

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE LA CIUDAD DE SAN JUAN, ARGENTINA, EMPLEANDO ESPECTROS DE RESPUESTA DE SISMOS REALES.

Ingeniero Civil Silvia Graciela Moreno
Instituto de Prevención Sísmica (INPRES)
San Juan – Argentina

Profesor en la Cátedra Estabilidad I de la Carrera Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de San Juan.

Profesional Investigador Científico Técnico del INPRES.

Alumna de la Maestría en Ingeniería de Estructuras Sismorresistentes con Tesis presentada: “Desarrollo de Estrategias de Rehabilitación Sismorresistente de Edificios de Hormigón Armado Construidos con Reglamentos Anteriores a los Años 80”.

Ingeniero Civil – Magíster en Ingeniería Estructural Silvia Beatriz Pavoni
Instituto de Investigaciones Antisísmica “Aldo Bruschi” - UNSJ
San Juan – Argentina

Profesor en la Cátedra Hormigón I de la Carrera Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de San Juan.

Investigador, Instituto de Investigaciones Antisísmicas Aldo Bruschi, UNSJ.

Profesor en la Maestría en Ingeniería de Estructuras Sismorresistentes de la Carrera de Posgrado de la Universidad Nacional de San Juan.

RESUMEN

En la actualidad gran parte de los esfuerzos de la Ingeniería Sísmica están centrados en el desarrollo y la aplicación de métodos de evaluación del comportamiento de estructuras existentes, a fin de identificar el nivel de desempeño de las mismas frente a una demanda específica inducida por el sismo. Tanto los códigos vigentes como los métodos simplificados de análisis estático no lineal emplean espectros de respuesta suavizados, los que representan un promedio de la respuesta de la estructura a las acciones sísmicas esperadas en el lugar de su emplazamiento, sin caracterizar los posibles sismos reales esperados, conduciendo finalmente a resultados “poco realistas”.

En este trabajo se evalúa el desempeño sísmico de un edificio aporticado de hormigón armado con relleno de mampostería no reforzada frente a diferentes y probables escenarios sísmicos. Para caracterizar la amenaza sísmica se emplearon tanto los espectros de respuesta de diseño dados por el Reglamento INPRES CIRSOC 103 como los obtenidos a partir de otros terremotos reales impulsivos y no impulsivos.

De la comparación de los resultados obtenidos se infiere que la evaluación del desempeño sísmico mediante el espectro de respuesta de diseño como demanda constituye sólo una primera aproximación, por lo que en zonas de moderada y alta sismicidad, es recomendable el uso de espectros de respuesta obtenidos a partir de acelerogramas reales que representen de forma adecuada la demanda sísmica.

ABSTRACT

Nowadays, most of the efforts of Earthquake Engineering are focused on the development and application of performance assessment methods on existing structures, in order to identify its level of performance against an earthquake specific demand. Both, existing codes and simplified methods of non-linear static analysis uses smooth response spectra, where an average of the structure response to expected seismic damage on site is shown; with no meaning of the possible real earthquakes expected. This might lead to "unrealistic" final results.

In this paper, the seismic performance of a reinforced concrete framed building filled with unreinforced masonry is evaluated under different and probable seismic scenarios. To characterize the seismic hazard, both design response spectra given by Regulation INPRES CIRSOC 103 and the obtained from real impulsive and not impulsive earthquakes, were used.

Comparing the obtained results leads to the conclusion that the performance evaluation through the design response spectrum as a demand is only a first approximation. So in moderate and high seismicity areas, it is advisable to use response spectra obtained from real accelerograms that adequately represent seismic demand.

1.- INTRODUCCIÓN

Luego del terremoto de San Juan, Argentina, del 15 de enero de 1944 ($M_s = 7.4$) que arrasó con casi la totalidad de las construcciones de la ciudad y sus alrededores, comenzó la tarea de su reconstrucción. A partir de entonces se sucedieron y aplicaron una serie de normas y prescripciones reglamentarias a fin de regular las nuevas construcciones, las que respondían al estado del conocimiento del momento. Como consecuencia, hoy coexisten edificios de hormigón armado diseñados y construidos con requerimientos diferentes a los actuales dados por el Reglamento INPRES-CIRSOC 103¹.

Por otra parte, los conocimientos desarrollados a partir de los años '70 acerca del comportamiento del hormigón armado en zona sísmica, permiten conocer la demanda de ductilidad que cada sismo le imprime a una estructura en particular, diferenciando el tipo de acción dinámica (sismos impulsivos o no impulsivos).

Para los sismos de tipo impulsivo, la acción se traducirá en una fuerza aplicada en forma estática durante un importante lapso de tiempo, obligando a la estructura a incursionar en el rango inelástico, sin una pronta inversión del sentido de la fuerza aplicada, generando una gran demanda de deformación, que muchas veces va más allá de su capacidad. Evidentemente esto conducirá al desarrollo de importantes deformaciones plásticas irreversibles, y en los casos más extremos al colapso de la estructura, dependiendo de la relación *ductilidad disponible vs. ductilidad requerida*.

Por el contrario, para los sismos de tipo vibratorio o no impulsivo, la peligrosidad para las construcciones depende de la amplitud de las aceleraciones y de las frecuencias predominantes del movimiento, siendo más peligrosos cuando su frecuencia y la natural de la estructura coinciden, entrando en el fenómeno que se conoce como resonancia.

Con el objetivo de conocer el desempeño sismorresistente de un edificio de Hormigón Armado emplazado en la ciudad de San Juan ante sismos reales, se presenta en este trabajo de investigación la evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio típico diseñado y construido en los años '50, obteniendo su curva de capacidad mediante análisis estático no lineal. Dicha curva transformada en espectro de capacidad es comparada con los espectros de respuesta de terremotos ocurridos, a fin de analizar el posible desempeño de la estructura estudiada ante diferentes y posibles escenarios

sísmicos, como así también con el espectro dado por el Reglamento INPRES-CIRSOC 103¹ actualmente en vigencia. Los resultados son presentados en formato AD de acuerdo con el uso actual para la evaluación del desempeño sismorresistente de una estructura de Hormigón Armado.

2.- CAPACIDAD ESTRUCTURAL

2.1 - CONCEPTO

La curva de capacidad representa la respuesta del primer modo de vibración de la estructura, el cual se corresponde con la respuesta predominante. En general, esto es válido para estructuras con períodos menores que 1 seg. Para estructuras más flexibles, debe considerarse la influencia de los modos superiores de vibración.

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar sus capacidades más allá del límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal, como por ejemplo, el análisis estático no lineal (análisis pushover). Esta curva relaciona las fuerzas en la base (corte basal, V) y los desplazamientos (D) en el nivel superior de la estructura.

2.2 - ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (“ANÁLISIS PUSHOVER”)

Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido con el nombre de curva de capacidad. El modelo matemático de la estructura se modifica para tener en cuenta la reducción de resistencia de los elementos que ceden. De esta forma, se aplican una serie de fuerzas horizontales, las cuales se incrementan de manera monótonica hasta que se produce el colapso efectivo de la estructura. El análisis estático no lineal es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia-deformación, de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales. Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales F_i que se incrementan de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, fluencia y fallo de los componentes, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortes en la estructura que corresponde a la curva de capacidad (Ver Figura 1).

La forma de la distribución de las fuerzas laterales, constante, lineal, parabólica, etc., aplicada a una estructura, influye en la determinación de la curva de capacidad. Considerando que no existe un único patrón de cargas, una solución práctica puede ser utilizar por lo menos dos distribuciones diferentes y definir la curva de capacidad como la envolvente de los resultados obtenidos con ambas distribuciones (Fajfar, 1996)².

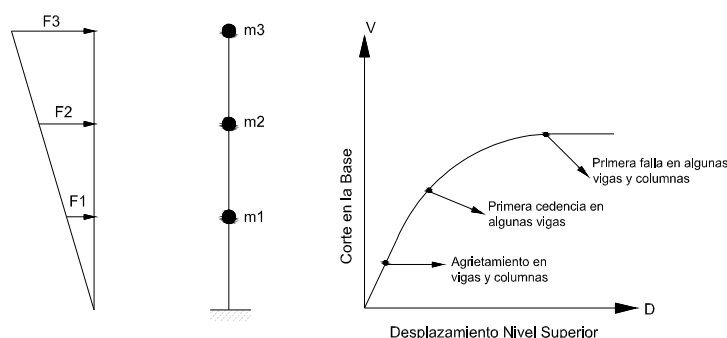


Figura 1. Esquema del procedimiento utilizado para el análisis pushover.

Para realizar el análisis estático no lineal, se aplicó el Programa ETABS 8.1.3³. No obstante, es importante tener en cuenta que, aunque este procedimiento se basa en los desplazamientos y trata la no linealidad, tiene algunas limitaciones que deben ser consideradas en la aplicación e interpretación de los resultados, como son:

- El procedimiento utilizado en el análisis pushover implícitamente asume que el daño depende sólo de la deformación lateral de la estructura, despreciando los efectos de duración y disipación de la energía acumulada. Por lo tanto, la aplicabilidad de esta medida del daño es algo simplista, particularmente para estructuras no dúctiles, cuyos ciclos histeréticos inelásticos presentan un fuerte estrechamiento y una forma errática.
- El análisis pushover se centra sólo en la energía de deformación de una estructura, despreciando la energía asociada con las componentes dinámicas de las fuerzas, es decir, la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso.
- Los efectos de torsión producidos por las variaciones de resistencia y rigidez no son considerados en un análisis pushover, por ser éste en dos dimensiones.
- El patrón de cargas sólo considera fuerzas sísmicas laterales e ignora por completo la carga sísmica vertical.

2.3 - REPRESENTACIÓN BILINEAL DE LA CURVA DE CAPACIDAD

La representación bilineal de la curva de capacidad, se utiliza para determinar el espectro de capacidad. Para su obtención, es necesario definir el punto de fluencia y el de agotamiento de la capacidad o desempeño de la estructura. En la actualidad, no existe un consenso para la definición de estos dos puntos. Se han formulado varias propuestas, desde aquellas que trabajan con desplazamientos límites hasta las que lo hacen con ductilidades. Así por ejemplo, el desplazamiento de fluencia se puede definir como: a) el punto de intersección de la rigidez tangente inicial con la resistencia nominal, b) la intersección de la rigidez secante a través de la primera fluencia con la resistencia nominal y c) el desplazamiento en la primera fluencia, entre otras posibilidades. El desplazamiento último, también ha sido definido de diversas formas: a) el desplazamiento correspondiente a la resistencia pico, b) el desplazamiento correspondiente al 20% o 50 % de la resistencia nominal, y c) el desplazamiento en la fractura inicial del refuerzo transversal.

El procedimiento propuesto en FEMA-273⁴ para obtener la representación bilineal de la curva de capacidad, ha sido ampliamente utilizado dentro de la comunidad internacional y puede describirse mediante los siguientes pasos:

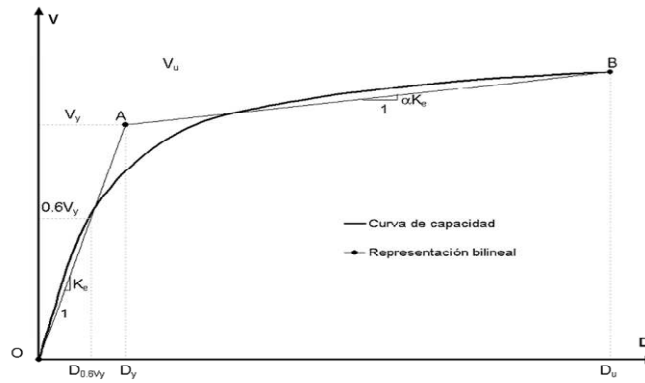
- a) Definición del desplazamiento último D_u y el correspondiente valor de corte en la base V_u al que puede llegar la estructura antes que se inicie el mecanismo de colapso. Estos valores definen el punto B de la Figura 2.
- b) Cálculo del área bajo la curva de capacidad A_{curva} , utilizando un método de integración, como por ejemplo la regla de los trapecios.
- c) Estimación del corte basal de fluencia V_y^i . Este valor, que es un primer paso, se elige arbitrariamente, y se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real A_{curva} y la curva bilineal idealizada $A_{bilineal}$. El superíndice indica el paso "i" del proceso iterativo.
- d) Cálculo de la pendiente inicial K_e^i de la curva bilineal. Se obtiene uniendo, con una línea recta, el origen O y el punto sobre la curva de capacidad real con un corte basal igual a $0.60 V_y^i$. (Ver Figura 2). Para ello, son necesarios los siguientes pasos:

- A partir de los datos del análisis pushover, se determina el desplazamiento $D_{0.6}^i$ correspondiente a un cortante basal igual a $0.60 V_y^i$.
- La pendiente K_e^i corresponde a la rigidez lateral efectiva de la estructura y se calcula mediante la expresión (1).

e) Cálculo del desplazamiento de fluencia D_y^i , el cual se define como (2):

$$K_e^i = \frac{0.6 V_y^i}{D_{0.6}^i} \quad (1)$$

$$D_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} \quad (2)$$



**Figura 2. Representación bilineal de la curva de capacidad
Procedimiento empleado en FEMA 273.**

El punto A - Figura 2, corresponde a un corte basal V_y^i y un desplazamiento D_y^i .

- e) Definición de la curva bilineal. Se define mediante las rectas OA, y AB (Ver Figura 2).
f) Cálculo del factor reductor (α) de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la ecuación (3).
g) Cálculo del área bajo la curva bilineal OAB, $A_{bilineal}$.
h) Se determina el error ε en la representación bilineal como (4):

$$\alpha^i = \frac{\frac{V_u}{V_y^i} - 1}{\frac{D_u}{D_y^i} - 1} \quad (3)$$

$$\varepsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} * 100 \quad (4)$$

Si el error ε excede el nivel de tolerancia preestablecido, se requiere de un proceso iterativo, esto es:

- Se calcula el nuevo valor de corte basal de fluencia (5):

$$V_y^{i+1} = V_y^i * \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}} \quad (5)$$

- Se repiten los pasos 4 a 8 con el nuevo valor V_y^{i+1} .

2.4 - ESPECTRO DE CAPACIDAD

Para comparar directamente la demanda con la capacidad de la estructura, ambos parámetros se convierten a un grupo de coordenadas espectrales usando las características dinámicas del modo fundamental, que representa la estructura como un sistema de un solo grado de libertad (1 GDL.); a esta representación se le conoce con el nombre de espectro de capacidad, ver Figura 3. Consecuentemente, la estructura debe en principio ser modelada como un sistema de un grado de libertad. Diferentes procedimientos han sido utilizados para determinar el sistema 1 GDL equivalente. En este trabajo se utilizó un procedimiento que parte de la ecuación de movimiento para un sistema de MGDG plano que explícitamente incluye los grados de libertad traslacionales (ver ecuación 6).

$\vec{U}$ y $\vec{F}$ son vectores que representan los desplazamientos y las fuerzas respectivamente, $\vec{l}$ es un vector unitario, y a es la aceleración del suelo, que es una función del tiempo. Los dos puntos sobre el vector $\vec{U}$ representan la segunda derivada respecto del tiempo. Por simplicidad, el amortiguamiento no se incluye en la formulación ya que su influencia se tendrá en cuenta en el espectro de diseño. Se supone que el vector de desplazamiento $\vec{\phi}$ es constante, es decir, que no cambia durante la respuesta estructural al movimiento del suelo. Esta es la base, y también el punto más crítico del procedimiento. El vector de desplazamiento $\vec{U}$ se define en la ecuación (7).

$\vec{D}$ son los desplazamientos en el nivel superior en función del tiempo y $\vec{\phi}$ se normaliza de tal forma que la componente superior sea igual a 1. De la estática se tienen las expresiones (8).

$$M \ddot{\vec{U}} + \vec{F} = M \vec{l} a \quad (6)$$

$$\vec{U} = \vec{\phi} \vec{D} \quad (7)$$

$$\vec{P} = \vec{F} \quad (8)$$

Es decir, que las fuerzas internas $\vec{F}$ son iguales a las cargas externas $\vec{P}$ aplicadas estáticamente. Sustituyendo las ecuaciones (7) y (8) en la ecuación (6), y premultiplicando por $\vec{\phi}^T$ se obtiene (9):

$$\vec{\phi}^T M \vec{\phi} \ddot{\vec{D}} + \vec{\phi}^T M \vec{\phi} p = -\vec{\phi}^T M \vec{l} a \quad (9)$$

A partir de la cual se llega a la expresión (10), donde m^* , $\ddot{D}^*$ y F^* son la masa, los desplazamientos y las fuerzas del sistema de 1GDL equivalente, definidos como (11), (12) y (13), n es el número de niveles y V es el cortante en la base del modelo de MGD L (14).

$$m\ddot{D} + F^* = -m^*a \quad (10)$$

$$m^* = \phi^T M l = \sum_{i=1}^n m_i \phi_i \quad (11)$$

$$D^* = \frac{D}{\Gamma} \quad (12)$$

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (13)$$

$$V = \sum_{i=1}^n P_i = \phi^T M l p = p \sum_{i=1}^n m_i \phi_i = p m^* \quad (14)$$

La constante Γ es el factor de participación modal y es la encargada de controlar la transformación del modelo de MGD L al modelo de 1 GDL y viceversa. Esta constante se define como lo indica la expresión (15):

$$\Gamma = \frac{\phi^T M l}{\phi^T M l \phi} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i^2} \quad (15)$$

La forma de los desplazamientos está normalizada para que el valor en la parte superior sea igual a 1. Usualmente, se suele tomar Φ como el correspondiente al primer modo de vibración, no obstante, se puede utilizar cualquier otra forma razonable. Es importante notar que la constante Γ es la misma para la transformación de fuerzas y desplazamientos, por consiguiente, las relaciones fuerza-deformación determinadas para el sistema de MGD L (diagrama V-D) se aplica también al sistema de 1 GDL equivalente (diagrama F^*-D^*). Por lo tanto, la rigidez inicial para ambos sistemas es la misma.

Los pasos para obtener el espectro de capacidad del sistema de 1 GDL equivalente son los siguientes:

- a) Determinación de la curva de capacidad del sistema de 1 GDL por medio de las ecuaciones (36), (37) y (39).
- b) Representación bilineal de la curva de capacidad mediante alguno de los procedimientos disponibles (FEMA 273, ATC-40, etc.). En este trabajo se trabajó con lo sugerido por FEMA 273.
- c) Determinación de la resistencia de fluencia F_y^* , el desplazamiento de fluencia D_y^* y el período elástico del sistema bilineal idealizado T^* . Este último se obtiene como muestra la ecuación (16).

d) Cálculo del espectro de capacidad del sistema de 1 GDL equivalente, según las ecuaciones (17) y (18).

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{mD_y^*}{F_y^*}} \quad (16)$$

$$S_a = \frac{F^*}{m} \quad (17)$$

$$S_d = D^* \quad (18)$$

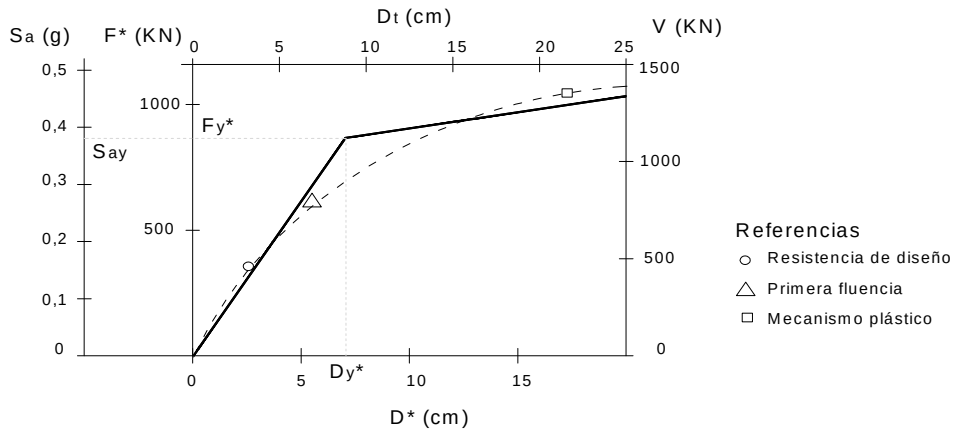


Figura 3. Curva de Pushover y su transformación en Espectro de Capacidad

3.- DEMANDA SÍSMICA

3.1- REPRESENTACIÓN DE LA DEMANDA

La demanda sísmica generalmente se grafica por medio de un espectro de respuesta, representando la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad (1 GDL) como una función de sus frecuencias. Tradicionalmente, en la ingeniería sísmica, se ha utilizado un espectro de respuesta de aceleraciones para procedimientos de análisis y diseño de estructuras basados en las fuerzas. Sin embargo, durante los últimos años se ha identificado que los parámetros más relevantes en el diseño son los desplazamientos y las deformaciones. Por lo tanto, se ha promovido el uso de espectros de respuesta en el formato AD (S_a vs D) para propósitos de diseño basado en el desempeño sísmico (ATC-40⁵, SEAOC⁶). Como su nombre indica, en este diagrama se grafica en el eje de las ordenadas la aceleración espectral y en las abscisas el desplazamiento espectral. Las líneas radiales que parten desde el origen, corresponden a períodos constantes T_i (Figura 4). La ventaja de este formato es que la capacidad y la demanda pueden superponerse en el mismo diagrama, permitiendo una solución gráfica del nivel de desempeño estructural (Freeman⁷). Es importante notar que este formato es tan sólo una representación diferente de los mismos datos, y no proporciona información adicional. En el presente trabajo se usaron espectros de demanda sísmica en formato AD reducidos por ductilidad constante, los mismos se lograron a partir del Espectro Elástico de Pseudoaceleraciones dado por el Reglamento INPRES-

CIRSOC 103¹, como así también de acelerogramas de terremotos impulsivos (Northridge (Sylmar)1994, Kobe (Takatori) 1995 y Chi Chi (TCU084) 1999) y no impulsivos (Chile (Llo Lleo) 1985, Imperial Valley (El Centro-array#9) 1940 y Cauce (INPRES) 1977). Los Espectros para los terremotos reales se obtuvieron empleando el Software SismoSignal⁸, mientras que el Espectro del Reglamento se obtuvo de la siguiente manera:

A partir del espectro elástico de aceleración en formato AD (S_{ae} vs S_{de}) del Reglamento, se usaron las expresiones (19) y (20) propuestas por Vidic y otros⁹

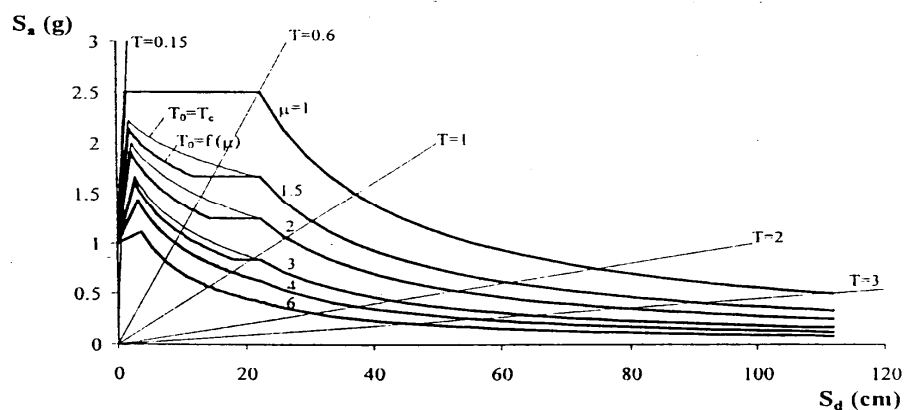
$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (19)$$

$$S_d = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (20)$$

Donde μ es el factor de ductilidad definido como la relación entre el desplazamiento máximo y el de fluencia, y R_μ es el factor de reducción por ductilidad, es decir, debido a la disipación de energía histerética de estructuras dúctiles. Varias propuestas han sido realizadas para determinar este factor, las cuales han sido analizadas por Miranda y Bertero (1994)¹⁰. En este caso, se usa un espectro bilineal para el factor de reducción, esto es (21):

$$R_\mu = \begin{cases} (\mu-1)\frac{T}{T_C} + 1 & T < T_C \\ \mu & T \geq T_C \end{cases} \quad (21)$$

donde T_C es el período de transición del segmento de aceleración constante al segmento de velocidad constante en el espectro de respuesta. De esta forma, partiendo del espectro elástico en formato AD y utilizando las ecuaciones (25) a (27) se obtiene el espectro inelástico de demanda para diferentes ductilidades (Ver Figura 4).



**Figura 4. Espectros de demanda para ductilidades constantes
Formato AD**

3.2- AMENAZA SÍSMICA

Uno de los avances más importantes de la Ingeniería Sísmica a finales del siglo XX fue el desarrollo de metodologías para la estimación de intensidades máximas y sus períodos de recurrencia en una región sísmicamente activa. Tales metodologías son hoy la base de los nuevos criterios de diseño sismorresistente.

Debido a que no puede predecirse con certeza la manifestación de futuros terremotos, no puede modelarse el fenómeno sísmico en una forma simple, sin embargo, analizando terremotos ocurridos en el pasado y su aceleración estimada para diferentes sitios, se puede obtener la probabilidad de ocurrencia de ciertas aceleraciones en el futuro. Reconociendo que muchos aspectos de los terremotos y su ocurrencia son desconocidos, se decidió estudiar la amenaza sísmica para terremotos impulsivos, no impulsivos y compararlos también con el terremoto de diseño del Reglamento INPRES-CIRSOC 103¹.

En general la amenaza sísmica se podría expresar en términos de: la aceleración máxima del terreno, la velocidad máxima, el espectro de respuesta, la duración de la excitación, el contenido frecuencias y todos aquellos parámetros que pueden afectar las estructuras después de cierto umbral. Uno de los parámetros más utilizados ha sido la intensidad en la Escala Mercalli Modificada debido a que con ésta es posible asignar una intensidad a eventos históricos bien documentados e incluirlos en el catálogo de eventos ocurridos. Sin embargo es importante detenerse en las características que poseen los terremotos impulsivos y las diferencias con los no impulsivos.

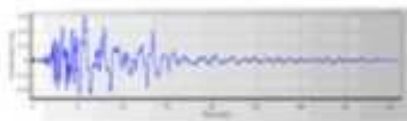
3.2.1- TERREMOTOS DE CAMPO CERCANO DE TIPO IMPULSIVOS

Los terremotos afectados por la directividad de los focos en distintas estaciones de campo cercano contienen pulsos en los registros de aceleración, y sus correspondientes diagramas integrados de velocidad y desplazamiento. Para una misma aceleración máxima del terreno (PGA) y duración de la agitación, los terremotos con directividad poseen pulsos que pueden generar mayores; cortes basales, giros relativos entre pisos y desplazamientos del último nivel en edificios de gran altura, en comparación con los terremotos de tipo no impulsivo que no contienen estos pulsos. Por otra parte en el caso de sismos impulsivos, se genera una demanda de ductilidad mucho mayor y la eficacia de suplementos de amortiguación se ve reducida. Bertero y otros (1978)¹¹, Anderson y Naeim (1984)¹² pusieron de manifiesto que los terremotos de campo cercano con pulsos pueden inducir grandes respuestas en edificios. Anderson y Bertero (1987)¹³ señalaron que los grandes pulsos en las aceleraciones son especialmente dañinos si el ancho del pulso es grande en comparación con el período natural de la estructura. Hall y otros (1995)¹⁴, en su estudio de edificios sometidos a sismos impulsivos generados artificialmente, indicaron que las demandas impuestas por los pulsos de desplazamiento en los terremotos de campo cercano superan ampliamente la capacidad flexional de edificios de gran altura y con bases aisladas diseñados con las normas actuales.

En la Figura 5 se comparan los registros de aceleraciones (PEER Data Base¹⁵) y sus correspondientes diagramas integrados de velocidades y desplazamientos para los terremotos propuestos. Se puede observar claramente que:

- Ante eventos de aceleraciones máximas similares por ejemplo Kobe y Chile, las relaciones PGV/PGA es bastante mayor en el caso de Kobe.
- Los sismos de tipo impulsivos presentan marcados pulsos en los diagramas de velocidades y desplazamientos que no son tan notables en los registros de aceleraciones.

KOBE – JAPÓN 16/01/1995
Estación TAKATORI – Mag.:6.9



Aceleraciones – PGA=0.6528 g

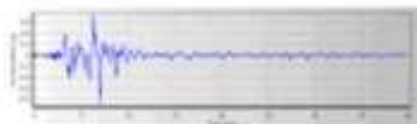


Velocidades – PGV=117.14 cm/seg

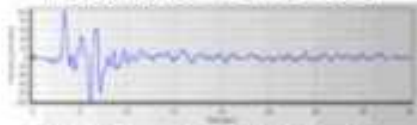


Desplazamientos – PGD=33.06 cm

NORTHRIDGE 17/01/1994
Estación SYLMAR – Mag.:6.69



Aceleraciones – PGA=0.7123 g



Velocidades – PGV=109.38 cm/seg

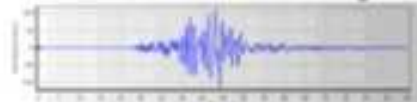


Desplazamientos – PGD=52.35 cm

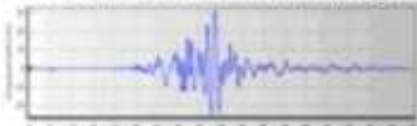
CHI CHI – TAIWÁN 20/09/1999
Estación TCU084 – Mag.:7.6



Aceleraciones – PGA=1.157 g

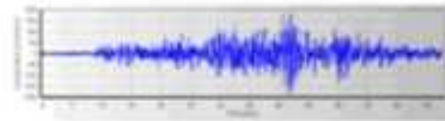


Velocidades – PGV=114.7 cm/seg

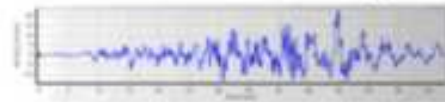


Desplazamientos – PGD=31.43 cm

CAUCETE – SAN JUAN 23/11/1977
Estación INPRES – Mag.:7.4



Aceleraciones – PGA=0.19 g



Velocidades – PGV=22.64 cm/seg

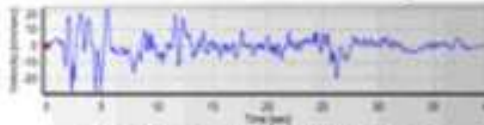


Desplazamientos – PGD=8.77 cm

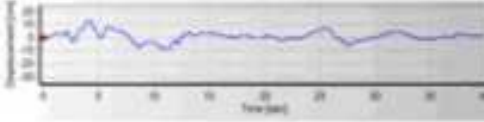
IMPERIAL VALLEY 19/05/1940
Estación EL CENTRO array #9 – Mag.:6.95



Aceleraciones – PGA=0.2584 g



Velocidades – PGV=31.74 cm/seg

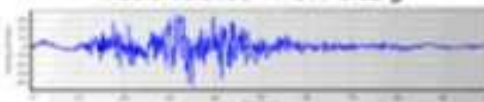


Desplazamientos – PGD=18.01 cm

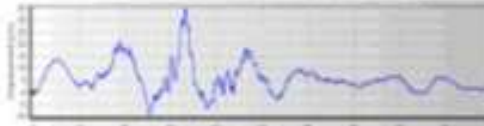
CHILE 03/03/1985
Estación LLO LLEO – Mag.:7.8



Aceleraciones – PGA=0.62 g



Velocidades – PGV=45.09 cm/seg



Desplazamientos – PGD=30.28 cm

Figura 5

En la Figura 6 se muestran los espectros de respuesta elástica para los seis registros estudiados y para un amortiguamiento del 5%. Del análisis de los mismos se concluye que las amplitudes espectrales en cortos períodos son sensibles al valor de PGA, aquellas en largos períodos son sensibles al valor de PGD, y aquellas en el rango de períodos intermedios son sensibles al valor de PGV. Es decir, las amplitudes espectrales de las distintas regiones dependen de los valores de PGA, PGV y PGD, mientras que los anchos de las distintas regiones dependen de la relación entre PGA, PGV y PGD (mayor relación PGV/PGA **conduce a regiones más anchas sensibles a la aceleración**, y menor relación PGD/PGV conduce a regiones más anchas sensibles al desplazamiento).

De todos modos, existe una diferencia significativa, mientras que para sismos no impulsivos la región sensible a la aceleración se extiende hasta los 0,5 seg. aproximadamente, esta región para sismos impulsivos llega hasta 2.4 seg, respectivamente. El mayor ancho de la región sensible a la aceleración que presentan los acelerogramas de estos últimos sismos, se debe a una mayor relación PGV/PGA (de 0,25 a 0,35 seg, respectivamente), comparado con 0,10 seg a 0,15 seg., para sismos no impulsivos.

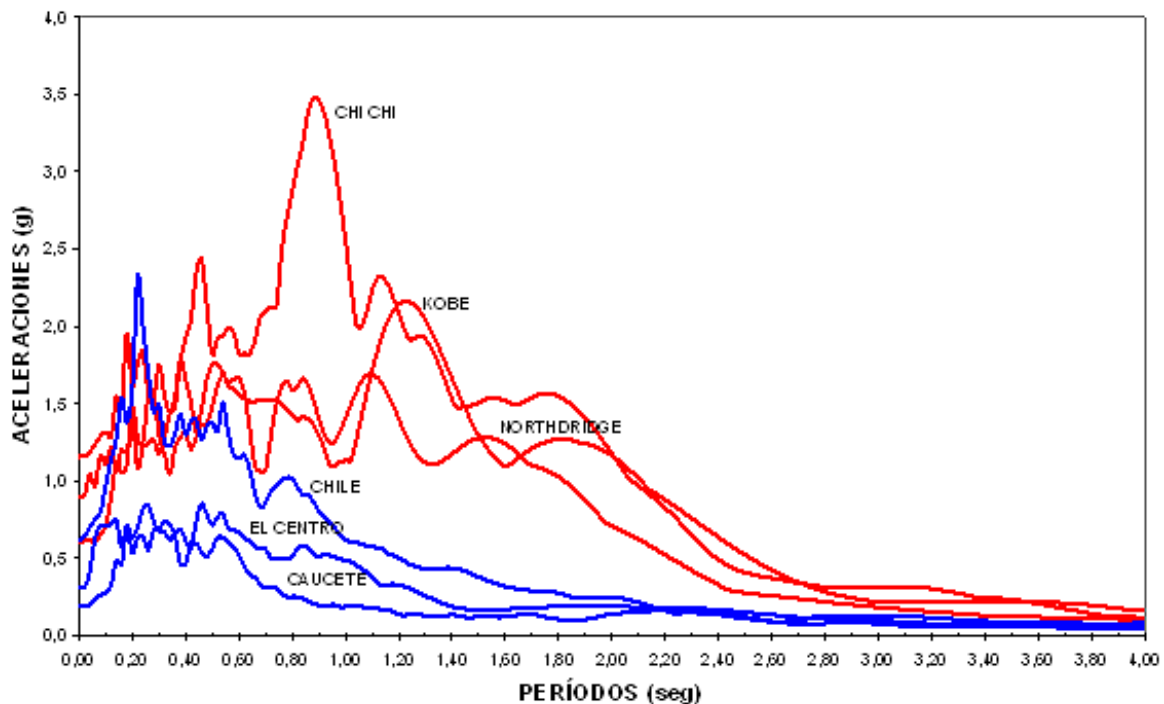


Figura 6. Espectros Elásticos de los sismos Impulsivos y no Impulsivos

A continuación se detallan cuales son los efectos que el aumento del ancho de la región sensible a la aceleración, característica principal de los sismos impulsivos, producen en las estructuras:

- a) Aparente reducción de flexibilidad: Las estructuras se comportan de modo rígido o flexible dependiendo de que caigan en la región del espectro sensible a la aceleración o fuera de ésta. Ampliar la región sensible a la aceleración, hace crecer el número de estructuras que se comportarán de modo rígido
- b) Aumenta el corte basal y el giro relativo entre pisos: Una región sensible a la aceleración más ancha causa mayor contribución de los modos superiores de vibración en la respuesta de un edificio de gran altura que cae dentro de esa región

del espectro. En consecuencia, esto causa un aumento del corte basal elástico y de los giros relativos entre pisos.

c) Reducida contribución de los modos superiores de vibración: Una región sensible a la aceleración más ancha hace que el modo fundamental de vibración incluso de un edificio bastante alto se mantenga dentro de esa región del espectro. Por ello, la contribución al corte basal del primer modo aumenta en comparación con la de los modos superiores.

d) Reducida efectividad del amortiguamiento adicional: El amortiguamiento adicional es más efectivo para sistemas flexibles que para sistemas rígidos. Como una región sensible a la aceleración más ancha hace que muchos sistemas que de otro modo serían flexibles, se comporten como rígidos, se reduce el beneficio del amortiguamiento adicional para dichos sistemas.

e) Aumenta la demanda de ductilidad: La demanda de ductilidad μ para un valor dado de factor de reducción de fuerzas R_d es mayor para sistemas rígidos que caen dentro de la región sensible a la aceleración del espectro.

En los espectros de aceleración-deformación es bastante fácil visualizar el efecto de cambio de período en el coeficiente del corte basal y la demanda de ductilidad. Si comparamos el registro de tipo no impulsivo del terremoto Imperial Valley (El Centro) con el de tipo impulsivo de Chi Chi (Taiwán), por ejemplo, un aumento del período de 0,2 a 2 seg en el primero causa una significativa reducción en la aceleración espectral (o el corte basal), pero sólo un pequeño incremento en la deformación espectral (ver Figura 7). Sin embargo para el sismo de Chi Chi (Taiwán), la misma variación en el período (0,2 a 2 seg) no produce una reducción en el corte basal pero aumenta dramáticamente la demanda de deformación.

En la Figura 7 también se muestran los espectros inelásticos para los otros terremotos estudiados: Northridge (Sylmar), Kobe (Takatori), Chile (Llo Lleo) y Cauçete (INPRES S.J.).

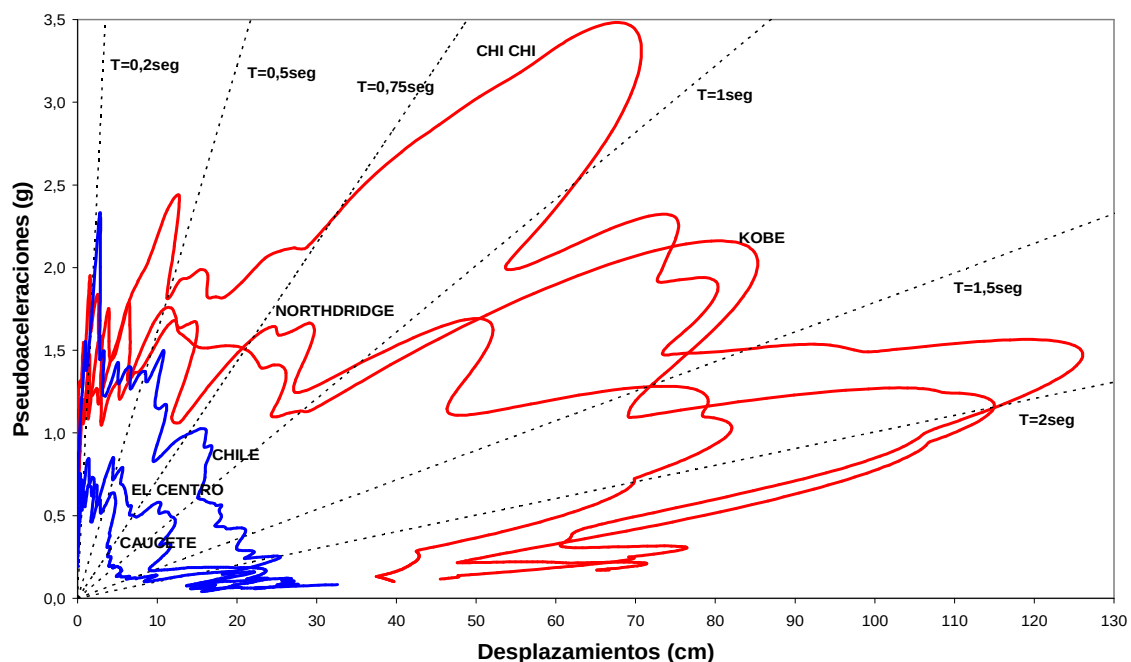


Figura 7. Espectros de Demanda en formato A-D

De la figura anterior se puede observar que en el rango de períodos de 0,5 a 2 segundos la demanda de ductilidad de desplazamiento es casi la misma para los no impulsivos y mucho mayor para los impulsivos. El rango de períodos de 0,5 a 2 segundos cae mayormente en la región sensible a la aceleración para los espectros de terremotos de tipo impulsivos, pero cae en la región sensible a la velocidad de los espectros de los no impulsivos. Como la demanda de ductilidad es máxima en la región sensible a la aceleración, **los terremotos impulsivos imponen mucha mayor demanda de ductilidad de desplazamiento que los no impulsivos**, para el mismo valor de pseudoaceleración.

4.- EDIFICIO ANALIZADO

4.1.- DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El edificio consta de cinco cuerpos estructuralmente independientes entre sí, los mismos presentan una impronta en planta en forma de doble T, con una superficie total de aproximadamente 1722 m². Las dimensiones del cuerpo central, motivo de este estudio son 31,5 m x 37,5 m en las direcciones norte-sur y este-oeste respectivamente, tal como lo muestra la Figura 8. Este cuerpo posee subsuelo, planta baja, entre piso y tres pisos superiores. La altura entre pisos es la siguiente: 2,8 m el subsuelo, 5,25 m la planta baja y 3,07 m los pisos restantes, haciendo una altura total de 17,26 m.

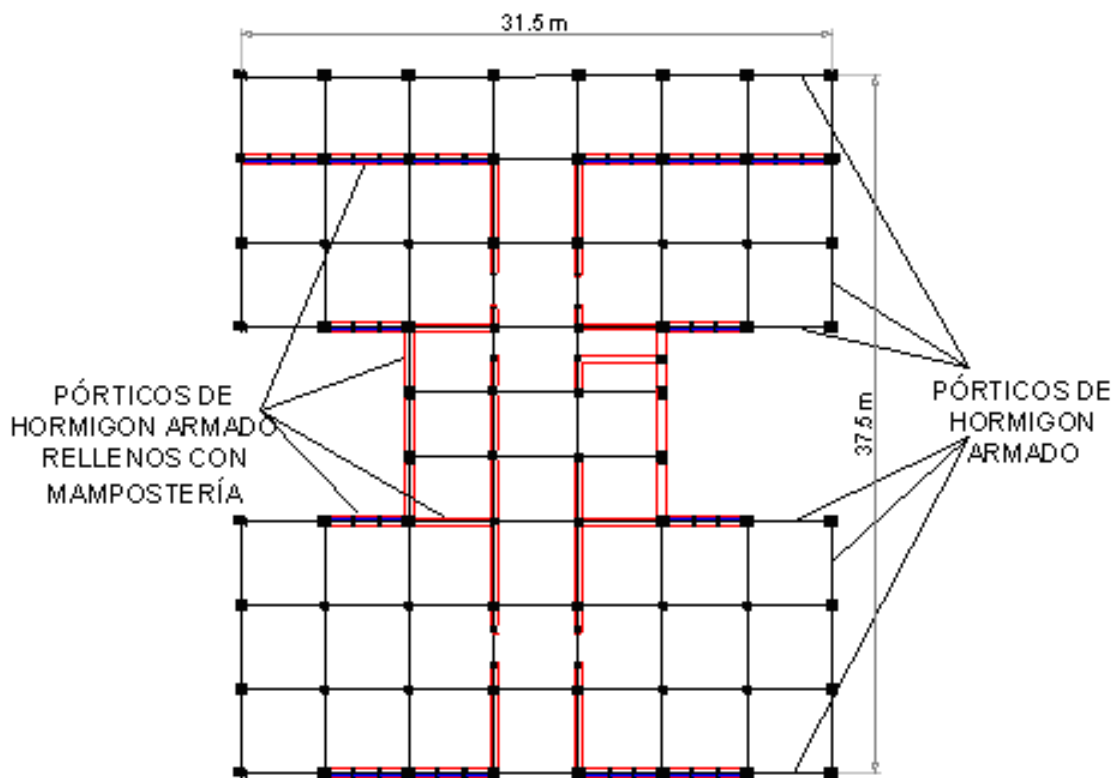


Figura 8. Planta estructural tipo

La estructura está conformada por pórticos de hormigón armado dispuestos en ambas direcciones. Los pórticos exteriores orientados en dirección norte-sur, se encuentran rellenos con mampostería de ladrillo cerámico macizo de 40cm de espesor sin reforzar, los orientados en dirección este-oeste se encuentran parcialmente rellenos, ya que en ellos se encuentra distribuida la carpintería de las ventanas, el resto de los pórticos no poseen relleno. Las losas son de hormigón armado en dos direcciones, de tipo macizo y de 18 cm de espesor. Ver Figura 8 y 9.

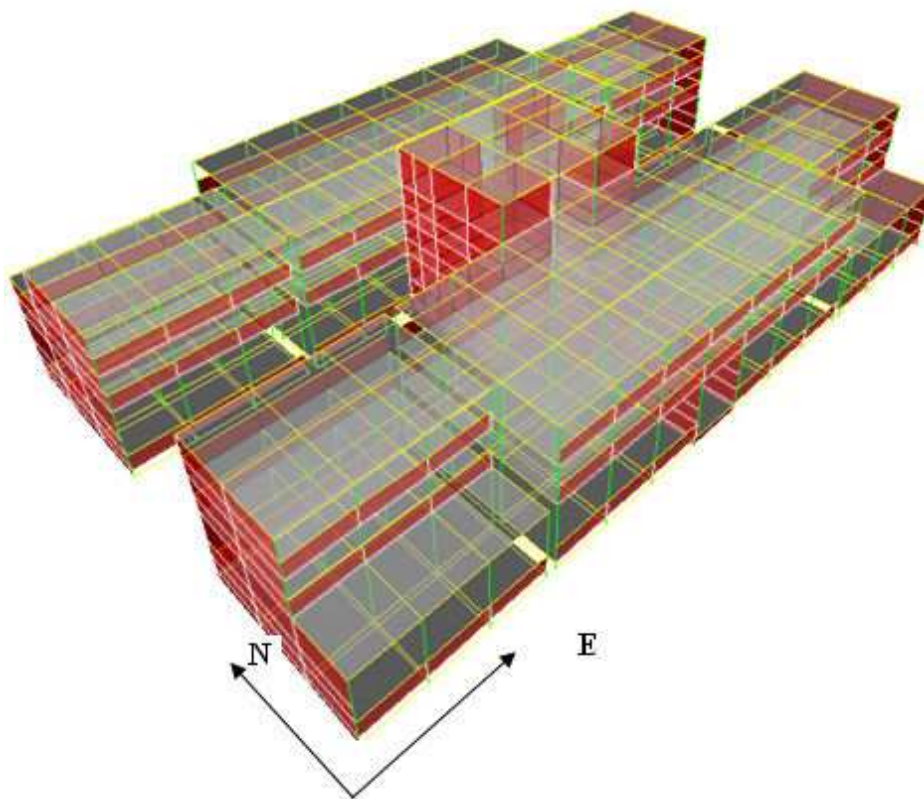


Figura 9. Perspectiva de la estructura completa

4.1.- DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA

El procedimiento analítico utilizado en la metodología de evaluación es el denominado Método N2 desarrollado por el grupo de investigación de la Universidad de Ljubljana. La idealización bilineal de la curva de pushover se basó en las siguientes consideraciones:

- a) La rigidez post fluencia es igual a cero.
- b) Las áreas bajo la curva original e idealizada dentro del rango de interés son aproximadamente iguales.
- c) Las dos de curvas se cortan en una fuerza igual al 60% de la resistencia de fluencia.

A continuación en la Figura 10 a) y 10 b) se muestran las curvas y espectros de capacidad para ambas direcciones analizadas, de las que se puede concluir que la capacidad de la estructura en términos de ductilidad de desplazamiento es en la dirección "x": $\mu = 1.2$ y en la dirección "y": $\mu = 1.62$ respectivamente.

En la Figura 11 a) y 11 b) se comparan el espectro de capacidad y el espectro de demanda, y se determina la demanda de ductilidad de desplazamiento para ambas direcciones, las cuales son $\mu = 2.29$ en la dirección "x" y $\mu = 3.05$ en la dirección "y" respectivamente.

De lo anterior se infiere que para la estructura estudiada la demanda del Espectro de Diseño del Reglamento INPRES-CIRSOC 103¹ supera a la capacidad en ambas direcciones, por lo que se recomienda estudiar posibles estrategias de rehabilitación.

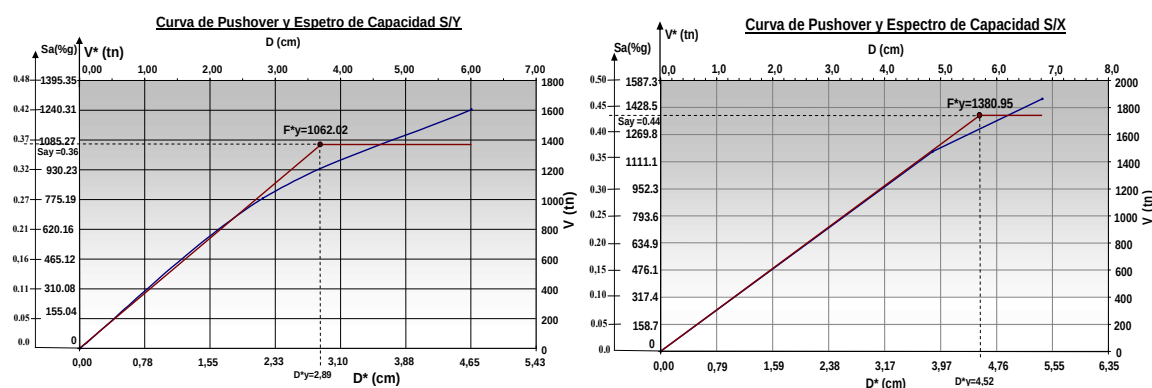


Figura 10. CURVAS Y ESPECTROS DE CAPACIDAD: (a) S/X, (b) S/Y

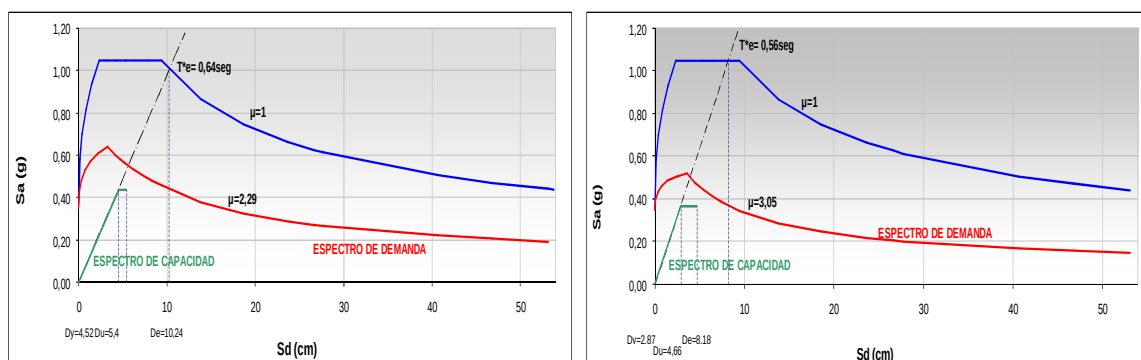


Figura 11. COMPARACIÓN DE ESPECTROS DE DEMANDA Y CAPACIDAD: (a) S/X, (b) S/Y

En la Figuras 12 y 13 se presentan las demandas en forma de Espectros Inelásticos reducidos por ductilidad constante, para terremotos reales de tipo impulsivos y no impulsivos respectivamente elegidos para este análisis. Dichos espectros se contrastan, en las mismas gráficas con la capacidad de la estructura en ambas direcciones en formato de Espectros de Capacidad.

En la Tabla 1 se sintetiza la demanda de ductilidad para cada evento real estudiado, como así también para el Espectro de Diseño del Reglamento INPRES-CIRSOC 103¹.

	TERREMOTOS						
	Kobe	Northridge	Chi- Chi	Caucete	El Centro	Chile	Reglamento
μ_x	5	4.2	5	-	1.5	1.8	2.29
μ_y	8	6	7.5	-	2.5	3	3.05

Tabla 1. Demanda de Ductilidades para los eventos estudiados

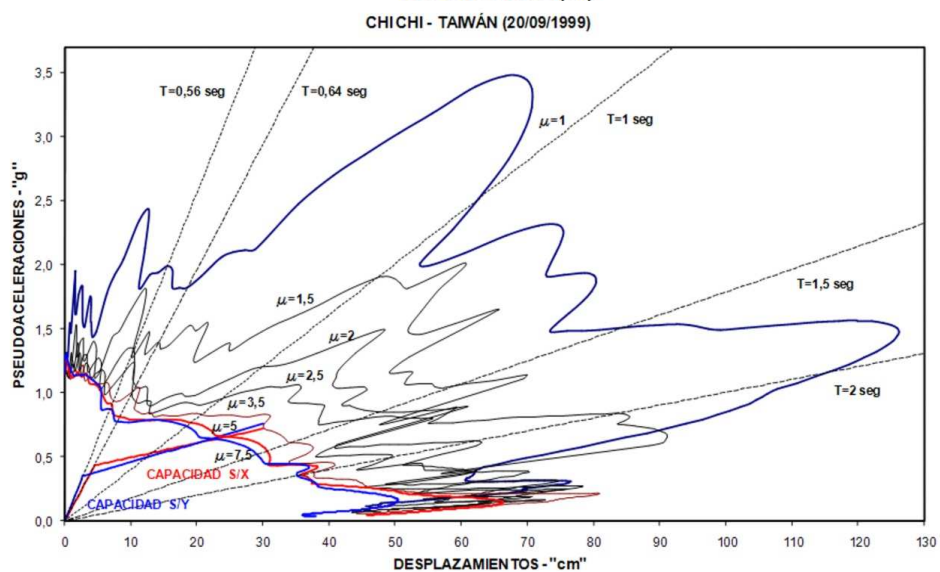
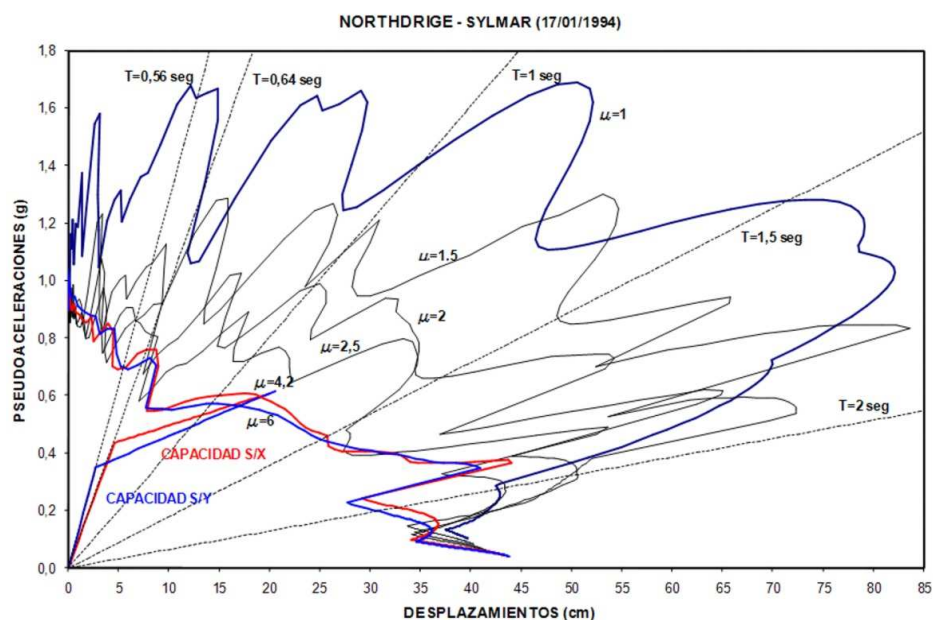
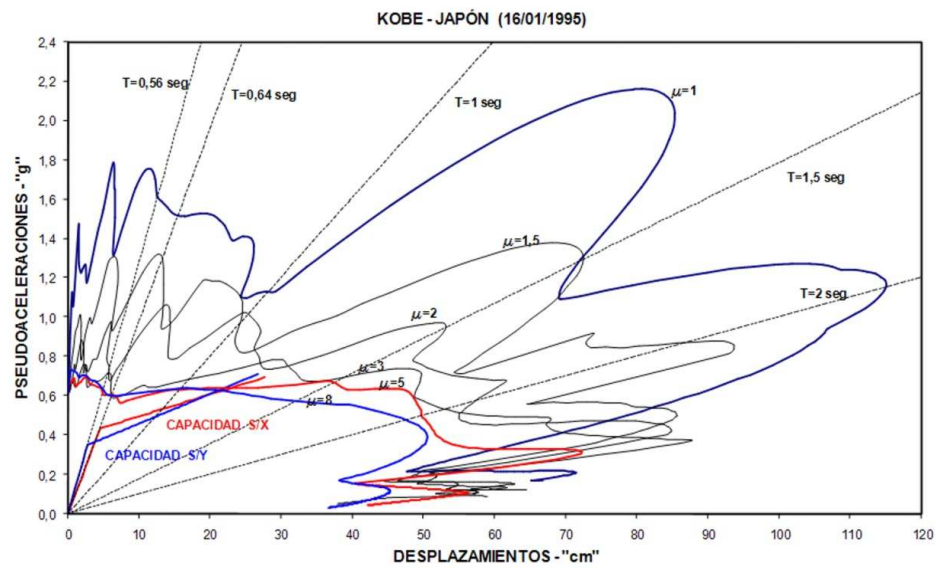


Figura 12. Espectros Inelásticos reducidos por ductilidad constante

Sismos de tipo Impulsivo

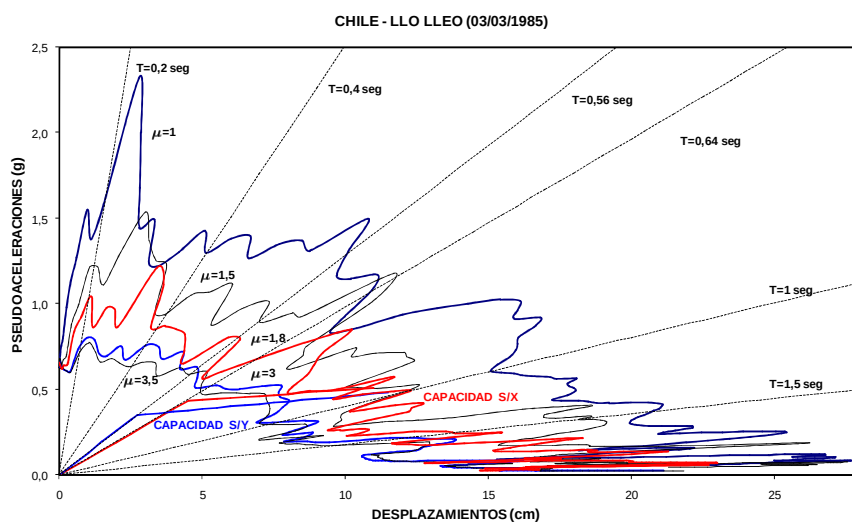
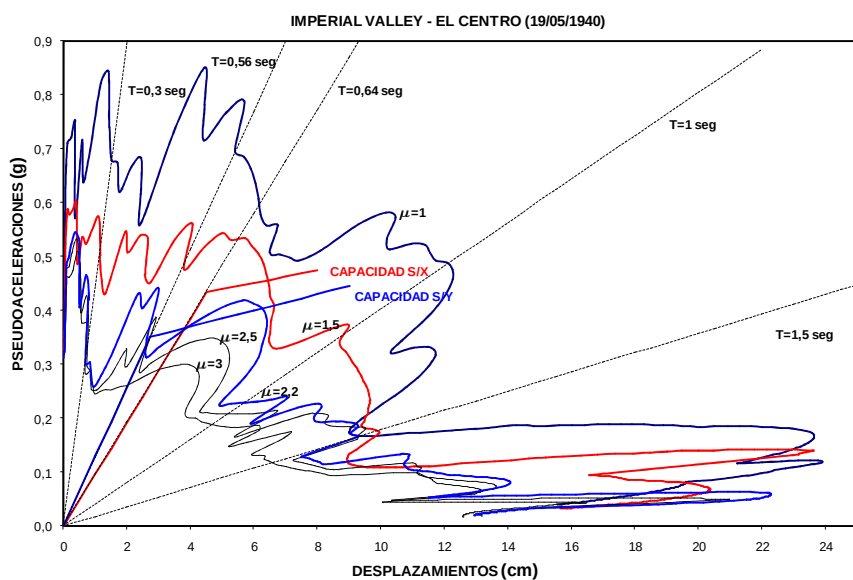
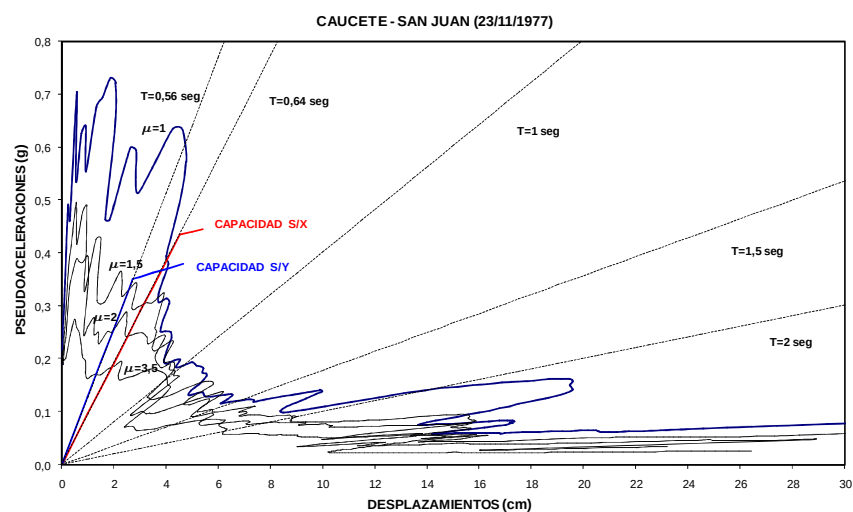


Figura 13. Espectros Inelásticos reducidos por ductilidad constante
Sismos de tipo no Impulsivo

CONCLUSIONES

- El Espectro de Diseño recomendado por el Reglamento INPRES-CIRSOC 103, cubre ampliamente las demandas de ductilidad de desplazamiento sobre las estructuras para los terremotos de tipo no impulsivo.
- La capacidad de la estructura estudiada en un escenario sísmico real tal como el de Chi Chi, Kobe o Northridge, se vería ampliamente superada como consecuencia de deficiencias en el detallamiento y falencias en el diseño estructural.
- Los resultados numéricos obtenidos evidencian el buen desempeño de la estructura para el terremoto de Cauce, los cuales son coherentes con lo detallado en el informe de la inspección técnica realizada al edificio estudiado luego de ocurrido el evento.
- Por otro lado, para la estructura estudiada la demanda del Espectro de Diseño del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 supera a la capacidad en ambas direcciones, por lo que se recomienda estudiar posibles estrategias de rehabilitación.
- De la comparación de los resultados obtenidos se infiere que la evaluación del desempeño sísmico mediante el espectro de respuesta de diseño del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 como demanda constituye sólo una primera aproximación, por lo que en zonas de moderada y alta sismicidad, es recomendable el uso de espectros de respuesta de terremotos reales incluyendo los de tipo impulsivo.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido realizado gracias al apoyo del Instituto Nacional de Prevención Sísmica en las personas de su Director Ing. Alejandro Giuliano e Ing. Rodolfo García y también a la colaboración de la Ing. Silvana Bustos.

REFERENCIAS

1. INPRES. Reglamento INPRES-CIRSOC 103, Normas Argentinas Para Construcciones Sismorresistentes - Parte I y II, Edición Agosto 1991.
2. FAJFAR P.; GASPERSIC P.: "The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings" - Earthquake Engineering & Structural Dynamics - vol. 25, no1, pp. 31-46 (43 ref.) (1996).
3. ETABS 8.1.3.: Integrated Design and Analysis Software for Buildings Systems – Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design.
4. FEMA (Federal Emergency Management Agency) 273: "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings". - October 1997
5. ATC – 40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1 - November 1996
6. SEAOC: "Vision 2000": Performance Based Seismic Engineering of Buildings". Structural Engineers Association of California. Abril 1975.
7. Freeman, S.: "Development and use of Capacity Spectrum Method" – 6 th U. S. National Conference on Earthquake Engineering 1994.

8. Sismosignal: Processing of strong-motion data software - Developed by SeismoSoft.
9. VIDIC T., FAJFAR P. y FISCHINGER M.: "Consistent inelastic design spectra: strength and displacement" - Earthquake Engineering & Structural Dynamics, vol. 23, no5, pp. 507-521 (35 ref.) - (1994).
10. Miranda E., Bertero V.: "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design", Earthquake Spectra, Vol. 10, N° 2, pp. 357-379 (1994).
11. V. V. Bertero, S. A. Mahin y R. A. Herrera: "Aseismic design implications of San Fernando earthquake records"- Earthquake Engineering & Structural Dynamics - 6(1), 31-42 (1978).
12. J. C. Anderson y F. Naeim: "Design criteria and ground motion effects in the seismic response of multi-storey buildings" - Proc. Applied Technology Council, ATC 104, Seminar on Earthquake Ground Motion and Building Damage Potential, San Francisco (1984).
13. J. C. Anderson y V. V. Bertero: "Uncertainties in establishing design earthquakes" - J. Structural Engineering - ASCE 113(8) - 1709 -1724 -(1987).
14. J.F. Hall, T. H. Heaton, M. W. Halling y D. J. Wald : "Near-source ground motion and its effects on flexible buildings" - Earthquakes Spectra, vol. 11, no4, pp. 569-605 (1 p.3/4) - (1995).
15. PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center): Strong Motion Database.