

## **CAPÍTULO 1. EL OBJETO DE CONOCIMIENTO**

### **1.1. El Problema**

Según información del Observatorio San Calixto (OSC) la ciudad de Tarija está bajo una amenaza sísmica creciente<sup>1</sup>. El analista del OSC, Edson Burgoa, indicó que los temblores fuertes (mayores a 6 grados en la escala de Richter) se producen aproximadamente cada cien años en regiones como el departamento de Tarija, y este sufrió uno en 1909.

Los sismos pueden generar una serie de efectos negativos como el daño o destrucción de la infraestructura y la pérdida de vidas humanas. Así pues, la investigación del comportamiento de las estructuras frente a la acción sísmica, representa un objetivo permanente de la ingeniería sísmica.

La ciudad de Tarija es una de las regiones de mayor crecimiento en el país, esto se traduce en un incremento en el número de edificios de hormigón armado, aumentando la importancia económica y social de este tipo de edificaciones.

El comportamiento de un edificio de hormigón armado frente a acciones sísmicas depende de las características físicas y mecánicas de sus elementos, las cuales son no lineales por naturaleza.

#### **1.1.1. Planteamiento**

Para aminorar los efectos sísmicos en edificaciones ya construidas se debe determinar cuál sería su comportamiento ante sollicitaciones de fuerzas sísmicas de diferente magnitud que con determinada probabilidad podrían ocurrir. Existen varios métodos de análisis que permiten conocer el comportamiento sísmico de las estructuras, estos pueden ser elásticos lineales o inelásticos. Los métodos elásticos disponibles, incluyen procedimientos como el análisis del espectro de respuesta, la fuerza lateral dinámica y otros que usan relaciones de capacidad y demanda establecidos en los códigos. Por otra parte, el principal método de análisis inelástico, es el análisis dinámico no lineal de estructuras, no obstante, a efectos prácticos y de diseño, resulta demasiado complejo y, por lo tanto, frecuentemente

---

<sup>1</sup> “Observatorio San Calixto alerta a Tarija sobre creciente riesgo sísmico”. [en red] <http://temblor-sismo-terremoto.blogspot.com/2010/03/observatorio-san-calixto-alerta-tarija.html>

impracticable<sup>2</sup>. De esta forma, surgen los métodos de análisis estático no lineal, que permiten comprender mejor cómo trabajan las estructuras cuando se ven sometidas a movimientos sísmicos y sobrepasan su capacidad elástica.

El **análisis estático no lineal** (análisis “Pushover”) es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia-deformación, de una estructura bajo una distribución de fuerzas inerciales esperada<sup>3</sup>. Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de los componentes, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponde a la curva de capacidad.

### **1.1.2. Formulación**

Para poder emprender acciones de refuerzo que mejoren el comportamiento de los edificios de hormigón armado frente a acciones sísmicas, se debe partir de comprender los efectos de dichas acciones sobre cada elemento de la estructura, es decir:

*¿Cuál es la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de los componentes de un edificio de hormigón armado sujeto a acciones sísmicas de diferente intensidad?*

*¿Cuáles son los elementos estructurales y zonas del edificio con mayor riesgo de presentar fallas durante un sismo?*

Además, debido a que los parámetros sísmicos y estructurales usados en las metodologías actuales de evaluación del desempeño sísmico están sujetas a mucha incertidumbre, en este trabajo también se estudiará la sensibilidad de estas metodologías a cambios en sus parámetros de entrada y se recolectará información que permita un adecuado planteamiento de las hipótesis de entrada.

### **1.1.3. Sistematización**

Para reducir los efectos negativos de las fuerzas cortantes horizontales generadas por un sismo se debe conocer el comportamiento del edificio frente a dichas sollicitaciones, ubicar

---

<sup>2</sup> BONETT DÍAZ, Ricardo (2003), pág. 48

<sup>3</sup> Ídem, pág. 61

las zonas de mayor riesgo en la estructura, y determinar las acciones de refuerzo más convenientes.

#### **1.1.3.1. Variables independientes**

Las variables independientes consideradas son:

- Ubicación geográfica del edificio
- Tipo de suelo de fundación
- Amenaza sísmica según la ubicación geográfica
- Tipo de estructura
- Características físicas y mecánicas de los elementos estructurales.

#### **1.1.3.2. Variable dependiente**

La variable dependiente es *Fuerza cortante basal* generada por el sismo.

#### **1.1.3.3. Alternativas metodológicas para estudiar el comportamiento sísmico de edificios**

De los métodos de análisis del comportamiento sísmico de estructuras planteados en el punto (1.1.1), se descarta el análisis dinámico no lineal debido a que frecuentemente resulta impracticable dada su complejidad. Las dos metodologías restantes son:

- **Análisis estático lineal.** Este método se basa en el supuesto de comportamiento lineal de los materiales que conforman la estructura sujeta a esfuerzos sísmicos. Aunque es de fácil aplicación, no toma en cuenta el comportamiento de los materiales cuando sobrepasan su capacidad elástica.
- **Análisis estático no lineal.** Este método permite comprender mejor cómo trabajan las estructuras cuando los esfuerzos sobrepasan la capacidad elástica de los materiales. Con este método es posible identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de los componentes de una estructura, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortantes que corresponde a la curva de capacidad.

#### **1.1.3.4. Alternativa metodológica seleccionada**

Usando los criterios expuestos, se escogen los siguientes métodos de análisis del comportamiento sísmico de estructuras:

- Análisis Modal
- Análisis del Espectro de Respuesta
- Análisis Tiempo Historia (o cronológico)
- Análisis estático no lineal (o pushover)

## **1.2. Objetivos**

El presente trabajo de investigación tiene los siguientes propósitos:

### **1.2.1. Objetivo General**

- Determinar el comportamiento estructural del Edificio de la Carrera de Medicina sujeto a la acción sísmica

### **1.2.2. Objetivos Específicos**

- Estudiar los conceptos básicos y los principales métodos existentes para la evaluación de la vulnerabilidad y el daño sísmico de edificios de hormigón armado.
- Elaborar un modelo virtual del edificio usando el programa de análisis estructural SAP2000 v16.
- Usando el modelo virtual, aplicar las metodologías de análisis del comportamiento sísmico seleccionadas y estudiar sus resultados.
- Determinar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de los componentes estructurales del edificio de la carrera de medicina sujeto a acciones sísmicas de diferente intensidad
- Analizar la sensibilidad de los métodos utilizados para la evaluación del desempeño sísmico, con respecto a variaciones en sus parámetros de entrada y en la definición de los umbrales de los estados discretos de daño.
- Localizar las zonas y elementos estructurales con mayor riesgo de falla en la estructura y determinar las acciones de refuerzo más convenientes.

## **1.3. Justificación**

Las razones por las cuales se realiza el presente trabajo de investigación son:

### **1.3.1. Teórica**

La ingeniería sísmica es una de las ramas de la ingeniería estructural con mayor desarrollo e innovación en la actualidad. Numerosos investigadores recopilan información como la que será generada por este trabajo de investigación para solventar o refutar nuevas teorías e hipótesis, por tanto se está generando información útil para otras investigaciones.

### **1.3.2. Metodológica**

El análisis estático no lineal es una de las metodologías más empleadas en la actualidad para el estudio del comportamiento sísmico de edificios. Sin embargo en nuestro medio no es de aplicación frecuente. El presente trabajo de investigación constituirá un ejemplo detallado de la aplicación de dicha metodología en las condiciones locales.

### **1.3.3. Práctica**

El conocimiento del comportamiento estructural del Bloque de Medicina ante acciones sísmicas permitirá identificar las zonas y elementos estructurales en los cuales se podrían presentar problemas en caso de sismos. Esto posibilitará definir los mecanismos y acciones de refuerzo requeridos para la reducción de los efectos negativos provocados por el sismo.

## **1.4. Alcance**

### **1.4.1. Tipo de estudio**

En este trabajo de investigación se pretende realizar un estudio de tipo *descriptivo*, porque se busca especificar y describir las características del comportamiento del Edificio de la Carrera de Medicina cuando se encuentra sujeto a acciones sísmicas de diferentes magnitudes y características.

### **1.4.2. Hipótesis de trabajo**

El presente trabajo de investigación busca verificar la hipótesis de que el Edificio de la Carrera de Medicina se comporta de manera *satisfactoria*, lo que implica que:

- ante sismo de baja intensidad no sufre daños estructurales significativos,
- ante sismos moderados sufre daños reparables,
- con sismos de mayor intensidad, no se produzca el colapso,

- las rótulas plásticas se formen en las vigas, y no en las columnas (mecanismo de viga débil - columna fuerte)

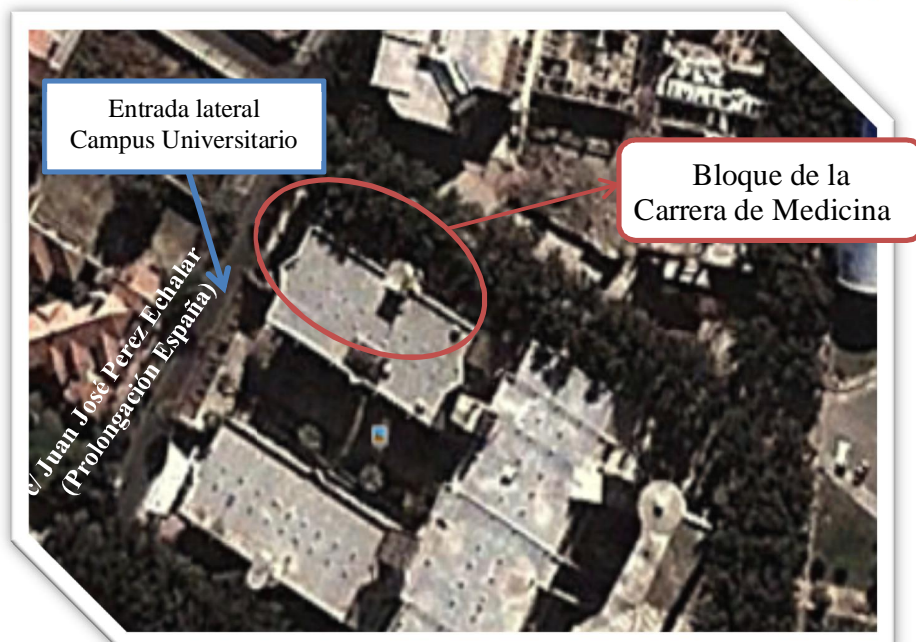
### 1.4.3. Limitaciones

La amenaza sísmica incluye efectos directos tales como: ruptura en la fuente y vibración del terreno, licuefacción del suelo, desprendimientos de tierra, asentamientos diferenciales y efectos indirectos como incendios y deslizamientos entre otros. Cada uno de estos efectos puede producir daños que afectan el nivel de desempeño deseado para una estructura. El alcance, para el cual estas amenazas pueden afectar el desempeño de la estructura, depende de la magnitud del sismo, la distancia a la fuente, la dirección de propagación de la ruptura de falla, y las características geológicas de la región y locales.

En este trabajo de investigación se pretende analizar sólo los efectos sísmicos que se representen como fuerzas horizontales actuando sobre la estructura.

### 1.5. Localización

El presente trabajo de investigación estudiará el Edificio de la Carrera de Medicina, ubicado en el Campus Universitario de la “U.A.J.M.S.”, en la ciudad de Tarija, Bolivia.



*Figura 1. Ubicación del Bloque de Medicina (vista en planta)*

*Fuente: Google Earth*

La construcción del Edificio de la Carrera de Medicina fue ejecutada en la gestión 2006-2007 por la Empresa Constructora del Guadalquivir y financiada con fondos del IDH.

### **1.6. Fuentes de información**

Los planos Arquitectónicos y Estructurales “As Build” del Edificio de la Carrera de Medicina fueron proporcionados por el Departamento de Infraestructura de la U.A.J.M.S.

Lamentablemente el Departamento de Infraestructura de la U.A.J.M.S. no dispone de la memoria de cálculo del edificio por lo que no se pudo conseguir dicho documento, sin embargo eso no impide alcanzar los objetivos del presente trabajo de investigación debido a que el análisis del comportamiento sísmico del edificio se basa principalmente en la información contenida en los planos “As Build”.

## CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

### 2.1. Conceptos básicos de sismología

Algunas definiciones de términos frecuentemente utilizados en ingeniería sísmica son<sup>1</sup>:

**Sismo, temblor o terremoto:** Vibraciones de la corteza terrestre inducidas por el paso de las ondas sísmicas provenientes de un lugar o zona donde han ocurrido movimientos súbitos de la corteza terrestre (disparo sísmico o liberación de energía).

**Sismicidad:** Es la frecuencia de ocurrencia de sismos por unidad de área en una región dada. A menudo esta definición es empleada inadecuadamente, por lo que se define en forma más general como “la actividad sísmica de una región dada”, es decir, la sismicidad se refiere a la cantidad de energía liberada en un área en particular.

**Amenaza Sísmica:** Es el valor esperado de futuras acciones sísmicas en el sitio de interés y se cuantifica en términos de una aceleración horizontal del terreno esperada, que tiene una probabilidad de excedencia dada en un lapso de tiempo predeterminado.

**Microzonificación sísmica:** División de una región o de un área urbana en zonas más pequeñas, que presentan un cierto grado de similitud en la forma como se ven afectadas por los movimientos sísmicos, dadas las características de los estratos de suelo subyacente.

**Fallas geológicas:** Ruptura o zona de ruptura en la roca de la corteza terrestre cuyos lados han tenido movimientos paralelos al plano de ruptura.

**Ondas sísmicas:** Son vibraciones que se propagan a través de la corteza terrestre causadas por la repentina liberación de energía en el foco.

**Acelerograma:** Descripción en el tiempo de las aceleraciones a que estuvo sometido el terreno durante la ocurrencia de un sismo real.

**Sismograma:** Es un registro del movimiento sísmico y mide la magnitud de los sismos.

---

<sup>1</sup> Estas definiciones fueron extraída de GOYTIA TORREZ, Ivan Richard; VILLANUEVA INCA, Rolando (2001), cap. 1.

***Aceleración pico del suelo:*** Es la aceleración máxima de un punto en la superficie alcanzada durante un sismo, expresada como fracción de la gravedad ( $g$ ).

***Licuación:*** Respuesta de los suelos sometidos a vibraciones, en la cual estos se comportan como un fluido denso y no como una masa de suelo húmeda.

***Epicentro:*** Punto que se encuentra en la superficie de la tierra inmediatamente por encima del foco.

***Hipocentro, Foco sísmico o fuente:*** Es el punto o grupo de puntos subterráneos desde donde se origina el sismo.

***Distancia epicentral (D):*** Es la distancia horizontal desde un punto en la superficie al epicentro, ver la Figura 2.

***Distancia focal (R):*** Es la distancia desde un punto en la superficie al foco, hipocentro o fuente, ver la Figura 2.

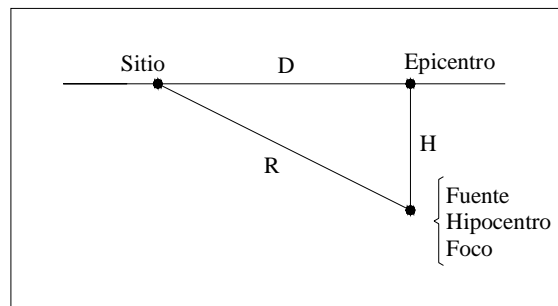


Figura 2. Relación entre en Epicentro, Hipocentro, Fuente y Foco

***Profundidad focal (H):*** Es la distancia entre el foco y el epicentro.

***Sismo de diseño:*** Es la caracterización de los movimientos sísmicos en un sitio dado que deben utilizarse en la realización del diseño sismo resistente.

## 2.2. Causas de los sismos

Se conocen varios fenómenos capaces de generar movimientos sísmicos, en la literatura suelen reconocerse tres clases:

- Sismos de origen tectónico
- de origen volcánico

- los producidos artificialmente por el hombre.

Siendo más devastadores los sismos de origen tectónico, y por ende los de mayor interés dentro la ingeniería.

### **2.2.1. Tectónica de Placas**

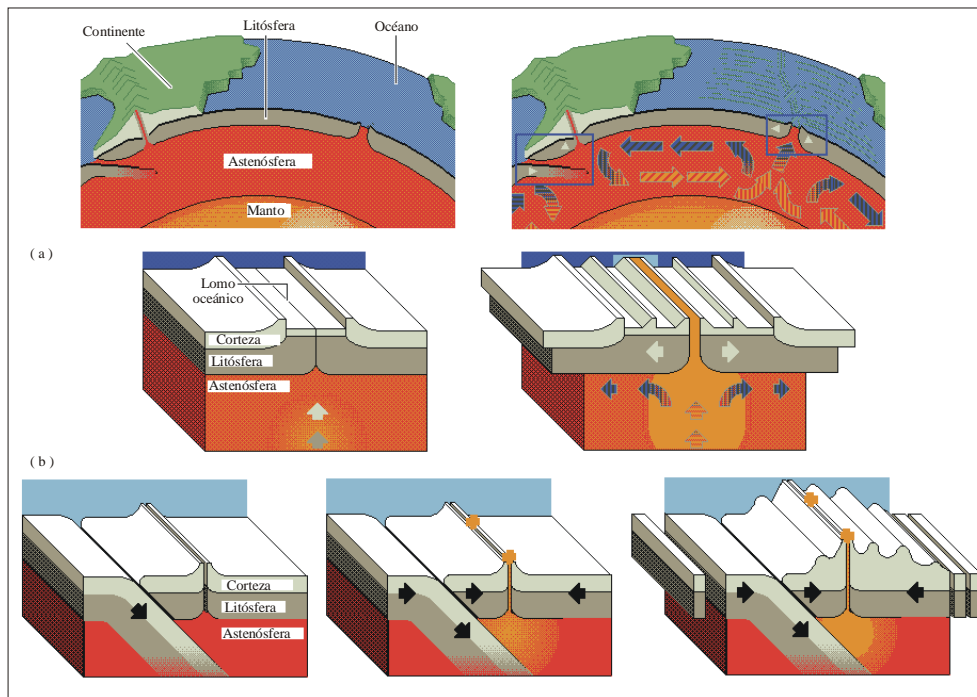
El origen de la mayoría de los sismos está en las placas tectónicas. La corteza terrestre está compuesta por un mosaico de bloques grandes y rígidos (placas tectónicas), que se mueven uno respecto de otro. La corteza terrestre se halla dividida en seis placas continentales (África, América, Antártida, Australia, Europa y la placa del Pacífico), y cerca de catorce placas subcontinentales (placa de Nazca, del Caribe, etc.).

Los datos reunidos por la red sísmica mundial (que fue instaurada hacia el final de la década de 1950) demostraron que las zonas en donde ocurren la mayor parte de los terremotos del mundo están bien definidas y son próximas a las uniones entre placas tectónicas, sugiriendo que la mayoría de los sismos resultan de los movimientos en las zonas donde dichas placas chocan unas contra otras.

Las placas pueden moverse una con respecto de la otra de tres formas:

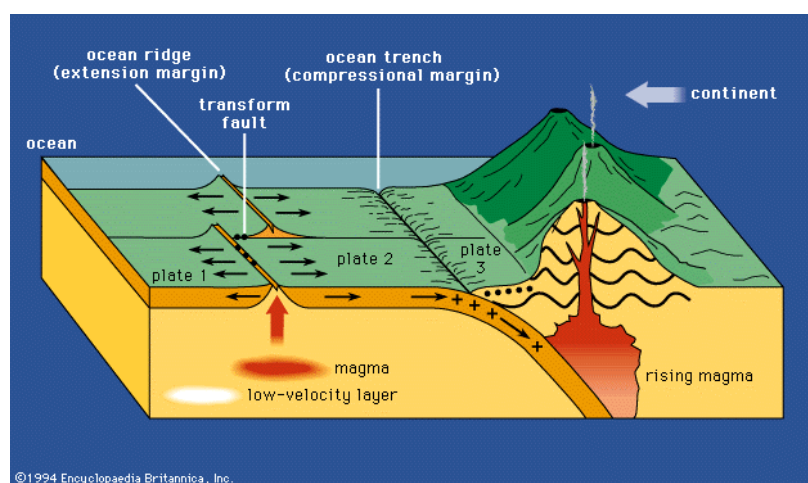
- a) una placa se desliza pasando frente a la otra a lo largo de su margen,
- b) dos placas se mueven alejándose mutuamente,
- c) dos placas se mueven de tal forma que una se desliza por debajo de la otra.

El primero de estos movimientos tiene su expresión en la superficie de la tierra, como sucede en la falla de San Andrés. El segundo tipo de movimiento da origen a los *lomos oceánicos*. El tercero tiene su acción en las profundas trincheras oceánicas donde el borde de una placa se mueve por debajo de la otra, este proceso se conoce como *subducción*. La Figura 3 ilustra estos conceptos.



*Figura 3. Movimiento de las placas. (a) zona de expansión, (b) subducción*

La formación de nuevo piso oceánico en los lomos de expansión implica la separación de los continentes aumentando de esta manera el área del piso oceánico. Este aumento es equilibrado por la destrucción de la placa por medio de la subducción cuando la corteza oceánica es transportada al manto, en donde se consume.



*Figura 4. Teoría de placas*

### **2.2.2. Sismos de origen tectónico**

Se producen por el desplazamiento súbito de las placas tectónicas a lo largo de las fracturas llamadas *fallas*. Estos movimientos bruscos liberan el esfuerzo al que están sometidas las rocas corticales. El esfuerzo se acumula localmente por varias causas hasta que supera la resistencia de las rocas, que es cuando ocurre la ruptura y deslizamiento a lo largo de las fracturas. El choque o disparo sísmico se traduce en una gran liberación de energía, seguido algunas veces de un rebote elástico, hasta que las placas involucradas alcanzan nuevas posiciones de equilibrio.

Muchos de los centros activos de terremotos actuales se localizan a lo largo de dos fajas situadas en la superficie terrestre: *la circumpacífica* y *la alpina o alpinohimalaya*. Asimismo ocurren numerosos choques más pequeños en las zonas de fallas marinas asociadas con los lomos oceánicos. Bolivia se halla en el área de influencia de la banda circumpacífica.

De las dos clases de sismos no tectónicos, los del origen volcánico son raramente muy grandes o destructivos. Ellos son de interés principalmente porque anuncian las erupciones volcánicas inminentes. Los temblores se originan a causa de la subida del magma, llenando las cámaras internas del volcán.

El hombre puede inducir sismos mediante una variedad de actividades, tal como el relleno de nuevos depósitos, la detonación subterránea de explosivos atómicos, o el bombeo profundo de fluidos en la tierra mediante pozos.

## **2.3. Fallas geológicas**

### **2.3.1. Definición**

Las fallas son fracturas en las cuales ha tenido lugar el desplazamiento relativo de los dos lados de la ruptura (ver Figura 5). La longitud de las fallas puede alcanzar desde varios metros hasta cientos de kilómetros y extenderse desde la superficie a varias decenas de kilómetros de profundidad.

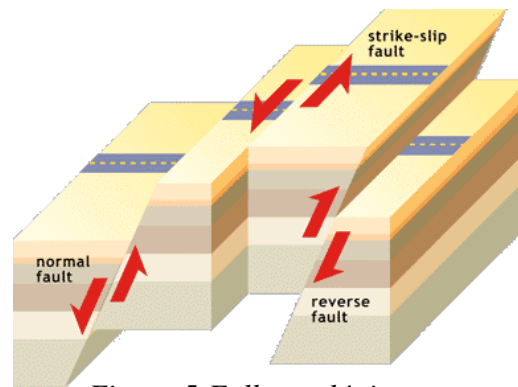


Figura 5. Falla geológica

La presencia de fallas en la superficie no necesariamente implica que el área tiene actividad sísmica, así como la inexistencia de las mismas no implica que el área sea asísmica, ya que muchas veces las fracturas no alcanzan a aflorar en la superficie.

Si bien la superficie en una falla puede ser irregular, esta puede ser representada aproximadamente como un plano, el cual está descrito por su rumbo y buzamiento. El rumbo es la línea de intersección del plano de falla con un plano horizontal; el azimut del rumbo es utilizado para describir su orientación respecto al Norte y el buzamiento es el ángulo de inclinación desde el plano horizontal hasta el plano de falla.

### 2.3.2. Tipos de falla

Según su movimiento, existen tres tipos de falla: normal, inversa y de desgarradura. Las fallas normales son propias de las zonas en tracción; se produce un desplazamiento hacia abajo de la porción inferior.

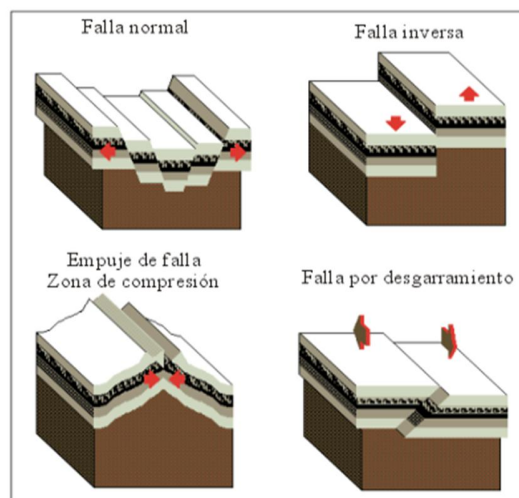


Figura 6. Tipos de fallas geológicas según su desplazamiento

Las fallas inversas corresponden a zonas de compresión, se produce un desplazamiento hacia arriba de la porción inferior. Las fallas por desgarramiento implican grandes desplazamientos laterales entre dos placas en contacto, la falla de San Andrés es un ejemplo ilustrativo de este tipo.

## 2.4. Ondas sísmicas

La repentina liberación de energía en el foco o hipocentro del sismo se propaga en forma de vibraciones u ondas de deformación. Se asume que las deformaciones generadas por el paso de la onda son elásticas, por lo que las velocidades de propagación son determinadas sobre la base del módulo elástico y la densidad de los materiales a través de los cuales viaja la onda. Las ondas sísmicas se clasifican según su naturaleza en ondas de cuerpo y ondas de superficie.

### 2.4.1. Ondas de cuerpo

Reciben el nombre de *ondas de cuerpo* porque pueden viajar a través del cuerpo del material. Un cuerpo elástico puede estar sujeto a dos tipos de deformación: compresión - dilatación y cortante, por lo tanto las ondas que se generan son de compresión o de corte, respectivamente.

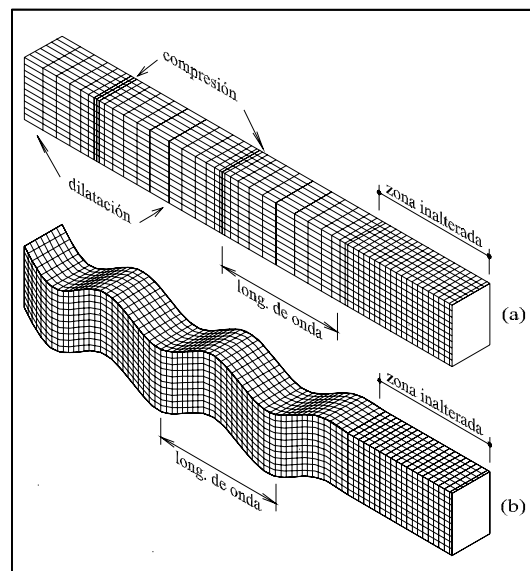
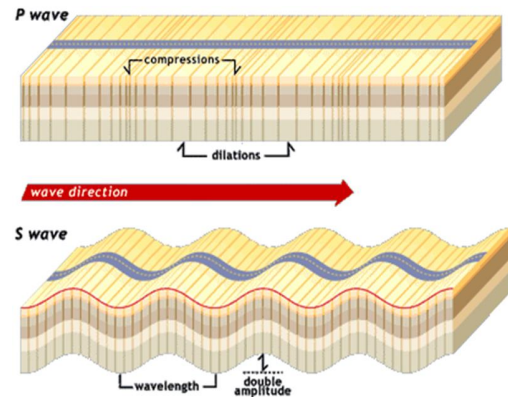


Figura 7. Deformaciones producidas por las ondas de cuerpo (a) onda P, (b) onda S

- Las ondas P, llamadas también primarias, longitudinales, compresionales o dilatacionales; producen un movimiento de partículas en la misma dirección de la propagación, alternando compresión y dilatación del medio.
- Las ondas S, llamadas también ondas secundarias, transversales o de corte; producen un movimiento de partículas en sentido perpendicular a la dirección de propagación, como se puede observar en la Figura.



Por lo general cuando ocurre un sismo, las ondas P se registran primero, segundos más tarde llegan las ondas S, con su movimiento de arriba hacia abajo y lado a lado, causando graves daños en las estructuras. Las ondas P pueden propagarse a través de medios sólidos y líquidos, en cambio las ondas S se propagan únicamente a través de medios sólidos debido a que los líquidos no presentan rigidez al corte.

#### 2.4.2. Ondas superficiales

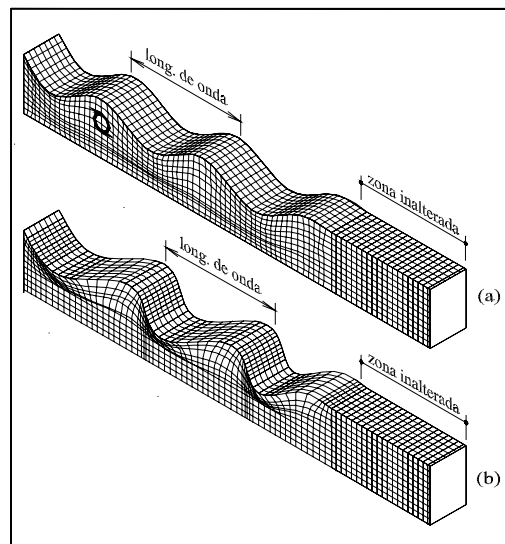
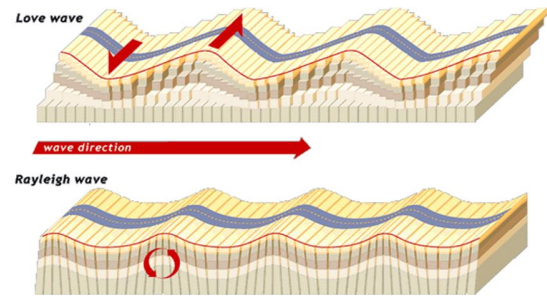


Figura 8. Deformaciones producidas por ondas superficiales: (a) Rayleigh, (b) Love

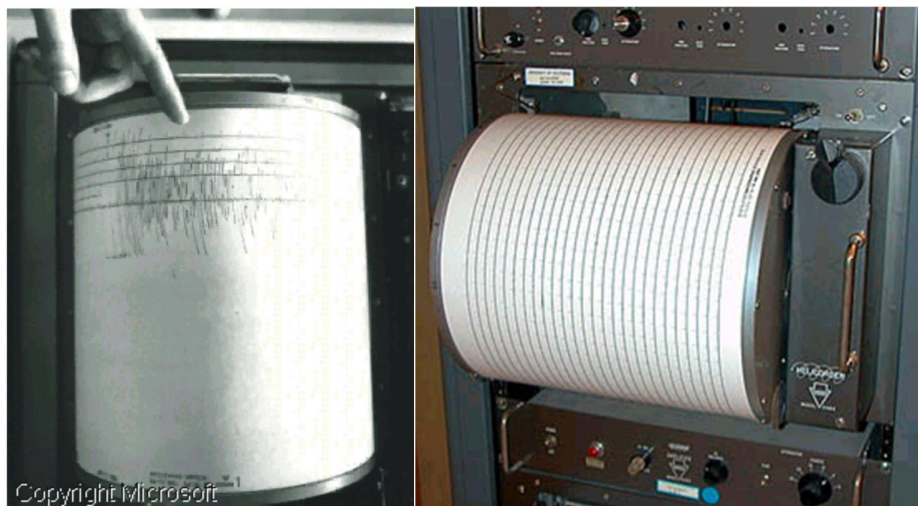
Este grupo se denomina de esta manera debido a que su movimiento se restringe a las cercanías de la superficie terrestre. Las ondas superficiales pueden subdividirse en dos tipos: las ondas Love (ondas L) y las ondas Rayleigh (ondas R).



- El movimiento de las *ondas L*, es similar al de las ondas S que no tienen componente vertical ya que mueven la superficie del suelo de lado a lado sobre un plano horizontal y en sentido perpendicular a la dirección de propagación.
- El movimiento de las partículas en las *ondas R* es elíptico y tiene lugar en planos perpendiculares a la superficie libre.

## 2.5. Instrumentos de medición y registros sísmicos

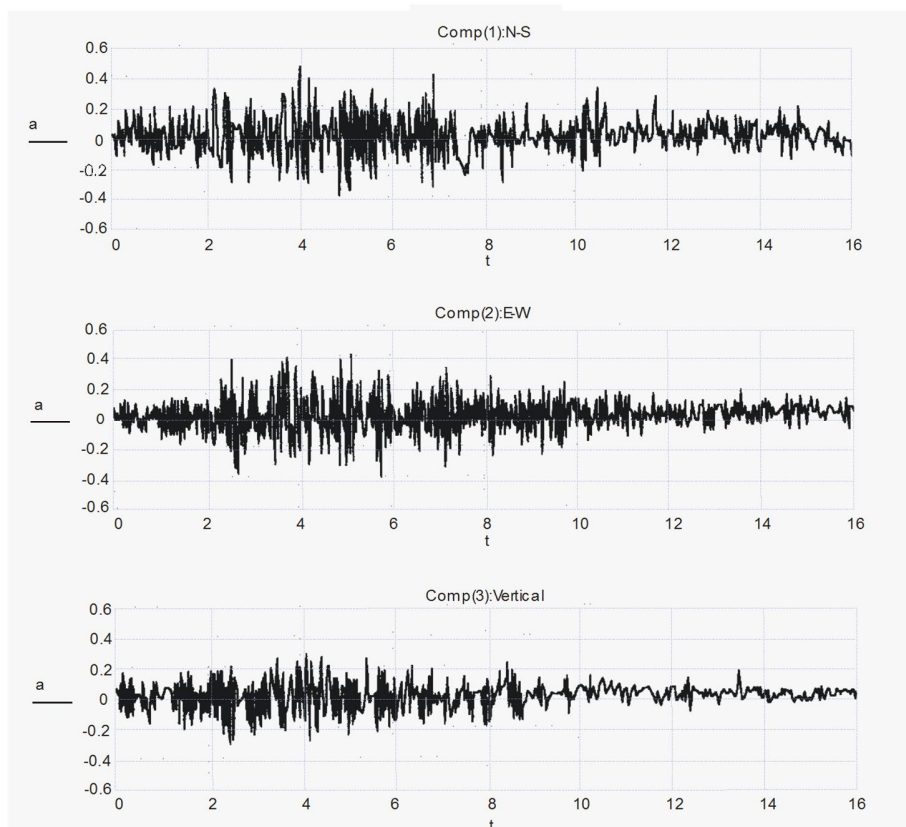
Las características de las ondas sísmicas y su propagación han podido estudiarse gracias a instrumentos que registran las vibraciones sísmicas conocidos como sismógrafos. Dependiendo del tipo de instrumento utilizado se puede obtener el desplazamiento, velocidad o aceleración del suelo; lo cual está determinado por el rango útil de frecuencias a medir ( $\omega$ ), con respecto a la frecuencia natural del instrumento ( $\omega_n$ ).



*Figura 9. Sismógrafo*

Los sismógrafos registran el movimiento respecto al tiempo de un péndulo que oscila libremente dentro de un marco sujeto al suelo; este movimiento es registrado por un estilete o pluma sobre un tambor rotatorio. En la Figura 9 se muestra una fotografía de un sismógrafo. En los sismógrafos modernos, el movimiento del péndulo se convierte en señales electrónicas que se registran en la memoria de una computadora.

### 2.5.1. Acelerómetro



*Figura 10. Acelerogramas correspondientes a las tres componentes de un sismo*

Los acelerómetros, también conocidos como sismógrafos de movimiento fuerte, se diseñan para registrar directamente movimientos del suelo cercanos y producen un registro conocido como *acelerograma*. Los instrumentos se orientan de tal forma que registren la aceleración del suelo en función del tiempo para tres direcciones o componentes normales. En la Figura 10 se muestran los acelerogramas registrados en una estación durante un sismo en Friuli (Italia), el 5 de mayo de 1976.

El análisis sísmico requiere de la digitalización numérica de los acelerogramas, es decir convertir el registro en una serie de datos de aceleración - tiempo. Los acelerogramas dan una información directa del movimiento sísmico, especialmente apta para estimar la respuesta de las estructuras y edificios. La aceleración como medida instrumental de la intensidad se ha constituido así en el parámetro base para el análisis estructural sísmico.

## **2.6. Medidas de los sismos**

Comúnmente existen dos sistemas para cuantificar el tamaño y la fuerza de un sismo, los cuales son la magnitud y la intensidad. A pesar de ser parámetros ampliamente utilizados y conocidos, desde el punto de vista de la ingeniería sísmica ninguno de ellos es completamente satisfactorio.

### **2.6.1. Magnitud**

Es una medida cuantitativa de un sismo, independiente del lugar de observación y está relacionada con la cantidad de energía liberada. Se calcula a partir de la amplitud registrada en sismogramas y se expresa en una escala logarítmica en números arábigos y decimales. La escala de magnitudes que más se usa es la de Richter, que tiene 10 grados de medida y se denota por  $M$  (ver Cuadro 1).

Es importante notar que en la escala de magnitudes no se menciona nada a cerca de la duración y frecuencia del movimiento, parámetros que tienen gran influencia en los efectos destructivos de los sismos. Por esta razón aún no se tiene una aplicación práctica en la ingeniería sísmica a los valores de magnitud y es un parámetro propio de los sismólogos.

### **2.6.2. Intensidad**

Es una medida subjetiva de los efectos de un sismo, se refiere al grado de destrucción causada por un sismo en un sitio determinado, que generalmente es mayor en el área cercana al epicentro. La escala adoptada más ampliamente es la de Mercalli Modificada y se denota por  $MM$ , que tiene doce grados identificados por los números romanos del I al XII.

**Cuadro 1. Escala de Richter**

<b>Magnitud</b> ( $M_W$ =Mayores de 6,9° $M_L$ =De 2,0° a 6,9°)	<b>Descripción</b>	<b>Efectos de un sismo</b>	<b>Frecuencia de ocurrencia</b>
Menos de 2,0	Micro	Los microsismos no son perceptibles.	Alrededor de 8.000 por día
2,0-2,9	Menor	Generalmente no son perceptibles.	Alrededor de 1.000 por día
3,0-3,9		Perceptibles a menudo, pero rara vez provocan daños.	49.000 por año.
4,0-4,9	Ligero	Movimiento de objetos en las habitaciones que genera ruido. Sismo significativo pero con daño poco probable.	6.200 por año.
5,0-5,9	Moderado	Puede causar daños mayores en edificaciones débiles o mal construidas. En edificaciones bien diseñadas los daños son leves.	800 por año.
6,0-6,9	Fuerte	Pueden ser destructivos en áreas pobladas, en hasta unos 160 kilómetros a la redonda.	120 por año.
7,0-7,9	Mayor	Puede causar serios daños en extensas zonas.	18 por año.
8,0-8,9	Gran	Puede causar graves daños en zonas de varios cientos de kilómetros.	1-3 por año.
9,0-9,9		Devastadores en zonas de varios miles de kilómetros.	1-2 en 20 años.
10,0+	Épico	Nunca registrado; ver tabla de más abajo para el equivalente de energía sísmica.	En la historia de la humanidad (y desde que se tienen registros históricos de los sismos) nunca ha sucedido un terremoto de esta magnitud.

### **2.6.3. Relación entre Escala de Intensidad y Medida**

Para llevar a cabo un análisis realista del comportamiento de estructuras sometidas a temblores, el ingeniero debe conocer suficientes características dinámicas del movimiento del suelo, que son obtenidas con la ayuda de acelerómetros, y la falta de éstos como es el caso de Bolivia, supone la carencia de registros de aceleración, fundamentales para el análisis estructural sísmico. Por esta razón y con el afán de deducir valores útiles para diseño, aún a partir de intensidades referidas a escalas subjetivas, se han desarrollado diversos estudios que correlacionan los valores de intensidad en diversas escalas, con las características dinámicas de los sismos como la velocidad y aceleración del suelo, que tienen la ventaja de ser magnitudes instrumentales.

En el Cuadro 2 se expone como Medida de Intensidad la Aceleración Máxima del suelo y como Escala de Intensidad la Mercalli Modificada, las cuales han sido correlacionadas. Es necesario señalar que las apreciaciones de las aceleraciones están basadas en la experiencia de quien propuso la correlación, basándose principalmente en observaciones de eventos sísmicos pasados y ensayos de laboratorio que permitieron correlacionar las roturas producidas en diferentes modelos a escala construidos sobre mesas vibrantes con las aceleraciones en ellas aplicadas. De este modo se puede hacer una analogía entre los daños de los modelos construidos a escala con el nivel del daño en las estructuras reales, especificados en grados de intensidad según sea la escala utilizada y relacionarlos con la aceleración correspondiente que los provocó.

**Cuadro 2. Escala de Intensidad Mercalli Modificada**

<b>Medida de Intensidad Acel. Máx. Suelo (% g)</b>	<b>Grado Sísmico</b>	<b>Efectos sobre las personas, objetos y construcciones</b>
0,001 g	I	El sismo lo sienten unas pocas personas en circunstancias excepcionalmente favorables.
0,002 g	II	Lo sienten las personas en reposo, en los pisos superiores o favorablemente situadas.
0,005 g	III	Se siente en el interior de los edificios y especialmente en las plantas superiores; los objetos colgantes se mecen; se puede estimar la duración.
0,015 g	IV	Los carros estacionados se mecen; las ventanas, la vajilla y las puertas vibran; en el rango más alto de IV los muros y marcos de madera crujen.
0,030 g	V	Se siente en el exterior de los edificios; los objetos pequeños e inestables se desplazan o se vuelcan; los relojes de péndulo se detienen.
0,061 g	VI	Lo sienten todas las personas; muchos se asustan y corren al exterior; los enyesados caen, las chimeneas sufren averías; los árboles y arbustos se agitan.
0,132 g	VII	Es difícil estar de pie; oleaje en los estanques; el agua se enturbia con fango; averías ligeras y hasta moderadas en las estructuras normales; averías importantes en los edificio mal construidos.
0,306 g	VIII	Averías ligeras en las construcciones antisísmicas; averías considerables en las construcciones normales; caen as chimeneas y estatuas; fallan columnas; grietas en el terreno húmedo y en las pendientes muy empinadas.
0,637 g	IX	Pánico general; averías de importancia en estructuras antisísmicas; caen las estructuras mal ejecutadas; se rompen las tuberías subterıneas; aparecen grietas en la superficie terrestre.
1,121 g	X	La mayoría de las construcciones antisísmicas son destruidas; grandes deslizamientos de tierra; los rieles se doblan ligeramente.
2,548 g	XI	Las tuberías subterıneas se destruyen completamente; los rieles se doblan mucho; aparecen fallas en la superficie de la tierra.
>3,567 g	XII	Destrucción total; se desplazan grandes masas de rocas; objetos arrojados al aire; se observan las ondas sísmicas en la superficie de la tierra.

## 2.7. Elementos estructurales elásticos e inelásticos

La elasticidad de un material se define como su capacidad de volver a sus dimensiones originales, después de que se haya retirado una fuerza impuesta, recobrando totalmente la forma que tenía antes de imponer la fuerza. Por lo tanto, el comportamiento elástico implica la ausencia de cualquier deformación permanente debido a que se haya aplicado y retirado la fuerza. Algunos materiales exhiben una relación esencialmente lineal entre esfuerzos y deformaciones, como muestra la Figura 11(a), y se denominan materiales linealmente elásticos. Otros materiales muestran alguna curvatura en sus relaciones esfuerzo-deformación, como se muestra en la Figura 11(b) y se denominan materiales no linealmente elásticos. En ambos casos la curva de carga y de descarga es la misma. Un tercer caso es el material inelástico, en el cual la descarga no ocurre siguiendo la misma trayectoria de la carga y se presenta deformación permanente, como muestra la Figura 11(c).

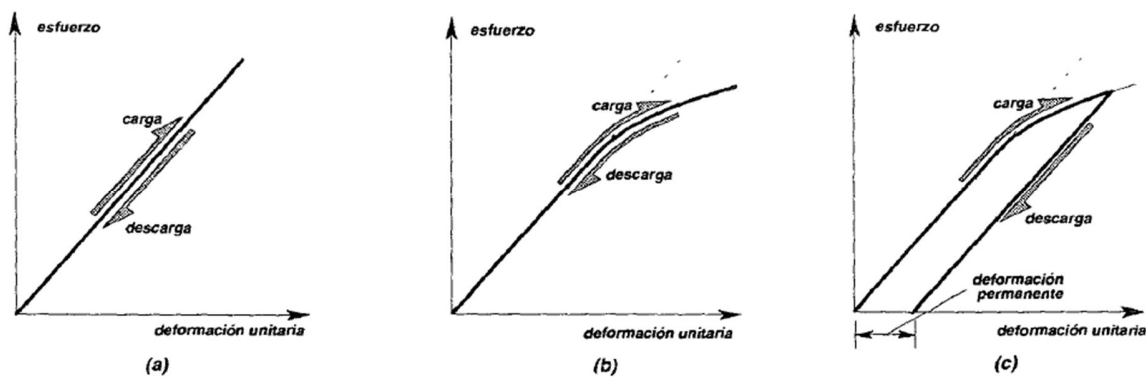


Figura 11. Material: (a) linealmente elástico, (b) no linealmente elástico, (c) inelástico

Fuente: GARCÍA REYES, Luis Enrique (1998), pg. 118

Esta distinción entre materiales elásticos e inelásticos es algo ambigua; debido a que prácticamente todos los materiales presentan las dos características cuando se observan las relaciones esfuerzo-deformación en todo el rango de esfuerzos posibles, hasta llevarlos a la falla. En general la clasificación anterior hace referencia al comportamiento del material en el rango inicial de carga, cuando los esfuerzos y las deformaciones son pequeñas.

En la Figura 12 se muestra la curva esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo y en la Figura 13 la del concreto no confinado. Allí puede verse que el acero es linealmente

elástico hasta que llega al punto de fluencia, mientras que el concreto no es propiamente linealmente elástico en ningún momento.

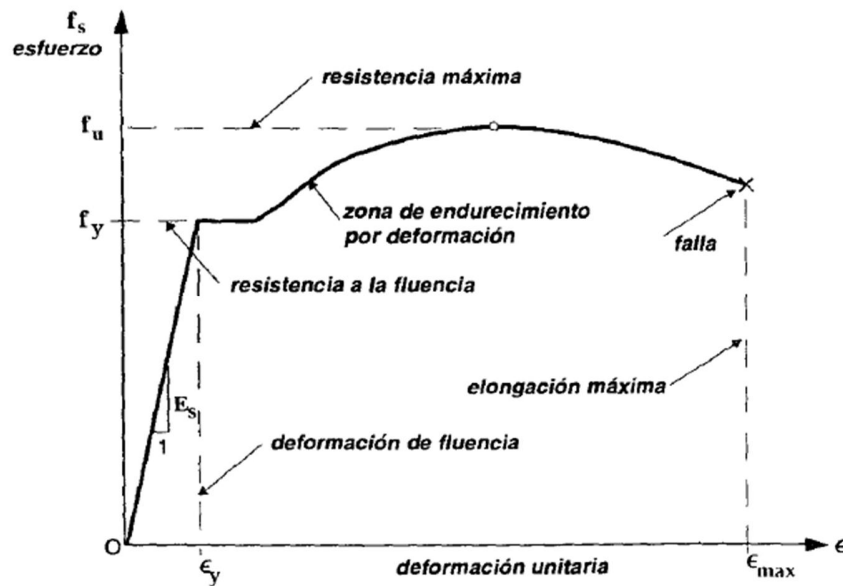


Figura 12. Curva esfuerzo-deformación del acero

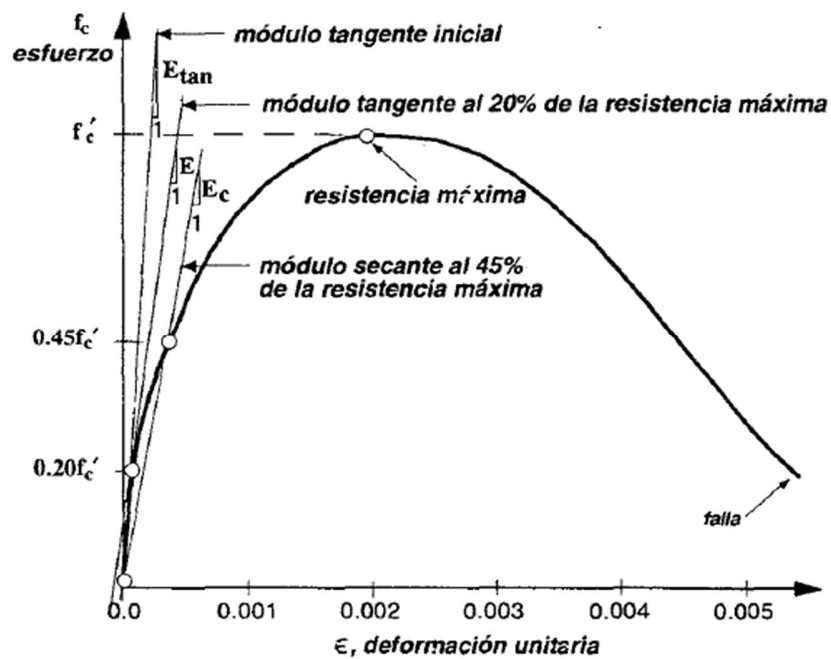


Figura 13. Curva esfuerzo-deformación del concreto no confinado

El área bajo la curva esfuerzo-deformación de cualquier material que se lleva hasta la falla, es una medida de la capacidad del material para absorber energía por unidad de volumen, y

se denomina tenacidad del material (toughness, en inglés). Entre mayor sea el área bajo la curva, el material tiene mayor tenacidad. Los materiales inelásticos muestran características especiales cuando la carga no se aumenta monotonicamente hasta la falla<sup>2</sup>.

En la Figura 14, se muestra un material que fue cargado desde O hasta el punto A; luego fue descargado, y tomó la trayectoria AB. Tanto en la parte inicial de la carga como en la descarga, el material tuvo una respuesta esencialmente elástica con el módulo de elasticidad inicial del material. A pesar de esto, debido a que entró en el rango inelástico antes de llegar al punto A, se presenta una deformación permanente. Además, la energía de deformación que había acumulado hasta el punto A, no fue liberada totalmente en la descarga; por lo tanto, el material disipó la energía correspondiente al área sombreada. En el rango inelástico, sólo una parte pequeña de la energía absorbida por el material se recupera al descargarlo.

En la Figura 14 puede observarse que al cargar nuevamente el material a partir del punto B; éste se comporta como un material elástico, hasta que encuentra la curva original en el punto C; y que al seguirlo cargando sigue la curva original. Si en el punto O se retira nuevamente la carga, el material llega al punto E de cero esfuerzo aplicado. Cargándolo nuevamente en el sentido contrario a partir del punto E, desde F el material comienza a comportarse inelásticamente.

---

<sup>2</sup> Se entiende por ensayo monotónico aquel en que se carga el material sin que haya inversión en el sentido de las fuerzas aplicadas (GARCÍA REYES, Luis Enrique (1998), pág. 118).

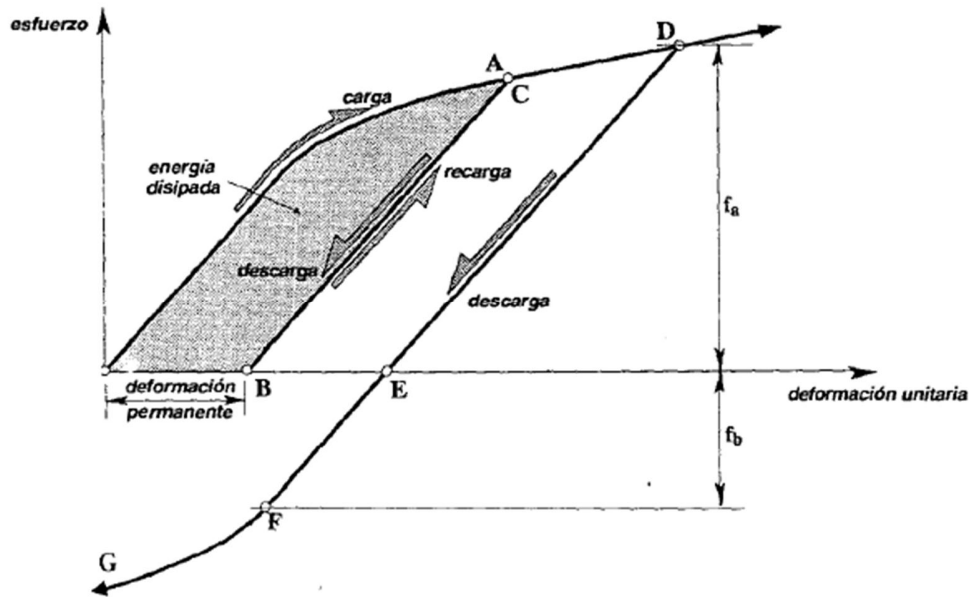


Figura 14. Efecto de carga y descarga, con inversión en el sentido de la fuerza

Fuente: GARCÍA REYES, Luis Enrique (1998), pg. 118

Cuando al material se le imponen una serie de ciclos de carga, descarga, y carga en el sentido opuesto; en los cuales los esfuerzos sobrepasan el límite elástico del material, se obtiene el comportamiento que se mostró en la Figura 14. Este comportamiento se conoce con el nombre de respuesta histerética. La histéresis es un fenómeno por medio del cual dos, o más, propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento previo. Por lo tanto, hace referencia al comportamiento de los materiales estructurales cuando se ven sometidos a deformaciones o esfuerzos alternantes que están fuera del rango de respuesta lineal, o elástica, ante una sollicitación; ya sea de fuerza o de deformación impuesta. Una gran parte de la energía que es capaz de disipar el material estructural en el rango inelástico de respuesta se asocia con el área comprendida dentro de los ciclos de histéresis.

A modo ilustrativo, en la Figura 15 se presenta la relación momento-curvatura de la sección de una viga de concreto reforzado, que se carga monotónicamente a flexión. Es importante anotar, que la sección se comporta de una manera linealmente elástica hasta el punto en el cual se fisura el concreto en tensión en la parte inferior de la viga. Este punto se denomina punto de agrietamiento, y le corresponden un momento de agrietamiento,  $M_{cr}$ . una

curvatura de agrietamiento,  $\phi_{cr}$ , y la rigidez hasta este punto se puede describir por medio de  $EI_g$ , donde  $I_g$  es la inercia de la sección no fisurada. En la medida que se aumenta el momento se incrementa la fisuración en la parte inferior de la viga; el eje neutro de la sección sube; y los esfuerzos, tanto en el concreto como en el acero, se incrementan. En el momento en que el acero de refuerzo llega a su resistencia de fluencia  $f_y$ , hay un cambio en el comportamiento de la sección, que es consecuencia del cambio en el comportamiento del acero. Allí es posible definir un momento de fluencia,  $M_y$ , una curvatura de fluencia,  $\phi_y$ , y una rigidez,  $EI_{cr}$ , que se denomina rigidez fisurada. Esta rigidez, describe aproximadamente el comportamiento de la sección entre el punto de fisuración y el de fluencia. A partir de ese punto hay un aumento en la curvatura de la sección, sin que se presente un mayor aumento en el momento, presentándose disminución en la rigidez de la sección. Esta situación se mantiene hasta el punto en que se empieza a presentar un aumento de la resistencia del acero debido al fenómeno de endurecimiento por deformación (strain-hardening en inglés), allí puede definirse una curvatura para endurecimiento por deformación,  $\phi_s$ . La resistencia a momento se incrementa hasta llegar al punto de máxima resistencia del acero,  $f_u$ , obteniéndose así la máxima resistencia de la sección,  $M_u$ . El momento empieza a disminuir en la medida que la resistencia del acero baja, hasta que éste falla a la tensión. Allí se obtiene la máxima curvatura en la sección,  $\phi_u$ .

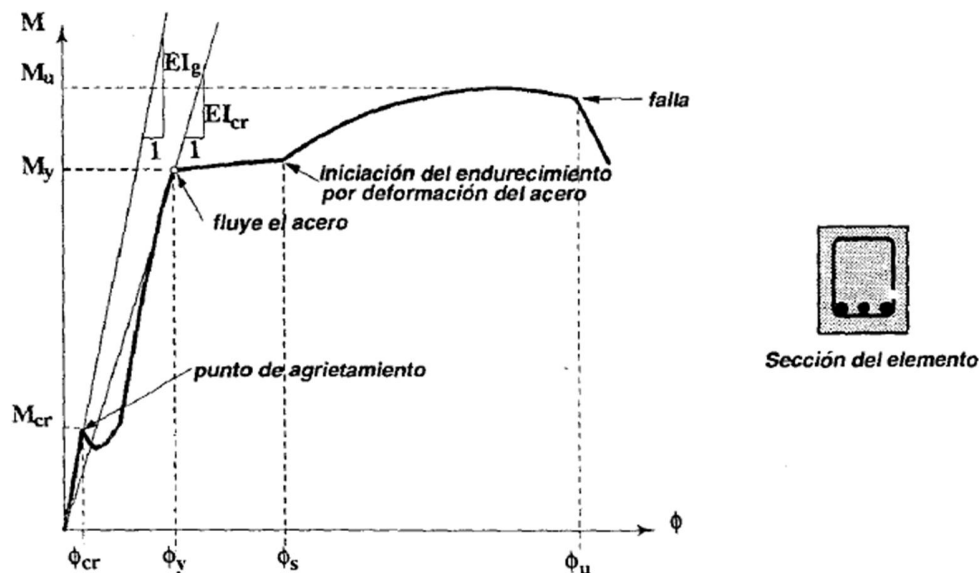


Figura 15. Relación momento-curvatura de una viga típica de concreto reforzado

Fuente: GARCÍA REYES, Luis Enrique (1998), pg. 122

El comportamiento mostrado en la Figura anterior se presenta cuando la cuantía de acero longitudinal es relativamente baja, permitiendo que el acero de refuerzo llegue a fluencia, antes de que se presente una falla por compresión en el concreto. O sea es válido para cuantías menores que la cuantía balanceada,  $\rho_b$ . Así mismo, la sección debe tener una resistencia a esfuerzos cortantes adecuada, para que la falla sea por flexión y no por cortante, la cual es una falla frágil. De igual manera, debe garantizarse que no haya una falla por adherencia del acero de refuerzo con el concreto.

Supongamos, ahora, una viga en voladizo que tiene una sección similar a la estudiada. A esta viga se le coloca una carga en el extremo libre. En la Figura G-S se presentan las curvaturas correspondientes a la aplicación de una carga tal que se presente en la base del voladizo respectivamente el momento de agrietamiento, el de fluencia y el momento último. Allí puede observarse que cuando se llega al momento último hay una concentración de cambio en curvatura en la base del voladizo. y esto corresponde a un incremento local de la rotación,  $\epsilon_p$ . Generalmente este lugar donde se presenta la concentración de cambio en curvatura se denomina *articulación plástica*. La distancia en la cual se presenta se llama la *longitud de plastificación*,  $l_p$ .

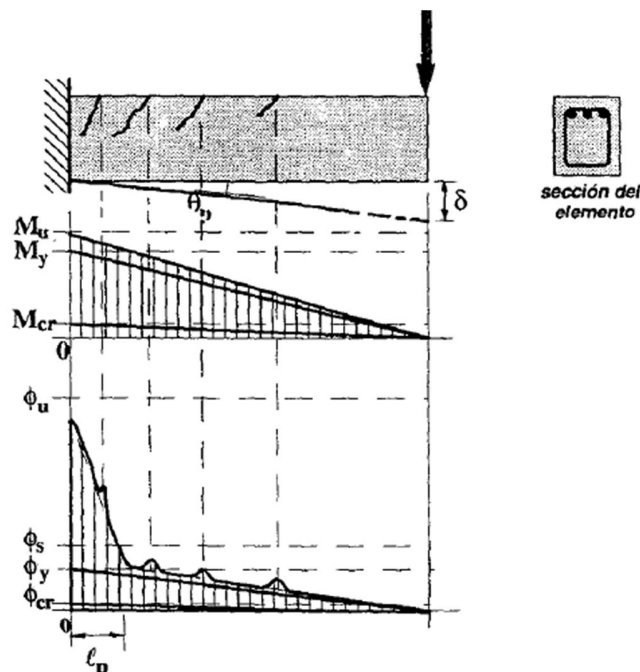


Figura 16. Distribución de la curvatura de una viga en voladizo llevada a la falla

Fuente: GARCÍA REYES, Luis Enrique (1998), pg. 122

## **2.8. Comportamiento de Edificios de Hormigón armado durante sismos**

El comportamiento sísmico de las estructuras de hormigón armado ha sido analizado e investigado más que cualquier otro tipo. Las estructuras de hormigón armado son generalmente preferidas por los proyectistas y constructores, debido a su versatilidad y economía. Su rigidez puede ser utilizada para minimizar las deformaciones sísmicas y, por lo tanto, reducir el daño en los elementos estructurales y no estructurales.

Para que las estructuras de hormigón armado presenten un buen desempeño sísmico ante acciones sísmicas, es necesario que posean cierta ductilidad. Cualquier sistema resistente de cargas laterales debe garantizar que las cargas se distribuyan de forma continua hasta la fundación. Las cargas de inercia que se desarrollan debidas a las aceleraciones de los elementos individuales, deben ser transferidas a los diafragmas de piso, a los elementos verticales del sistema resistente, a la fundación y, eventualmente, al terreno. El fallo de un elemento o una unión debido a una mala transmisión de esfuerzos, puede producir el colapso parcial o total de una estructura. Por lo tanto, es indispensable garantizar la conexión adecuada de todos los elementos, incluyendo los no estructurales, al sistema resistente de cargas laterales.

### **2.8.1. Comportamiento bajo cargas cíclicas y dinámicas.**

El comportamiento sísmico de las estructuras aporricadas de hormigón armado, depende principalmente de su ductilidad. La distribución del refuerzo longitudinal y transversal y el confinamiento en los elementos del sistema estructural, influyen considerablemente en la forma de los ciclos histeréticos. Así, en los ciclos de la Figura 17 se observa el comportamiento dúctil sin pérdida de resistencia que presentan las vigas con refuerzo en ambas caras y con un buen confinamiento.

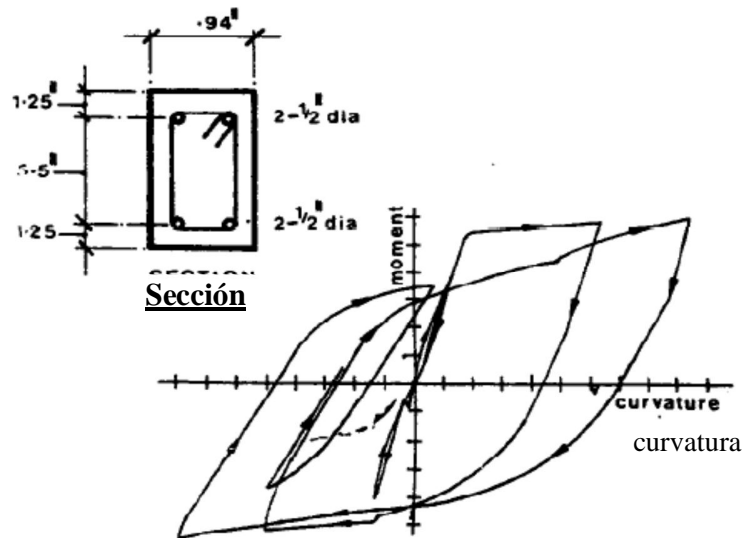


Figura 17. Curvas de histeresis esfuerzo-deformación de una viga de hormigón doblemente reforzada sometida a carga cíclica

Fuente: BONETT DÍAZ, Ricardo (2003), pg. 143

El caso opuesto, corresponde a una viga sin confinamiento, que presenta pérdida de resistencia y degradación de rigidez (Figura 18). Por lo tanto, es indispensable elegir con cuidado el modelo matemático de curvas de histéresis que refleje los detalles de una construcción concreta.

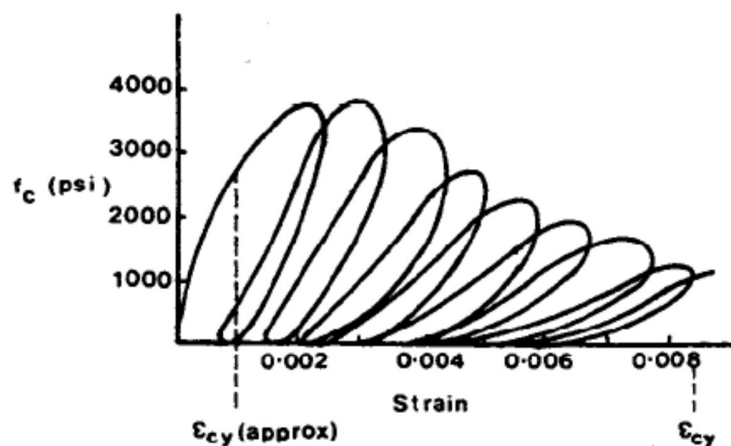


Figura 18. Curvas esfuerzo-deformación para un elemento de hormigón sin confinar sometido a carga cíclica

Fuente: BONETT DÍAZ, Ricardo (2003), pg. 144

### **2.8.2. Comportamiento sísmico de conexiones viga-columna.**

Los edificios aporricados de hormigón armado que exhiben un buen desempeño sísmico se caracterizan por tener la capacidad de evitar el desarrollo inesperado de un mecanismo de colapso durante un movimiento sísmico severo y al mismo tiempo por absorber la energía sísmica a través de las deformaciones inelásticas. El comportamiento de las conexiones viga-columna, tiene una incidencia directa sobre la respuesta total y la estabilidad de los edificios aporricados de hormigón armado. Así pues, una pérdida sustancial de rigidez y resistencia en esta conexión, puede generar un mecanismo de colapso local o incluso global.

Como una consecuencia de los momentos cíclicos reversibles que actúan en las regiones de las vigas y las columnas cercanas al nudo, las conexiones experimentan fuerzas cortantes horizontales y verticales, cuya magnitud es generalmente mucho mayor que las que se producen en las vigas o en las columnas. Por lo tanto, si la conexión no está diseñada para resistir estas fuerzas, se produce el fallo por cortante. Por otra parte, los momentos reversibles que sufre el nudo, producen estados sucesivos de compresión y de tracción en el acero de refuerzo de las vigas, que inducen un gradiente de fuerzas, asociado a grandes esfuerzos de adherencia. El nudo debe estar diseñado de tal forma que el hormigón y el acero resistan estos esfuerzos, de lo contrario, se pueden producir deslizamientos del refuerzo, fallo por adherencia, que originan una disminución en la capacidad a flexión y un aumento de las distorsiones.

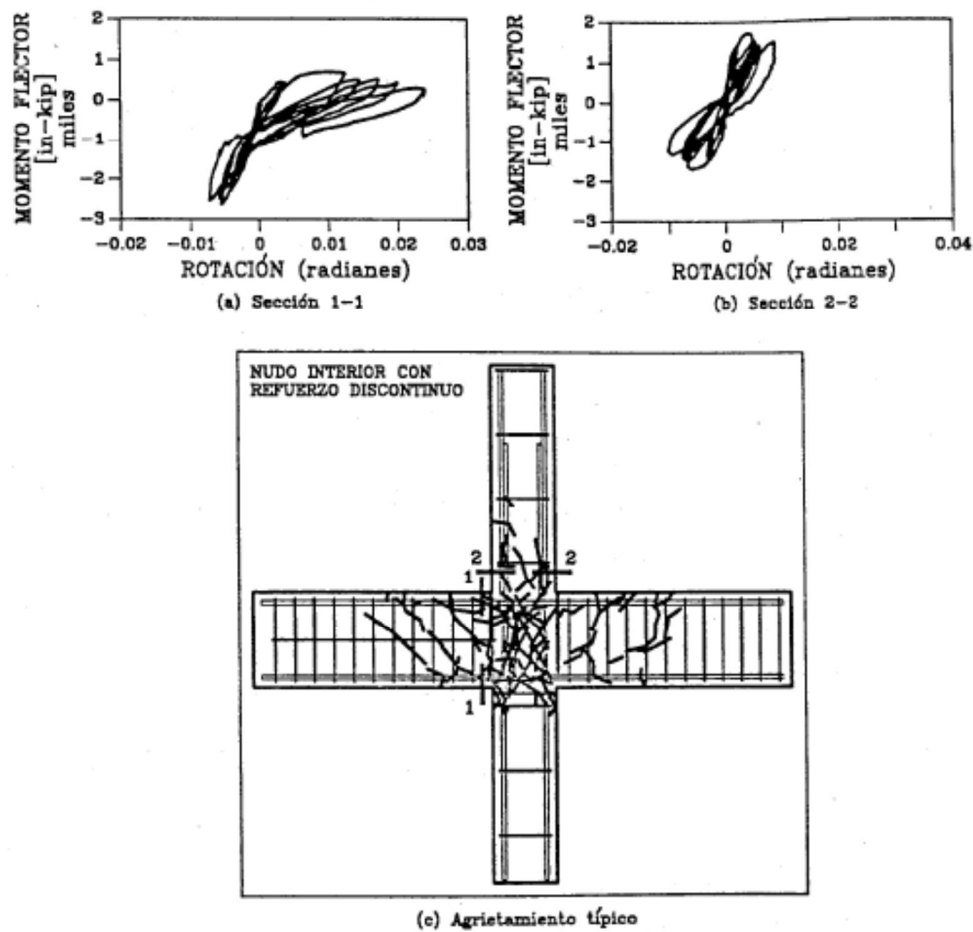


Figura 19. Ensayos sobre conexiones interiores típicas, con refuerzo longitudinal continuo y ausencia de refuerzo a cortante en los nudos

Fuente: BONETT DÍAZ, Ricardo (2003), pg. 166

### 2.8.3. Comportamiento de conexiones exteriores.

Varios investigadores han estudiado el desempeño de las conexiones exteriores en edificios de hormigón armado, considerando la influencia de diferentes tipos de variables, entre las cuales se incluyen: la carga axial de la columna, la geometría de los elementos, la cuantía de refuerzo transversal, la presencia de vigas laterales y el tipo de anclaje del refuerzo longitudinal, entre otras. Se pudo comprobar que la presencia de las vigas laterales, contribuye al confinamiento del núcleo de hormigón de la conexión, permitiendo que las rótulas plásticas se formen en las vigas y no en el interior de la conexión. No obstante, éste

efecto benéfico, puede no llegar a ser del todo cierto, cuando las conexiones se ven sometidas a movimientos sísmicos no unidireccionales.

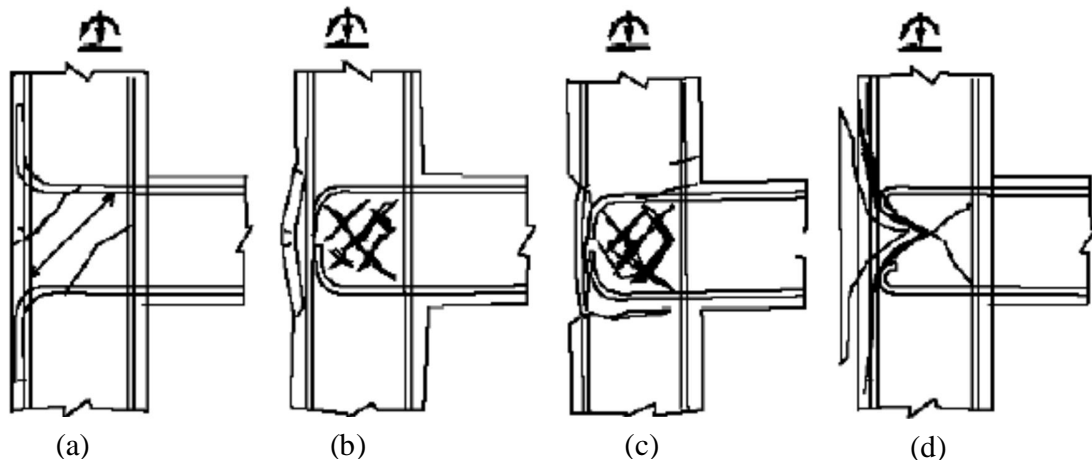


Figura 20. Ejemplos de mecanismos de daño para conexiones exteriores en forma de "T": (a) barras de la viga dobladas hacia fuera de la región del nudo; (b) y (c) barras de la viga dobladas en la región del nudo; (d) barras con ganchos en los extremos: "mecanismo de cuña del hormigón"

Fuente: BONETT DÍAZ, Ricardo (2003), pg. 169

## 2.9. Características de los materiales

### 2.9.1. Propiedades relevantes

La respuesta sísmica de una estructura es influida en forma determinante por las características del material que la compone. Entre estas características las principales son<sup>3</sup>:

- El peso volumétrico del material, que define la masa de la estructura y por tanto influye en las fuerzas de inercia que se generan y en los periodos de vibración
- El módulo de elasticidad del material, que es determinante en la rigidez lateral de la estructura y en su periodo
- La forma de la curva esfuerzo-deformación del material
- La ductilidad del comportamiento y la forma de los lazos de histéresis, que definen el amortiguamiento inelástico con que puede contarse.

<sup>3</sup> BAZÁN, Enrique; MELI, Roberto (1999), pg. 153

## 2.9.2. Hormigón

La forma de la curva esfuerzo-deformación del concreto simple es bien conocida y se ilustra en la Figura 21. Se observa que el comportamiento es frágil, tanto en compresión como en tensión y que la resistencia en tensión es muy limitada (del orden de 10 por ciento de la resistencia en compresión). El módulo de elasticidad inicial depende de la calidad de los agregados, del peso volumétrico del hormigón y de la velocidad con que se aplica la carga. El tramo de comportamiento lineal es reducido, ya que para esfuerzos de compresión mayores del 40 por ciento del máximo resistente  $f'_c$ , ocurre un microagrietamiento que reduce la rigidez del material. El esfuerzo máximo en compresión se alcanza para deformaciones unitarias cercanas a 0.002 y la falla por aplastamiento para deformaciones de entre 0.003 y 0.004.

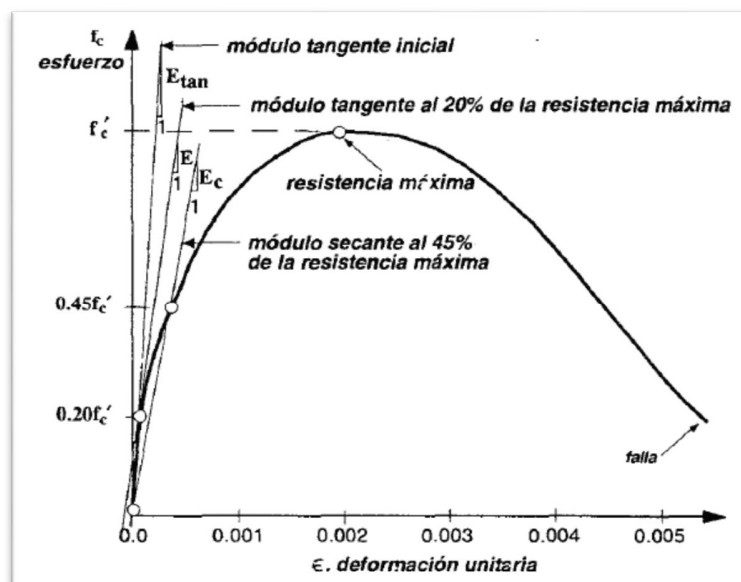


Figura 21. Curva esfuerzo-deformación del concreto no confinado

Fuente: GARCÍA REYES, Luis Enrique (1998), pg. 119

La curva esfuerzo-deformación se vuelve más frágil para concretos de mayor resistencia. Cuando la sollicitación se aplica muy rápidamente, como en el caso de un sismo, la curva esfuerzo-deformación muestra incrementos en el módulo de elasticidad y en la resistencia que son del orden de 15 por ciento. Estos incrementos suelen ignorarse en el diseño sísmico por ser poco significativos y por depender de la frecuencia de vibración de la estructura (Figura 22). Para esfuerzos mayores de  $0.85 f'_c$  las repeticiones de ciclos de carga deterioran rápidamente la resistencia y la rigidez, como se aprecia en la Figura 23.

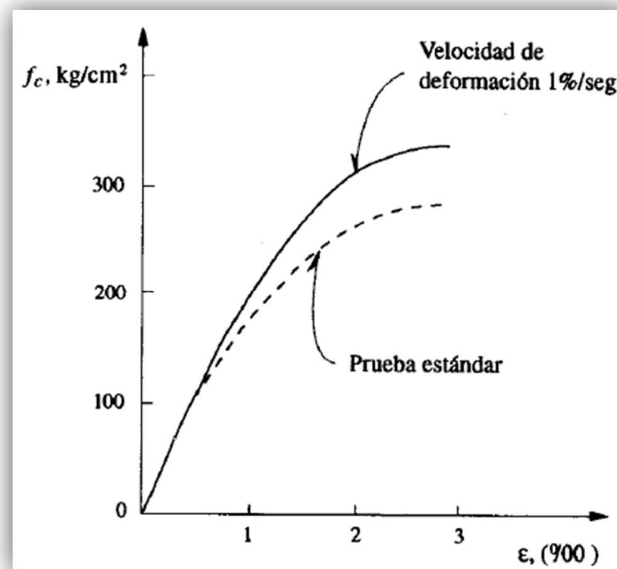


Figura 22. Relación esfuerzo-deformación del hormigón para distintas velocidades de aplicación de la carga

Fuente: BAZÁN, Enrique; MELI, Roberto (1999), pg. 153

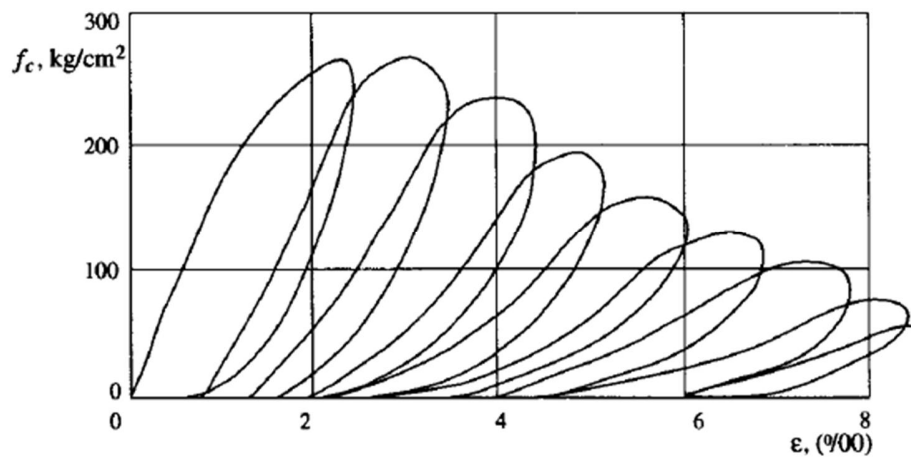


Figura 23. Degradación del hormigón ante carga repetidas con alto nivel de esfuerzo

Fuente: BAZÁN, Enrique; MELI, Roberto (1999), pg. 153

Una forma muy efectiva de proporcionar ductilidad al concreto es mediante confinamiento. La aplicación de esfuerzos transversales de compresión no sólo aumenta sustancialmente la

resistencia en compresión axial del concreto, sino que incrementa hasta en varios órdenes de magnitud la capacidad de deformación (Figura 24).

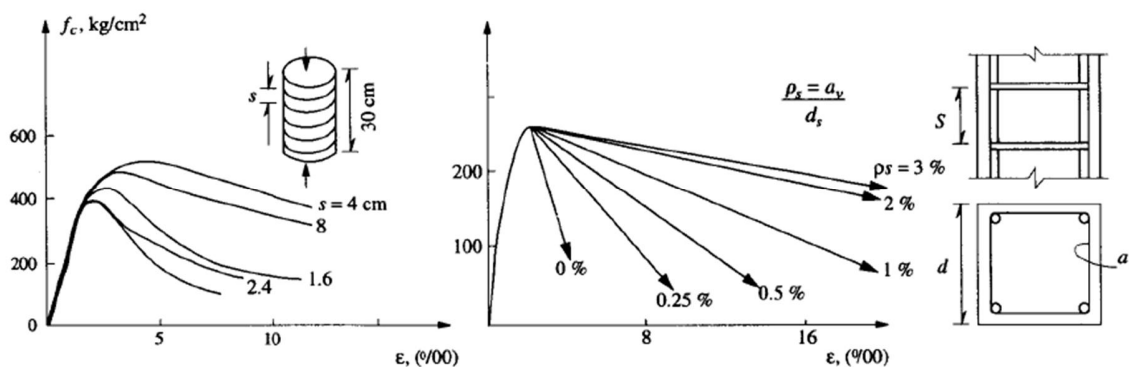


Figura 24. Efecto del confinamiento por refuerzo transversal en la curva esfuerzo-deformación del hormigón

Fuente: BAZÁN, Enrique; MELI, Roberto (1999), pg. 154

### 2.9.3. Acero

Tanto el acero de refuerzo como el estructural tienen curvas esfuerzo-deformación caracterizadas por un comportamiento lineal prolongado con un módulo de elasticidad de  $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ . El esfuerzo de fluencia (real o aparente,  $f_y$ ) y la capacidad de deformación dependen de la composición química del acero y del tratamiento a que éste haya sido sometido. El esfuerzo de fluencia aumenta con el contenido de carbono y puede incrementarse por un tratamiento de estirado o de torcido aplicables en frío. En ambos casos dicho aumento va acompañado por una disminución de la capacidad de deformación (deformación unitaria de ruptura  $\epsilon_u$ ), así como de la relación entre el esfuerzo máximo y el de fluencia ( $f_u/f_y$ ). La meseta de fluencia, en que los esfuerzos son constantes para deformaciones crecientes, se pierde a medida que aumenta el contenido de carbono y si se trabaja en frío (estirado o torcido).

La Figura 25 muestra curvas típicas esfuerzo-deformación para aceros de distintos grados. Obsérvese que los factores de ductilidad (deformación de ruptura entre deformación de fluencia) son siempre grandes y exceden de diez, aun para los aceros menos dúctiles. La deformación de ruptura llega a ser del orden de 20 por ciento para los aceros más dúctiles. Para velocidades altas de cargas, como las que ocurren en un sismo, el esfuerzo de fluencia

aumenta del orden de 5%, mientras que el módulo de elasticidad y la deformación última no se modifican significativamente. Por ello la curva obtenida para cargas estáticas se adopta sin modificación para el análisis de efectos sísmicos. La curva esfuerzo-deformación es prácticamente la misma en tensión y en compresión, si se impide el pandeo del espécimen.

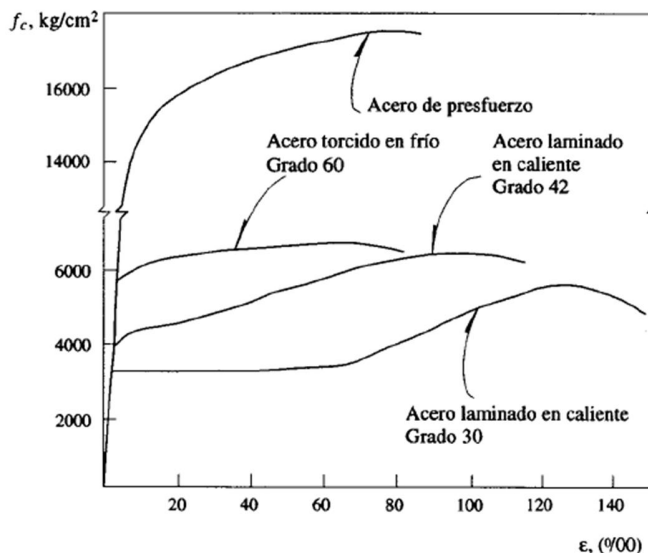


Figura 25. Curvas esfuerzo-deformación del acero de refuerzo

Fuente: BAZÁN, Enrique; MELI, Roberto (1999), pg. 155

Bajo la aplicación de cargas alternadas que exceden a la fluencia, se reduce la zona en que los esfuerzos son proporcionales a la deformación y la curva se vuelve más redondeada (efecto Bauschinger); sin embargo, los ciclos son muy estables, con lazos de histéresis muy amplios y sin evidencia de deterioro, por lo que la capacidad de disipación de energía es muy elevada y el comportamiento se puede idealizar como elastoplástico sin deterioro (Figura 26).

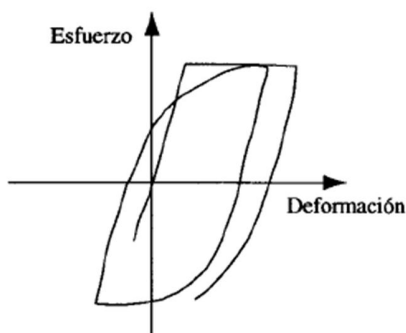


Figura 26. Lazos de histéresis para el acero de refuerzo

Fuente: BAZÁN, Enrique; MELI, Roberto (1999), pg. 155

## 2.10. Movimientos sísmicos de diseño

Para el diseño sísmico de una estructura se utiliza lo que se denominan *movimientos sísmicos de diseño*, los cuales se definen a través de un espectro suavizado de diseño, o bien mediante familias de acelerogramas. Dado que es imposible estimar en detalle las características de los movimientos sísmicos que se presentarán en el futuro, al menos en el estado del conocimiento actual, la gran mayoría de los métodos para definir un espectro de diseño se sustentan en el estudio estadístico de espectros de respuesta de registros acelerográficos que tienen algunas características en común. El hecho de que compongan de líneas suavizadas o rectas, inclusive, se justifica debido a las dificultades que se tiene al estimar los períodos de vibración de estructuras que van, con seguridad, a responder en el rango inelástico, durante un sismo fuerte.

Existen diferentes métodos para estimar el espectro de diseño dado que se conocen ciertas características de los movimientos sísmicos esperados en el sitio. En general cuando se habla de un espectro de diseño éste se define en suelo duro o roca y por lo tanto no incluye el efecto que puede tener la estratigrafía del suelo en el lugar. En aquellos casos en que hay depósitos profundos de suelos blandos, en general se realiza un estudio de amplificación de onda, por medio del cual es posible incluir estos parámetros totalmente locales en el espectro de diseño.

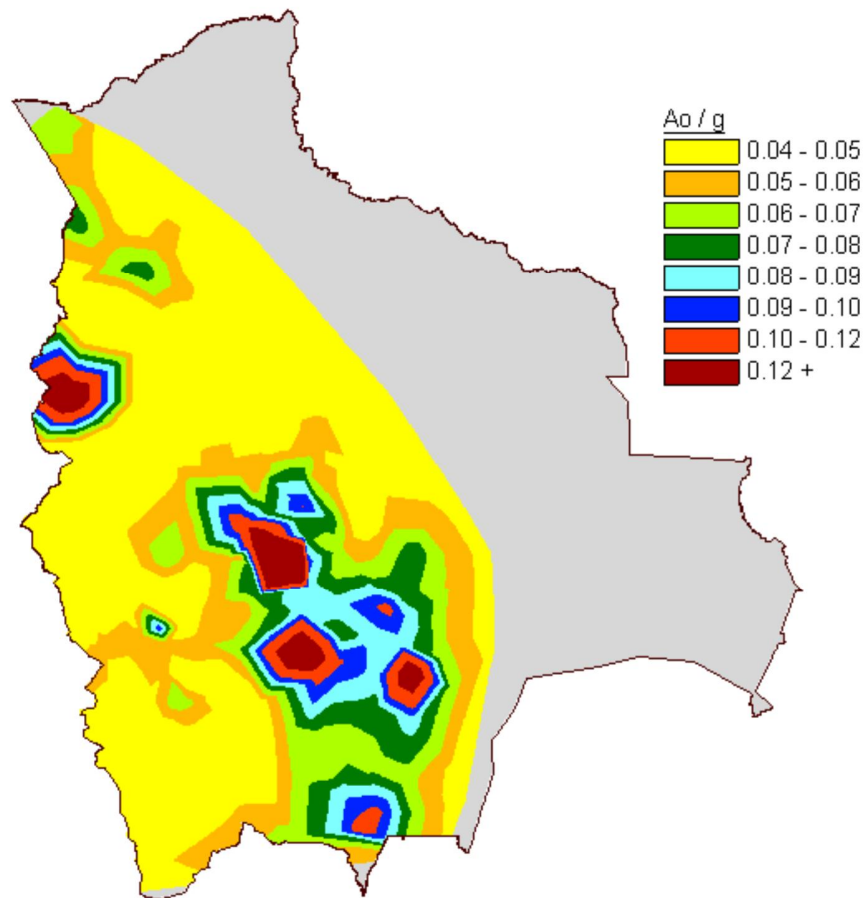
A continuación se presentan algunos de los métodos más utilizados para definir el espectro de diseño en roca<sup>4</sup>:

- Espectros promedio de Housner
- Método de Newmark-Hall
- Método de Newmark-Blume-Kapur
- Método de Shtbata-Sozen

---

<sup>4</sup> GARCÍA REYES, Luis Enrique (1998). pg. 174-176

### **ACELERACIONES SISMICAS EN BOLIVIA**



Acercaciones sísmicas esperadas.

Fuente: Norma Boliviana de Diseño Sísmico. NBDS – 2006

## **2.11. Visión general del trabajo: Efectos sísmicos en los edificios**

### **2.11.1. Características de la acción sísmica**

El movimiento sísmico del suelo se transmite a los edificios que se apoyan sobre éste. La base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base. Se generan entonces las fuerzas de inercia que pueden poner en peligro la seguridad de la estructura. Se trata de un problema dinámico que, por la irregularidad del movimiento del suelo y por la complejidad de los sistemas constituidos por las edificaciones, requiere de grandes simplificaciones para ser analizado.

El movimiento del suelo consta de vibraciones horizontales y verticales. En general las vibraciones horizontales resultan más críticas<sup>5</sup> y son las analizadas con más detalle en este trabajo de investigación.

La flexibilidad de la estructura ante el efecto de las fuerzas de inercia hace que ésta vibre de forma distinta a la del suelo. Las fuerzas que se inducen en la estructura no son función solamente de la intensidad del movimiento del terreno, sino que dependen en forma preponderante de las propiedades de la misma estructura. Por una parte, las fuerzas son proporcionales a la masa del edificio y, por otra, son función de algunas propiedades dinámicas que definen su forma de vibrar.

Una apreciación aproximada de la respuesta sísmica de una estructura se tiene al estudiar un modelo simple que es un sistema de un grado de libertad, constituido por una masa concentrada y un elemento resistente con cierta rigidez lateral y cierto amortiguamiento. Como veremos en el capítulo 4 este sistema se caracteriza por su periodo natural de vibración que es proporcional a la raíz cuadrada de la relación entre la masa y la rigidez.

Los movimientos del suelo son amplificados en forma importante por la vibración de la estructura, de manera que las aceleraciones que se presentan pueden llegar a ser varias veces superiores a las del terreno. El grado de amplificación depende del amortiguamiento

---

<sup>5</sup> BAZÁN, Enrique; MELI, Roberto (1999), pg. 29

propio de la edificación y de la relación entre el periodo de la estructura y el periodo dominante del suelo. De manera que:

- cuando los movimientos del suelo son bruscos con predominio de ondas de periodo corto, resultan más afectadas las construcciones rígidas y pesadas.
- Cuando el movimiento del terreno es lento, con periodos dominantes largos, es en las estructuras altas y flexibles donde se amplifican las vibraciones y se generan aceleraciones más elevadas y por ende fuerzas de inercia mayores.

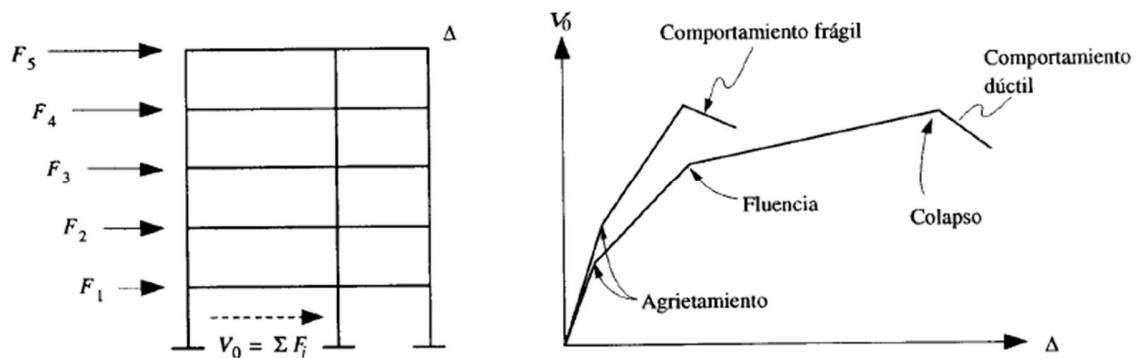
Las fuerzas de inercia que se generan por la vibración en los lugares donde se encuentran las masas del edificio se transmiten a través de la estructura por trayectorias que dependen de la configuración estructural. Estas fuerzas generan esfuerzos y deformaciones que pueden poner en peligro la estabilidad de la edificación. Se observa que resultan críticas las fuerzas en las uniones entre los elementos estructurales, las fuerzas cortantes en las columnas y la transmisión de dichas fuerzas a la cimentación.

El comportamiento de los principales materiales es otro factor importante, sobre todo la modificación en la respuesta que se tiene después de la fluencia, cuando la rigidez de la estructura se reduce drásticamente y entran en juego fuentes de amortiguamiento mucho mayores que las que se tienen en la etapa de comportamiento lineal. Este comportamiento de la respuesta debido a la disipación de energía por comportamiento no lineal de la estructura se relaciona con una propiedad llamada ductilidad, la cual se refiere a la capacidad de mantener su resistencia para deformaciones muy superiores a aquella para la que se inició la fluencia.

La ductilidad es una propiedad muy importante en una estructura que debe resistir efectos sísmicos, ya que elimina la posibilidad de una falla súbita de tipo frágil y, además, pone en juego una fuente adicional de amortiguamiento.

El comportamiento no lineal está asociado a daño, inicialmente sólo en los elementos no estructurales y después también en la estructura misma. Evidencias del comportamiento no lineal, y del daño, son agrietamientos, desprendimientos, pandeos locales, y deformaciones residuales de la estructura.

La descripción más simple que se puede dar del comportamiento no lineal de una estructura es mediante la relación entre la carga lateral total aplicada (fuerza cortante en la base) y el desplazamiento de la punta del edificio. La Figura 27 muestra formas típicas de esta relación para una estructura simple. Una corresponde a una estructura con ductilidad considerable y la otra a una de comportamiento frágil. En las curvas se distinguen puntos en los que la rigidez cambiaría drásticamente y que corresponden a cambios importantes de comportamiento, como la iniciación del agrietamiento de la estructura, la primera fluencia de un elemento estructural, y la pérdida de capacidad de carga que marca el inicio del colapso. Estos puntos pueden asociarse a estados límite del comportamiento estructural. En el primero puede considerarse que se rebasan las condiciones deseables de servicio de la construcción, en el segundo se llega a daño estructural significativo y en el tercero ocurre el colapso.



*Figura 27. Relación carga-deformación en una estructura*

*Fuente: BAZÁN, Enrique; MELI, Roberto (1999), pg. 32*

El comportamiento ilustrado en la Figura 27 es muy esquemático; cada material y sistema estructural presenta variaciones en su respuesta que dan lugar a diferencias tanto en las cargas como a las deformaciones que se requieren para alcanzar los distintos estados límite.

## CAPÍTULO 3. MARCO PRÁCTICO

### 3.1. Descripción del edificio analizado

En este trabajo se analiza el Bloque de la Carrera de Medicina, el cual es un edificio de hormigón de 4 niveles (sótano, planta baja, 1° y 2° piso) ubicado en el Campus Universitario de la U.A.J.M.S. en la ciudad de Tarija.

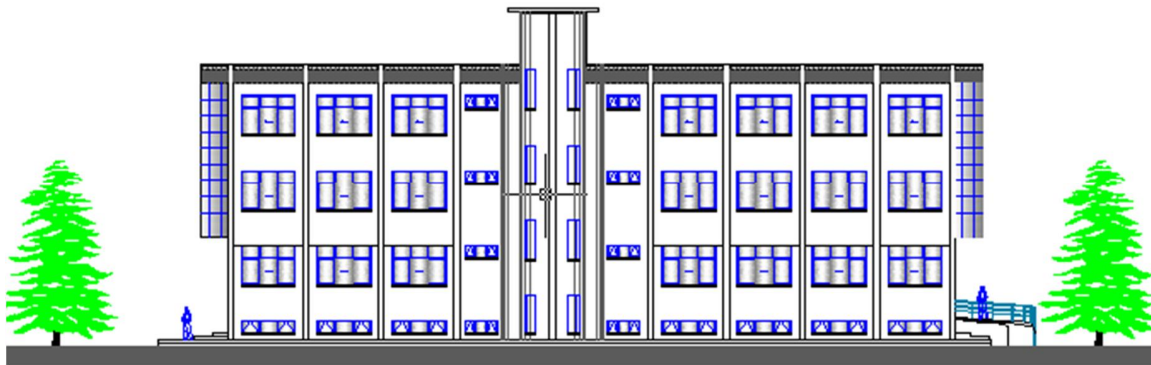


*Figura 28. Bloque de la Carrera de Medicina (Campus Universitario)*

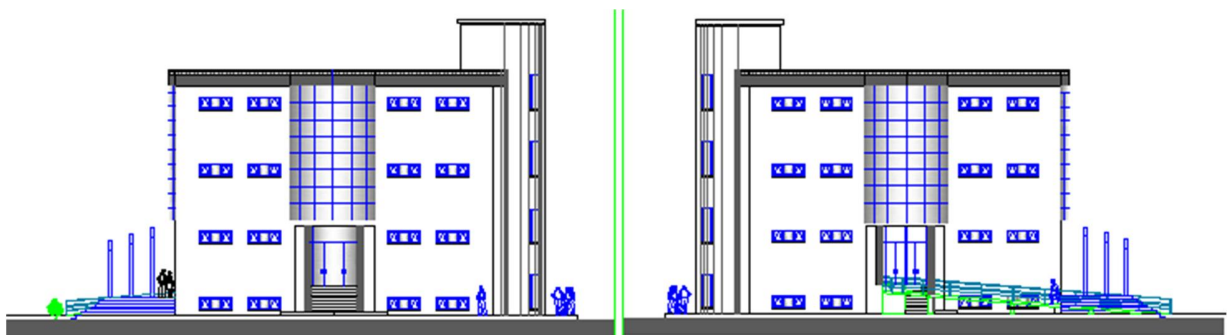
La construcción de este Edificio fue ejecutada en la gestión 2006-2007 por la Empresa Constructora del Guadalquivir y financiada con fondos del IDH.



(a) Fachada Frontal



(b) Fachada Posterior



(c) fachada lateral oeste

(d) fachada lateral este

*Figura 29. Fachadas del Edificio de la Carrera de Medicina*

### 3.2. Idealización de la estructura

Para analizar apropiadamente una estructura debe hacerse ciertas idealizaciones sobre cómo están conectados y apoyados los miembros entre sí. Tres aspectos encontrados durante el modelado e idealización de la estructura del edificio analizado merecen especial mención:

- Unión entre vigas y columnas. En varios casos el eje neutro de un elemento viga no estaba diseñado para unirse con la columna respectiva de forma que coincidan sus ejes neutros (obviando las excentricidades accidentales), lo cual debe ser tomado en cuenta a la hora de definir el tipo de unión entre los elementos. (ver Figura 30)
- El sótano (Nivel -1.64 m) tiene un muro de H<sup>o</sup>A<sup>o</sup> de 2 m de altura y 20 cm de espesor impermeabilizado con emulsión asfáltica (ver Figura 31). Este muro proporciona gran

rigidez lateral a la base de la estructura, la cual debe ser tomada en cuenta al calcular los efectos de las fuerzas laterales generadas por los movimientos sísmicos.

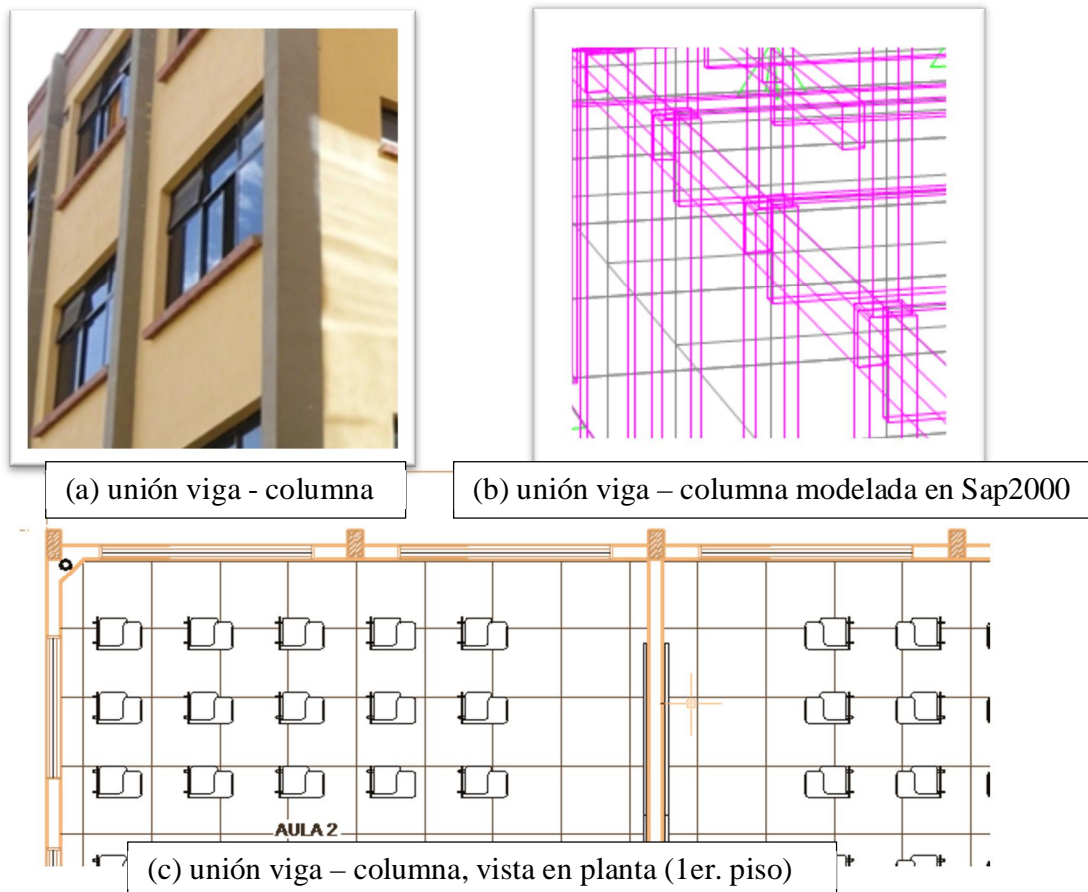


Figura 30. Modelado de la unión viga-columna

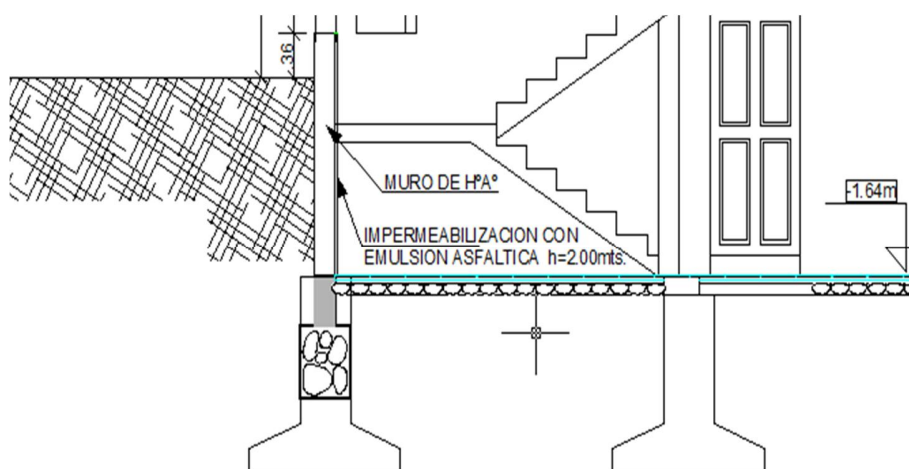


Figura 31. Muro de HPA° en el sótano de la Estructura

- El modelado y análisis de la estructura se realizó usando el software de análisis estructural Sap2000 v16.

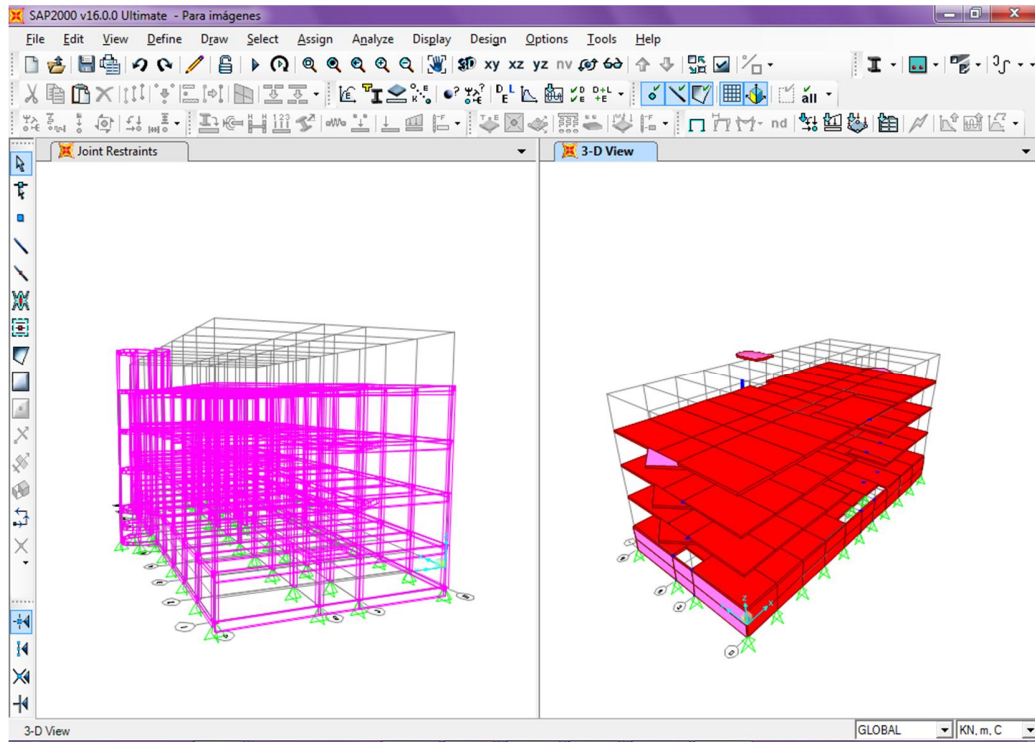


Figura 32. Software utilizado. Sap2000 v16

## CAPÍTULO 4. ANÁLISIS MODAL

### 4.1. Planteamiento

Un **modo normal** de un sistema oscilatorio es la frecuencia a la cual la estructura deformable oscilará al ser perturbada<sup>1</sup>. Los modos normales son también llamados frecuencias naturales o frecuencias resonantes. Para cada estructura existe un conjunto de estas frecuencias que es único. La respuesta (amplitud de la vibración) se amplifica a medida que la vibración externa se acerca a la natural y los patrones de deformación toman diferentes formas dependiendo de la frecuencia de vibración de la fuente de excitación. Así, la respuesta máxima de una estructura a un sismo varía principalmente con el periodo de vibración. Los sistemas de varios grados de libertad pueden caracterizarse, para fines de estudiar su respuesta, por medio de sus periodos y frecuencias naturales de vibración.

En este capítulo se estudiará la forma de determinar los modos y periodos de vibración de una estructura como un edificio.

### 4.2. Ecuación de movimiento

Una estructura de varios niveles mostrada en la Figura 33, se puede idealizar como un pórtico de varios niveles con diafragma de cuerpo rígido asumiendo que la masa está concentrada en cada nivel, las columnas se suponen axialmente inextensibles pero lateralmente flexibles. La respuesta dinámica del sistema está representada por el desplazamiento lateral de las masas con el número de grados de libertad dinámica o  $n$  modos de vibración que son iguales al número de masas. La vibración resultante del sistema está dada por la superposición de las vibraciones de cada masa. Cada modo individual de vibración tiene su propio periodo y puede ser representado por un sistema simple del mismo periodo<sup>2</sup>.

La Figura 33 muestra tres modos de un sistema aporticado de tres niveles. El modo de vibración con periodo mayor (frecuencia baja) es llamado modo fundamental de vibración; modos con periodos cortos son llamados modos armónicos (frecuencias altas).

---

<sup>1</sup> Enciclopedia on-line Wikipedia. [http://es.wikipedia.org/wiki/Modo\\_normal](http://es.wikipedia.org/wiki/Modo_normal)

<sup>2</sup> GOYTIA TORREZ, Ivan Richard; VILLANUEVA INCA, Rolando (2001), pg. 109

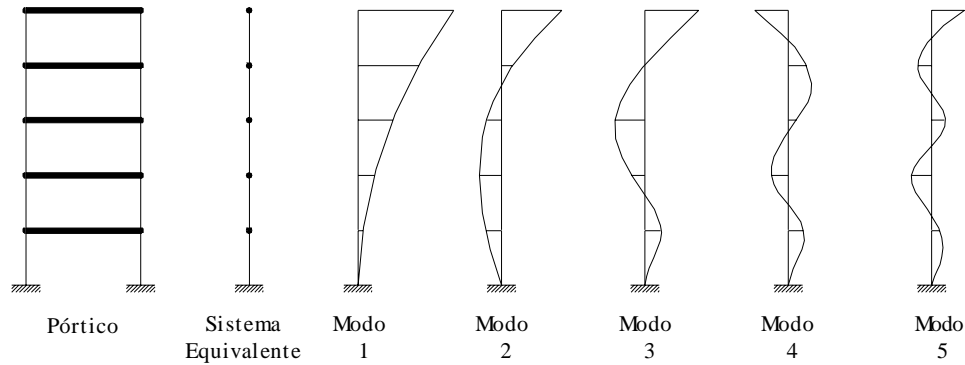


Figura 33. Modos de vibración de una estructura de varios niveles

Cada masa de piso representa un grado de libertad con una ecuación de equilibrio dinámico para cada una:

$$f_{Ia} + f_{Da} + f_{Sa} = P_{a(t)}$$

$$f_{Ib} + f_{Db} + f_{Sb} = P_{b(t)}$$

$$f_{Ic} + f_{Dc} + f_{Sc} = P_{c(t)}$$

Las fuerzas de inercia son simplemente:

$$f_{Ia} = m_a \cdot \ddot{u}_a$$

$$f_{Ib} = m_b \cdot \ddot{u}_b$$

$$f_{Ic} = m_c \cdot \ddot{u}_c$$

En forma matricial:

$$\begin{Bmatrix} f_{Ia} \\ f_{Ib} \\ f_{Ic} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} m_a & 0 & 0 \\ 0 & m_b & 0 \\ 0 & 0 & m_c \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \ddot{u}_a \\ \ddot{u}_b \\ \ddot{u}_c \end{Bmatrix}$$

O más generalmente:

$$\{F_I\} = [M] \cdot \{\ddot{U}\}$$

Donde  $\{F_I\}$  es el vector de fuerzas de inercia,  $[M]$  es la matriz de masa y  $\{\ddot{U}\}$  es el vector de aceleraciones. Debe notarse que la matriz de masa es diagonal para un sistema de sumas agrupadas, sin considerar acoplamiento entre las masas.

Las fuerzas de la ecuación de equilibrio dinámico dependen de los desplazamientos y usando coeficientes de influencia de rigidez pueden expresarse como:

$$\begin{aligned} f_{Sa} &= k_{aa} \cdot u_a + k_{ab} \cdot u_b + k_{ac} \cdot u_c \\ f_{Sb} &= k_{ba} \cdot u_a + k_{bb} \cdot u_b + k_{bc} \cdot u_c \\ f_{Sc} &= k_{ca} \cdot u_a + k_{cb} \cdot u_b + k_{cc} \cdot u_c \end{aligned}$$

En forma matricial:

$$\begin{Bmatrix} f_{Sa} \\ f_{Sb} \\ f_{Sc} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{aa} & k_{ab} & k_{ac} \\ k_{ba} & k_{bb} & k_{bc} \\ k_{ca} & k_{cb} & k_{cc} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} u_a \\ u_b \\ u_c \end{Bmatrix}$$

O más generalmente:

$$\{F_s\} = [K] \cdot \{U\}$$

Donde  $\{F_s\}$  es el vector de fuerzas elásticas,  $[K]$  es la matriz de rigidez y  $\{U\}$  es el vector de desplazamientos.

Por analogía, las fuerzas de amortiguamiento pueden expresarse como:

$$\{F_D\} = [C] \cdot \{\dot{U}\}$$

Donde  $\{F_D\}$  es el vector de fuerzas de amortiguamiento,  $[C]$  es la matriz de amortiguamiento y  $\{\dot{U}\}$  es el vector de velocidades. En general no es práctico determinar  $c$  y el amortiguamiento es expresado en términos del coeficiente de amortiguamiento ( $\xi$ ).

Aplicando las ecuaciones anteriores, las ecuaciones de equilibrio dinámico pueden escribirse generalmente como:

$$\{F_I\} + \{F_D\} + \{F_S\} = \{p(t)\}$$

Lo cual es equivalente a:

$$\{M\} \cdot \{\ddot{U}\} + \{C\} \cdot \{\dot{U}\} + \{K\} \cdot \{U\} = \{p(t)\}$$

**4.3. Respuesta dinámica: análisis modal**

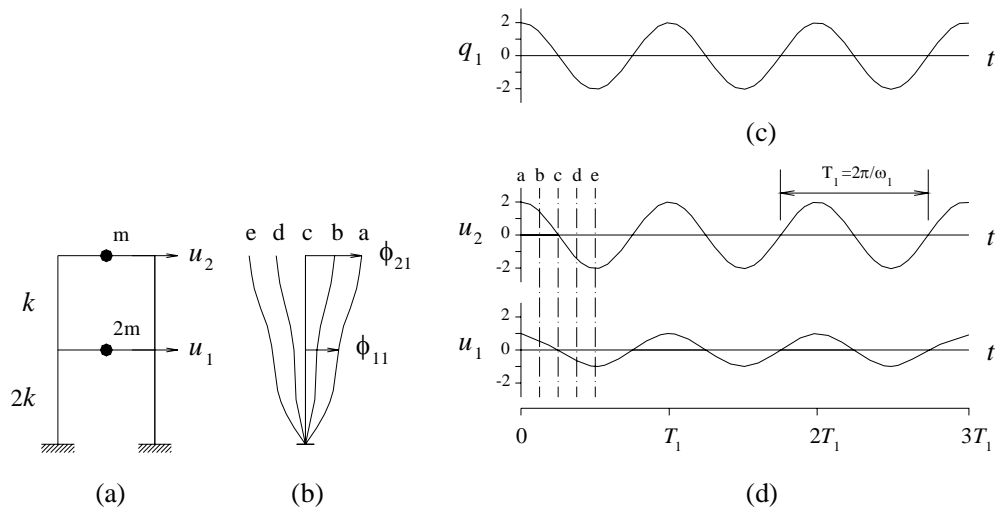
Como la respuesta dinámica de una estructura depende de la frecuencia o periodo de vibración y de la forma desplazada (forma modal), el primer paso en un análisis de un sistema de varios grados de libertad es encontrar las frecuencias y las formas modales de vibración libre. En este caso no existen fuerzas externas y el amortiguamiento es considerado cero.

Cada grado de libertad dinámico provee una ecuación de equilibrio dinámico, la vibración resultante del sistema consiste de  $n$  de estas ecuaciones, y puede ser expresado en forma matricial para vibración libre no amortiguada como:

$$[M] \cdot \{\ddot{U}\} + [K] \cdot \{U\} = 0$$

La vibración libre descrita gráficamente por la Figura 34 de un sistema no amortiguado en uno de sus modos de vibración natural puede describirse matemáticamente por:

$$\{u_{(t)}\} = \{q_{n(t)}\} \cdot \{\phi_n\}$$



*Figura 34. Vibración libre de un sistema no amortiguado en su primer modo de vibración: (a) Pórtico de dos niveles; (b) Forma de la deformada en los instantes de tiempo a, b, c, d y e; (c) Coordenada modal  $q_1(t)$ ; (d)*

*Histograma de desplazamiento*

Donde  $\phi_n$ , forma de la deformada o amplitud relativa de movimiento, no varía con el tiempo, y la variación del desplazamiento con el tiempo es descrita por una función armónica:

$$q_{n(t)} = A_n \cdot \cos \omega_n t + B_n \cdot \text{sen} \omega_n t$$

Donde  $A_n$  y  $B_n$  son constantes de integración que pueden ser calculadas a partir de las condiciones iniciales. Combinando estas ecuaciones se tiene:

$$u_{(t)} = \phi_n \cdot (A_n \cdot \cos \omega_n t + B_n \cdot \text{sen} \omega_n t)$$

Donde  $\phi_n$  y  $\omega_n$  son desconocidos. Sustituyendo esta forma de  $u_{(t)}$  en la ecuación 10.11 da:

$$([K] - [M] \cdot \omega_n^2) \cdot \{U\} = 0$$

o

$$(\{\phi_n\} \cdot [K] - \omega_n^2 \cdot \{\phi_n\} \cdot [M]) \cdot \{q_n\} = 0$$

Esta expresión es una representación de la ecuación de *eigenvalores*; la cual tiene una solución no trivial sólo si el determinante de los coeficientes es igual a cero, es decir las frecuencias naturales  $\omega_n$  (escalar) y los modos  $\phi_n$  (vector) deben satisfacer la siguiente ecuación:

$$|[K] - \omega_n^2 \cdot [M]| = 0$$

El desarrollo del determinante conduce a un polinomio de grado  $n$  en  $(\omega_n)^2$ , las raíces del cual son los eigenvalores. Sustituyendo éstos en la ecuación de eigenvalores se obtienen los eigenvalores para cada modo. A partir de los eigenvalores se obtienen los periodos naturales correspondientes y se pueden obtener las aceleraciones espectrales a partir de una curva de respuesta apropiada.

### 4.3.1. Matriz modal y espectral

Los  $N$  eigenvalores y los  $N$  modos pueden ser acoplados en forma matricial. El modo natural o eigenvector  $\phi_n$  correspondiente a la frecuencia natural  $\omega_n$  tiene elementos  $\phi_{jn}$ . De este modo los  $N$  eigenvectores pueden presentarse o disponerse en una matriz cuadrada, de la cual cada columna es un modo:

$$[\Phi] = [\phi_{jn}] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \cdots & \phi_{1N} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \cdots & \phi_{2N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{N1} & \phi_{N2} & \cdots & \phi_{NN} \end{bmatrix}$$

Donde  $[\Phi]$  es llamada matriz modal. Los  $N$  eigenvalores  $\omega_n^2$  pueden ser acoplados en una matriz diagonal  $\Omega^2$ , la cual es conocida como matriz espectral.

$$[\Omega^2] = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & & & \\ & \omega_2^2 & & \\ & & \ddots & \\ & & & \omega_N^2 \end{bmatrix}$$

Cada eigenvalor y eigenvector satisfacen la ecuación:

$$[K] \cdot \{\phi_n\} = [M] \cdot \{\phi_n\} \cdot \omega_n^2$$

Utilizando la matriz modal y espectral es posible representar esta ecuación en una ecuación matricial simple:

$$[K] \cdot [\Phi] = [M] \cdot [\Phi] \cdot [\Omega^2]$$

Esta ecuación presenta en forma compacta las ecuaciones relacionando todos los eigenvalores y eigenvectores.

### 4.3.2. Factor de participación

Las ecuaciones de movimiento para cada grado de libertad no dependen de los modos de vibración y tienen forma similar a la ecuación de movimiento de un sistema de un solo grado de libertad. El factor de participación, para sistemas de varios grados de libertad está definida en forma matricial por:

$$[P] = \frac{[\Phi]^T \cdot [M] \cdot \{1\}}{[\Phi]^T \cdot [M] \cdot [\Phi]}$$

donde  $[P]$  = vector de coeficientes de participación para todos los modos considerados  
 $\{1\}$  = vector unitario.

Para un sistema específico, los factores de participación tienen las propiedades de:

$$\sum P_n \cdot \phi_{1n} = 1$$

donde  $P_n$  = es el factor de participación asociado con el modo  $n$ .

$\phi_{1n}$  = es el componente, para el primer nudo del sistema del eigenvector del modo  $n$ .

La matriz de máximos desplazamientos está definida por:

$$\begin{aligned} [U] &= [\Phi] \cdot [P] \cdot [D] \\ [U] &= [\Phi] \cdot [P] \cdot [V] \cdot [\Omega]^{-1} \\ [U] &= [\Phi] \cdot [P] \cdot [A] \cdot [\Omega^2]^{-1} \end{aligned}$$

donde  $[D]$  = matriz diagonal de desplazamiento espectral.

$[V]$  = matriz diagonal de velocidad espectral.

$[A]$  = matriz diagonal de aceleración espectral.

La matriz de fuerzas laterales en cada nudo del sistema está dada por la segunda ley de Newton:

$$[F] = [K] \cdot [U]$$

El vector de fuerzas cortantes en la base está dada por:

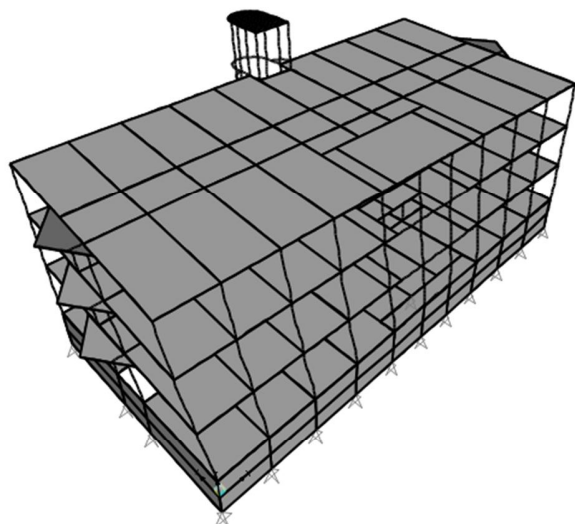
$$[V] = [F]^T \cdot \{1\}$$

#### 4.4. Modos de vibración del edificio analizado

Usando el software de análisis estructural Sap2000 v16 se determinó las frecuencias y modos de vibración del edificio estudiado (Bloque de la Carrera de Medicina)

Cuadro 1. Frecuencias y periodos de vibración natural de la estructura

Modo de vibración	Periodo	Frecuencia	Eigenvalue
	(seg)	(ciclos/sec)	rad <sup>2</sup> /seg <sup>2</sup>
1	0,721485	1,386	75,84
2	0,671060	1,490	87,67
3	0,638625	1,566	96,80
4	0,255014	3,921	607,06
5	0,242910	4,117	669,07
6	0,216997	4,608	838,40

**Modo 1**

Periodo: 0,721485 seg.  
 Frecuencia: 1,386 Hz.  
 Eigenvalue: 75,84 rad<sup>2</sup>/seg<sup>2</sup>

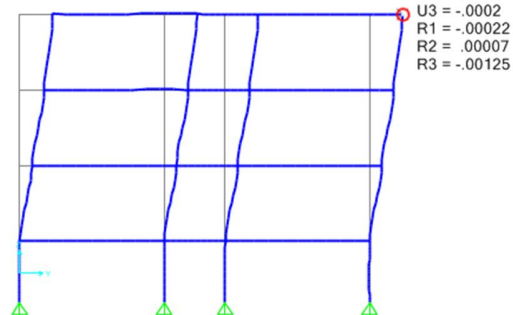
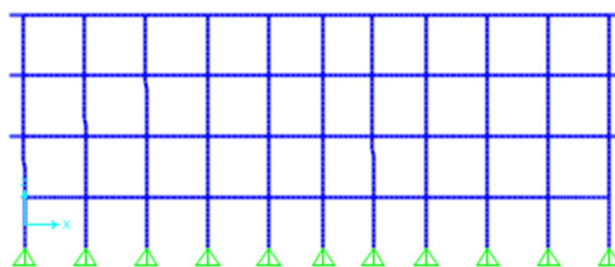
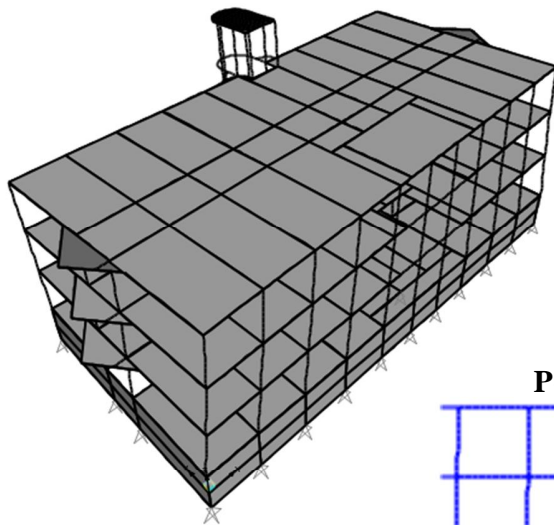
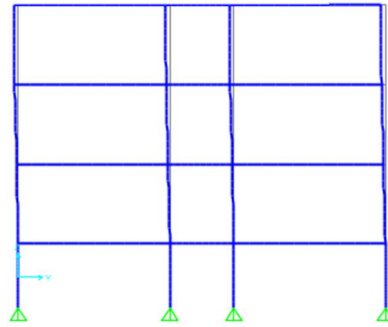
**Pórtico 2****Pórtico B**

Figura 35. Modo de vibración N° 1. (modo fundamental)

**Modo 2**

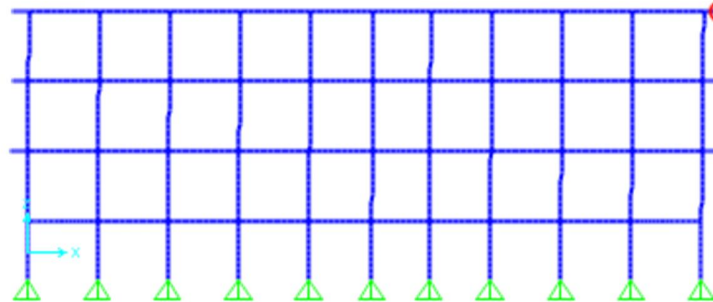


**Pórtico 2**



Pt Obj: 355  
 Pt Elm: 355  
 U1 = .0032  
 U2 = .0565  
 U3 = -.0004  
 R1 = -.00015  
 R2 = .00007  
 R3 = .0019

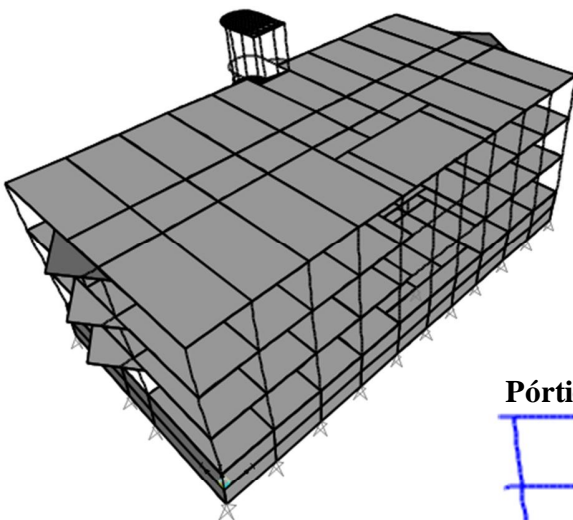
**Pórtico B**



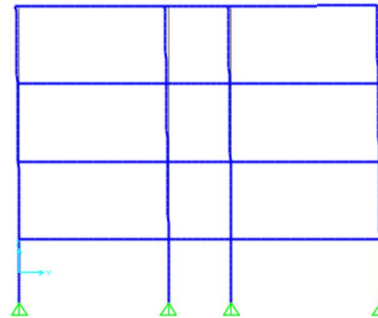
Periodo: 0,671060 seg.  
 Frecuencia: 1,490 Hz.  
 Eigenvalue: 87,67 rad<sup>2</sup>/seg<sup>2</sup>

Figura 36. Modo de vibración N° 2

**Modo 3**

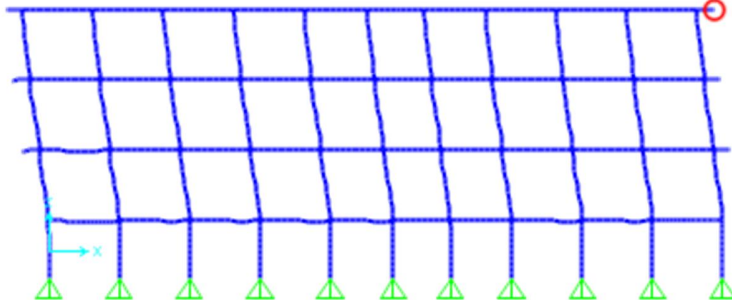


**Pórtico 2**



Pt Obj: 355  
 Pt Elm: 355  
 U1 = -.0313  
 U2 = .0097  
 U3 = .0007  
 R1 = -.00002  
 R2 = -.00027  
 R3 = .00054

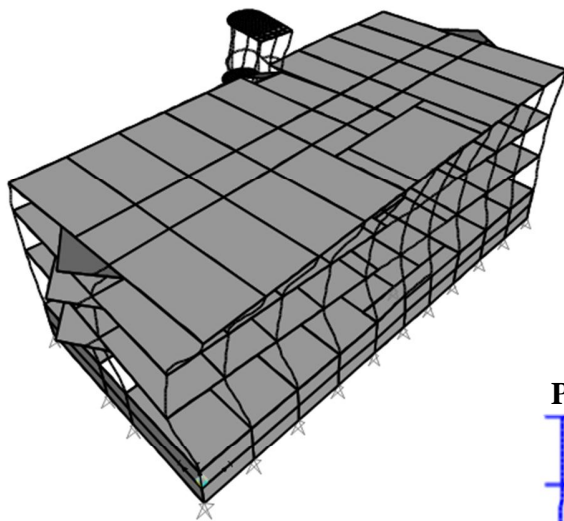
**Pórtico B**



Periodo: 0,638625 seg.  
 Frecuencia: 1,566 Hz.  
 Eigenvalue: 96,80 rad<sup>2</sup>/seg<sup>2</sup>

Figura 37. Modo de vibración N° 3

**Modo 4**



Periodo: 0,255014 seg.  
 Frecuencia: 3,921 Hz.  
 Eigenvalue: 607,06 rad<sup>2</sup>/seg<sup>2</sup>

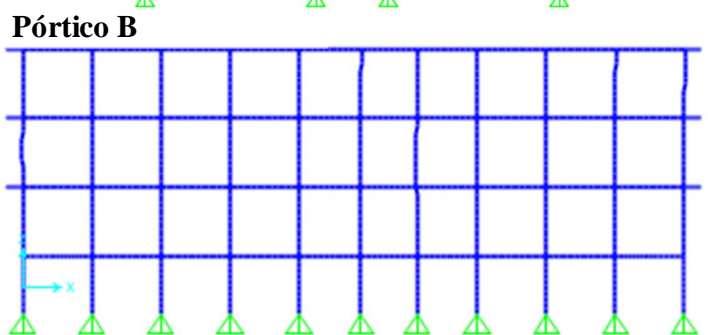
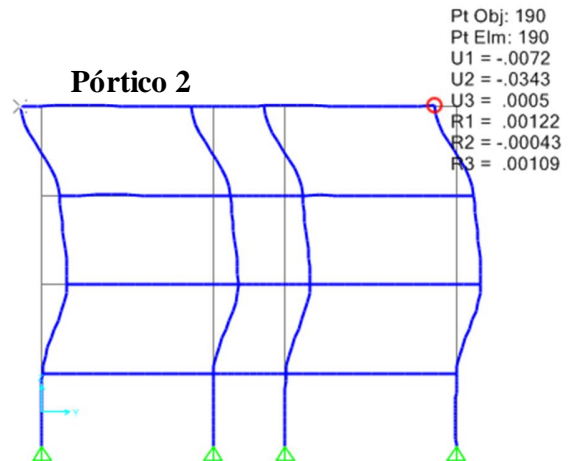
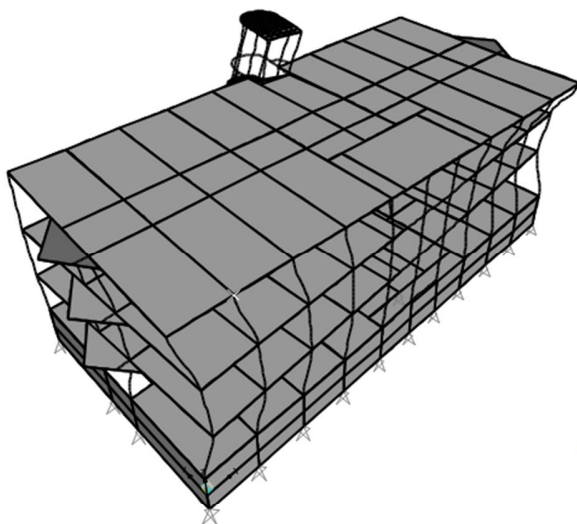


Figura 38. Modo de vibración N° 4

**Modo 5**



Periodo: 0,242910 seg.  
 Frecuencia: 4,117 Hz.  
 Eigenvalue: 669,07 rad<sup>2</sup>/seg<sup>2</sup>

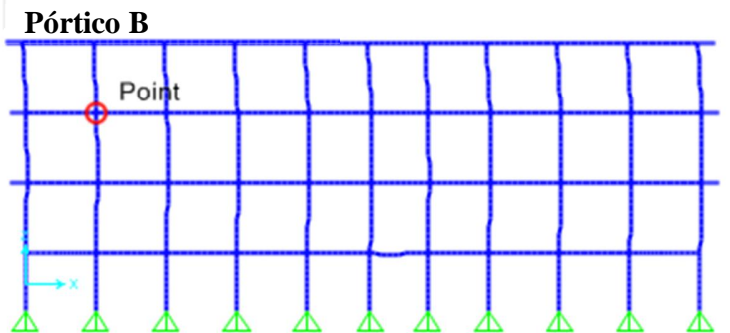
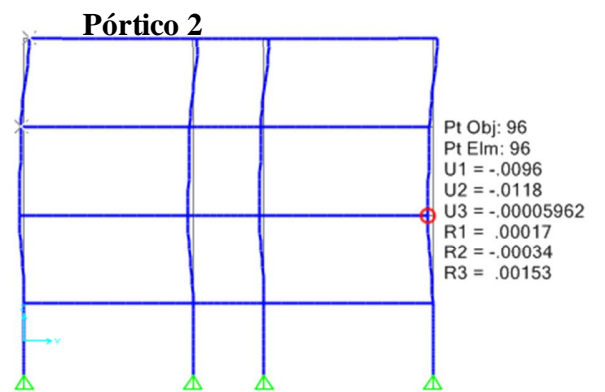
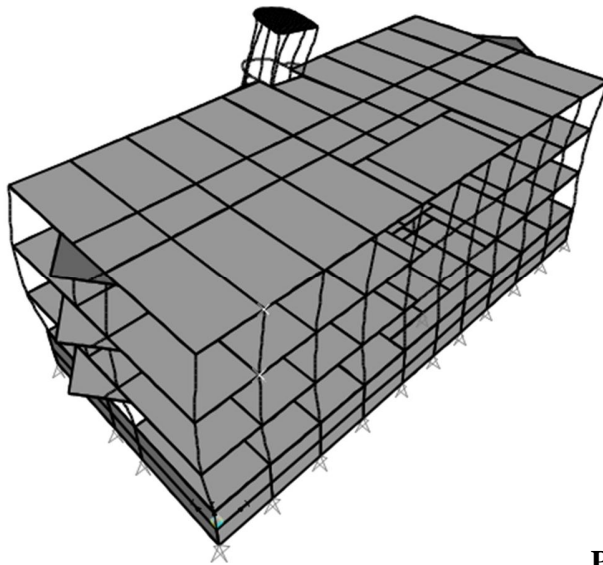
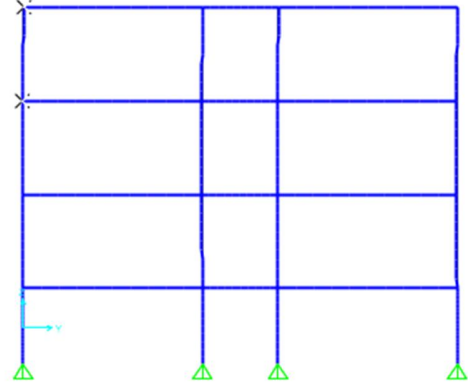
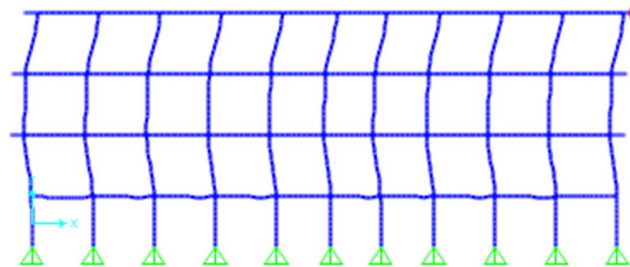


Figura 39. Modo de vibración N° 5

**Modo 6****Pórtico 2****Pórtico B**

Pt Obj: 355  
 Pt Elm: 355  
 U1 = .021  
 U2 = -.0028  
 U3 = -.002  
 R1 = .00006  
 R2 = .00119  
 R3 = -.00063

Periodo: 0,216997 seg.  
 Frecuencia: 4,608 Hz.  
 Eigenvalue: 838,40 rad<sup>2</sup>/seg<sup>2</sup>

Figura 40. Modo de vibración N° 6

Las reacciones en la base, correspondientes a cada modo de vibración se muestran en el Cuadro 2:

**Cuadro 2. Reacciones en la base para cada modo de vibración**

Modo de vibración	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
	KN	KN	KN
1	824.18	-582.85	-1.21
2	845.66	2406.50	12.09
3	2502.53	-679.86	-5.63
4	-600.19	3630.47	-59.87
5	1180.36	5439.91	-138.91
6	9039.66	-480.29	9.18

La mayor reacción en la base en dirección X se presenta en el modo de vibración 6 y alcanza un valor de 9039.66 kN. En dirección Y, la mayor reacción se presenta en el modo de vibración 5, con un valor de 5439.91 kN.

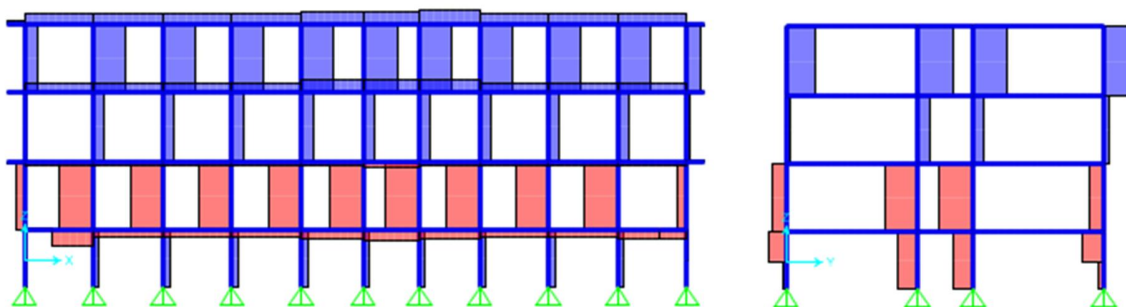


Figura 41. Diagrama de cortantes en modo de vibración 6

Los ratios de masa participación en cada modo de vibración se muestran en el Cuadro 3:

**Cuadro 3. Ratios de participación modal de masa**

Modo de vibración	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,08869	0,04436	1,91E-07	0,08869	0,04436	1,91E-07
2	0,06988	0,56591	1,43E-05	0,15857	0,61027	1,45E-05
3	0,50196	0,03705	2,54E-06	0,66054	0,64731	1,70E-05
4	0,00073	0,02686	7,30E-06	0,66127	0,67417	2,43E-05
5	0,00234	0,04965	3,24E-05	0,66361	0,72382	5,67E-05
6	0,08731	0,00025	8,97E-08	0,75092	0,72407	5,68E-05

El ratio o relación masa participación para un modo dado es una medida de cuán importante es el modo para calcular la respuesta para una carga de aceleración en cada una de las direcciones globales y es útil para determinar la exactitud del análisis del espectro de respuesta y el análisis cronológico.

La suma acumulativa de la relación masa participación para todos los Modos proporciona una medida simple de cuantos modos son requeridos para lograr un nivel dado de exactitud para una carga de aceleración del suelo.

## CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

### 5.1. Introducción

En la Figura 42 se muestra el sistema de un grado de libertad que se empleará para estudiar los efectos de un movimiento sísmico en su base. El sistema consiste en una masa soportada por un elemento estructural cuyas relaciones fuerza-deformación son conocidas, y además tiene un amortiguador viscoso. La variable  $X_0$ , describe los movimientos de la base de la estructura, y la variable  $X$  describe la posición de la masa con respecto a una localización fija, como lo requiere la 2da ley de Newton.

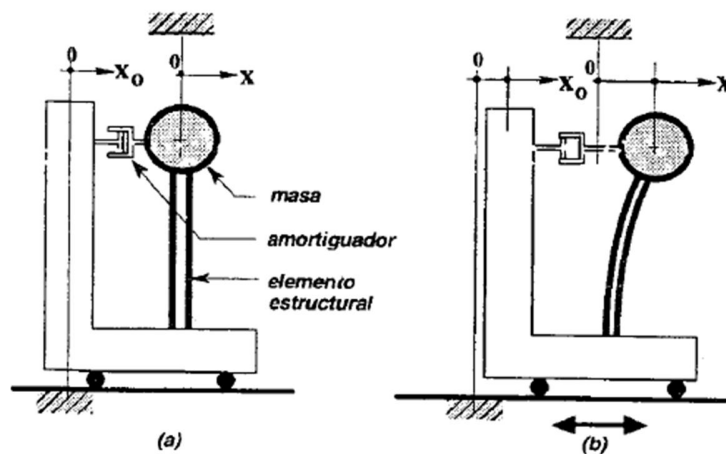


Figura 42. Sistemas de un grado de libertad sometidos a una aceleración en su base

La ecuación diferencial de equilibrio que rige la respuesta dinámica de sistemas linealmente elásticos ante una excitación en su base es:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{x}_0$$

En esta ecuación  $u = x - x_0$ ,  $\dot{u} = \dot{x} - \dot{x}_0$ , y  $\ddot{u} = \ddot{x} - \ddot{x}_0$ . La aceleración que tiene el terreno corresponde a  $\ddot{x}_0$ , o sea que un acelerograma estaría representado por esta variable. La constante  $m$  corresponde a la masa;  $c$  a la constante del amortiguador; y  $k$  la rigidez del elemento estructural, o resorte, que da apoyo a la masa.

## 5.2. Obtención del espectro de respuesta

En la Figura 43 se han marcado los valores máximos del desplazamiento relativo, de la velocidad relativa y de la aceleración absoluta. El máximo desplazamiento relativo multiplicado por la constante del resorte,  $k$ , conduce a la máxima fuerza que se ejerce sobre el resorte durante todo el movimiento estudiado. La máxima velocidad relativa multiplicada por la constante del amortiguador,  $e$ , define la máxima fuerza en el amortiguador. La máxima aceleración absoluta multiplicada por la masa,  $m$ , da la máxima fuerza inercial. Desde el punto de vista de ingeniería estos máximos son los parámetros de mayor interés.

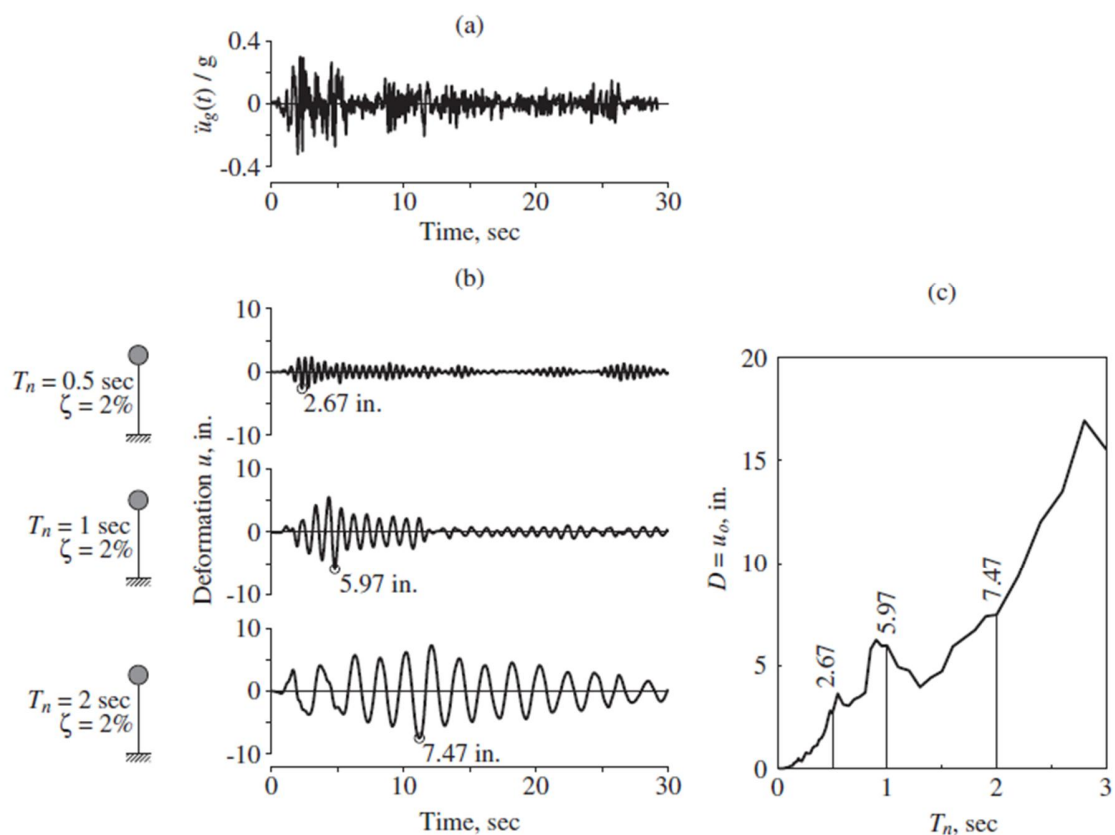


Figura 43. Cálculo del espectro de respuesta para temblor de El Centro

Fuente: CHOPRA, Anil K. (2012), pg. 209

En la Figura 43 se muestra la respuesta de un sistema de 1 grado de libertad y 2% de amortiguamiento, en términos de desplazamiento relativo, marcando los máximos valores obtenidos. Puede verse del estudio de la respuesta para diferentes valores del periodo de vibración, que la respuesta del sistema cambia notoriamente al variar su período y que el

sistema filtra la excitación produciendo una respuesta en la cual está muy marcado el período mismo del sistema.

En la figura se ha dibujado un gráfico en el cual se ha colocado el máximo desplazamiento relativo de la masa graficado contra el periodo de vibración del sistema. Este gráfico se conoce con el nombre de espectro de respuesta de desplazamiento y es de gran utilidad, pues si se desea determinar la máxima fuerza en el resorte de un sistema de un grado de libertad con un periodo dado cuando se le somete al acelerograma de El Centro, basta con entrar al gráfico con el período del sistema y leer el máximo desplazamiento relativo, el cual al ser multiplicado por la constante del resorte permite obtener la fuerza a la que puede verse sometido. El cálculo del espectro se puede realizar para diferentes valores del amortiguamiento y se obtiene un gráfico como el mostrado en la Figura 44.

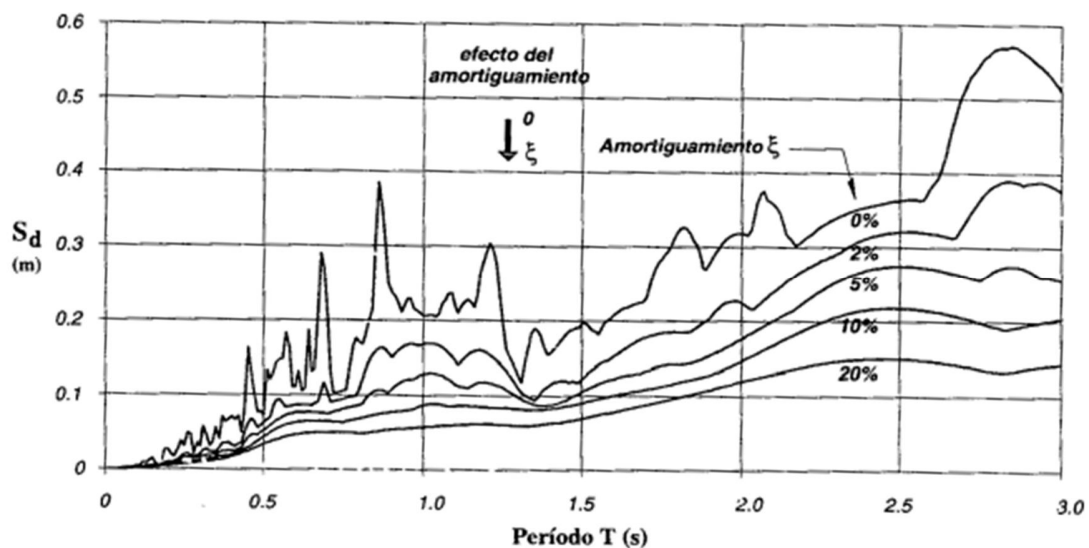


Figura 44. Espectro de desplazamientos para el temblor de El Centro , 1940

Fuente: GARCÍA REYES, Luis Enrique (1998), pg. 100

De una manera análoga es posible construir gráficos de la máxima velocidad relativa a que se ve sometido el sistema (el cual se llama espectro de respuesta de velocidades) y de máxima aceleración absoluta, el cual se llama espectro de respuesta de aceleraciones.

### 5.3. Espectro de respuesta de diseño y su construcción

Como vimos en el punto anterior, el espectro de respuesta del desplazamiento es un gráfico del desplazamiento máximo de un sistema de 1 grado de libertad, para un movimiento

particular del terreno, como una función de la frecuencia natural y del porcentaje de amortiguamiento de dicho sistema. Es posible también construir el gráfico correspondiente a la máxima aceleración absoluta (el espectro de respuesta de aceleraciones).

El espectro de respuesta de la aceleración es ampliamente usado en el diseño de estructura para obtener la fuerza máxima inducida por el sismo sobre la misma.

Según Datta, T. K. (2010, pg. 61), un espectro de respuesta de diseño debe satisfacer los siguientes requerimientos:

- Debe ser tan suavizado como sea posible, evitando las altas irregularidades observadas en los espectros de respuesta de los sismos
- Debe ser representativo de los espectros de terremotos pasados en la región. Si no hay registros suficientes, debe usarse los registros de sitios similares en cuanto a distancia de la falla, mecanismo de la falla, geología del camino que recorrerían las ondas sísmicas, condiciones del suelo, magnitud del sismo, etc.
- Debe ser un espectro normalizado con respecto al pico de aceleración del terreno, y consistente con los niveles de fuerza y desplazamiento observados en sismos anteriores.
- Debe ser consistente con la filosofía de diseño sísmico empleada.

#### **5.4. Espectro de diseño según la Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS – 2006**

El “espectro sísmico de diseño” de una determinada zona, es la envolvente suavizada de los “espectros sísmicos de respuesta” de muchos sismos cuyos efectos han sido sentidos en dicha zona.

El espectro sísmico representa las aceleraciones máximas experimentadas por un oscilador simple de un grado de libertad, aceleraciones generadas por varios sismos en cada zona en estudio, por lo que la acción sísmica máxima se puede definir razonablemente bien mediante los espectros de diseño.

## ACELERACIONES SISMICAS EN TARIJA

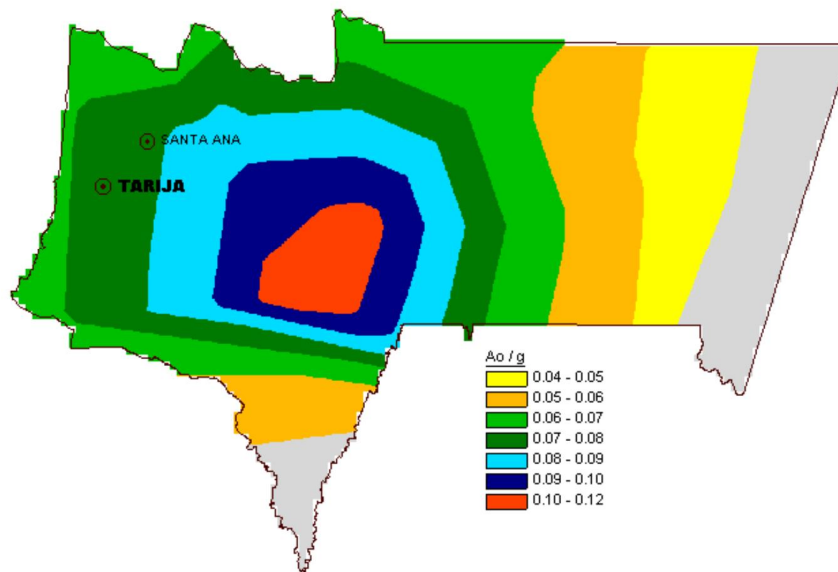


Figura 45. Aceleraciones sísmicas en el departamento de Tarija

Fuente: Norma Boliviana de Diseño Sísmico. NBDS – 2006 (pg. 29)

Para un edificio situado en suelos blando la ciudad de Tarija, la NBDS – 2006 recomienda el siguiente espectro de diseño:

### ESPECTROS TIPO 4

Espectro Para Suelo Blando ( $0.5 \leq \sigma_{adm} < 2.0 \text{ kg/cm}^2$ )

Datos		Limites	
$a_0$	0.10	$T_1$	0.8
$c$	0.25	$T_2$	3
$r$	1		

Puntos	Periodo	Pseudo Acel
	Seg	Sa/g
1	0.00	0.1000
2	0.80	0.2500
3	3.00	0.2500
4	4.00	0.1875
5	5.00	0.1500
6	6.00	0.1250

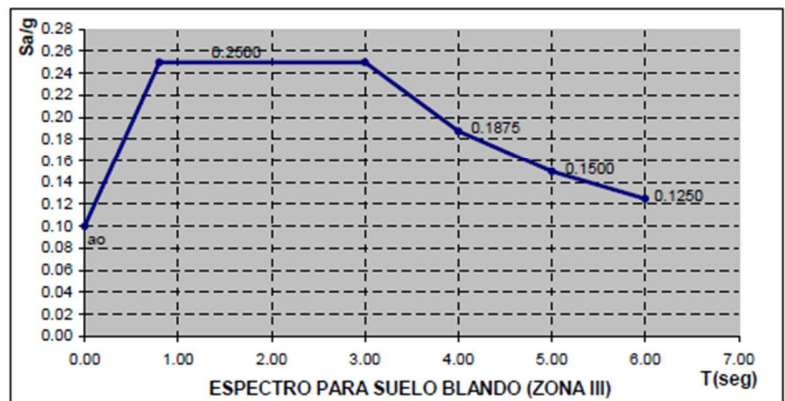


Figura 46. Espectro de diseño Tipo 4( para suelo blando)

Fuente: Norma Boliviana de Diseño Sísmico. NBDS – 2006 (pg. 79)

**Cuadro 1. Espectros de diseño Tipo 4 para diferentes tipos de suelo**

Puntos	Para Suelo Firme ( $\sigma_{adm} \geq 3.0 \text{ kg/cm}^2$ )		Para Suelo Intermedio ( $2.0 \leq \sigma_{adm} \leq 3.0 \text{ kg/cm}^2$ )		Para Suelo Blando ( $0.5 \leq \sigma_{adm} \leq 2.0 \text{ kg/cm}^2$ )	
	Periodo	Pseudo Acel.	Periodo	Pseudo Acel.	Periodo	Pseudo Acel.
	Seg	Sa/g	Seg	Sa/g	Seg	Sa/g
1	0,00	0,0800	0,00	0,0900	0,00	0,1000
2	0,40	0,2000	0,60	0,2250	0,80	0,2500
3	1,00	0,2000	2,00	0,2250	3,00	0,2500
4	2,00	0,1414	3,00	0,1717	4,00	0,1875
5	3,00	0,1155	4,00	0,1417	5,00	0,1500
6	4,00	0,1000	5,00	0,1221	6,00	0,1250
7	5,00	0,0894	6,00	0,1082		
8	6,00	0,0816				

*Fuente:* Norma Boliviana de Diseño Sísmico. NBDS – 2006 (pg. 79)

## 5.5. Análisis de Espectro de Respuesta aplicado al Edificio de la carrera de medicina

### 5.5.1. Descripción del método

El método de análisis del espectro de respuesta usa el espectro de respuesta de un terremoto (o el de diseño) como dato inicial para obtener un conjunto de fuerzas (estáticas) laterales equivalentes para la estructura, las cuales proveen el efecto máximo sobre la misma causado por el movimiento del suelo. Las fuerzas internas en la estructura son obtenidas por análisis estático.

Este método es muy usado por los ingenieros sísmicos por varias razones<sup>1</sup>:

- Provee una técnica para realizar un análisis con carga estática lateral equivalente de las fuerzas sísmicas
- Proporciona un mejor entendimiento de las contribuciones de los diferentes modos de vibración en la respuesta sísmica general
- Constituye un método simple para encontrar las fuerzas de diseño para miembros estructurales debido a los sismos.

<sup>1</sup> Datta, T. K. (2010), pg. 205

- Es útil para la evaluación aproximada de la confiabilidad y la seguridad de las estructuras bajo fuerzas sísmicas.

El método también tiene limitaciones que debemos conocer:

- Es estrictamente aplicable al análisis lineal
- No puede ser aplicable a análisis con excitación multisoporte (es decir, a aquellos casos en los que la estructura es tan grande que el tipo de excitación sísmica que llega a un soporte es diferente a la que, en el mismo instante, está actuando sobre otro. En ductos, sistemas de riego y presas muy grandes puede presentarse este caso)
- No es un método de análisis “exacto” en el sentido de que sus resultados no son idénticos a los obtenidos con un análisis dinámico no lineal de la estructura o un análisis tiempo historia.

### **5.5.2. Concepto de fuerza lateral equivalente**

La fuerza lateral equivalente de un sismo es definida como el conjunto de fuerzas estáticas laterales que producen la misma respuesta pico en la estructura que la que se obtendría por el análisis dinámico de la estructura bajo el mismo sismo<sup>2</sup>. Esta equivalencia está restringida a un solo modo de vibración, es decir que existe un conjunto de fuerzas laterales equivalentes para cada modo de vibración.

La fuerza lateral equivalente es obtenida llevando a cabo un análisis modal y luego un análisis estático de la estructura. Los pasos implicados en este proceso son:

1. Se realiza el análisis modal de la estructura y se obtiene los modos, frecuencias de vibración y factores de participación para la estructura
2. La carga estática equivalente es calculada para que se obtenga la misma respuesta máxima obtenida in cada modo de vibración, usando el espectro de aceleraciones del sismo (o el espectro de diseño)
3. Las respuestas modales son combinadas con el fin de encontrar la respuesta máxima total de la estructura.

---

<sup>2</sup> Datta, T. K. (2010), pg. 206

### 5.5.3. Resultados obtenidos

Utilizando el espectro de respuesta de diseños para la ciudad de Tarija y para un tipo de suelos blando indicado en la Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS – 2006 (Ver sección 5.4 de este trabajo) se realizó el análisis de Espectro de respuesta al bloque de la Carrera de Medicina, obteniendo los siguientes resultados:

#### 5.5.3.1. Reacciones en la base de la estructura

El análisis se realizó usando un modelo de tres dimensiones con el software Sap2000 v16. Para mayor claridad en la presentación de resultado se escogieron dos pórticos representativos del comportamiento de la estructura (ver Figura 47)

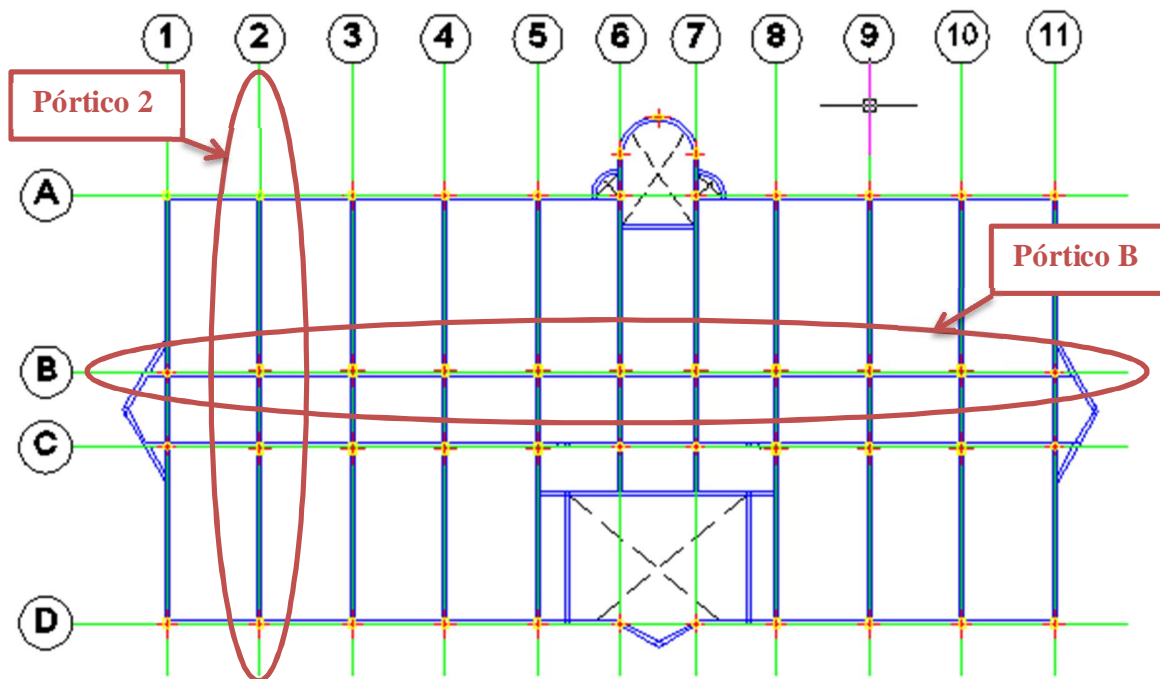
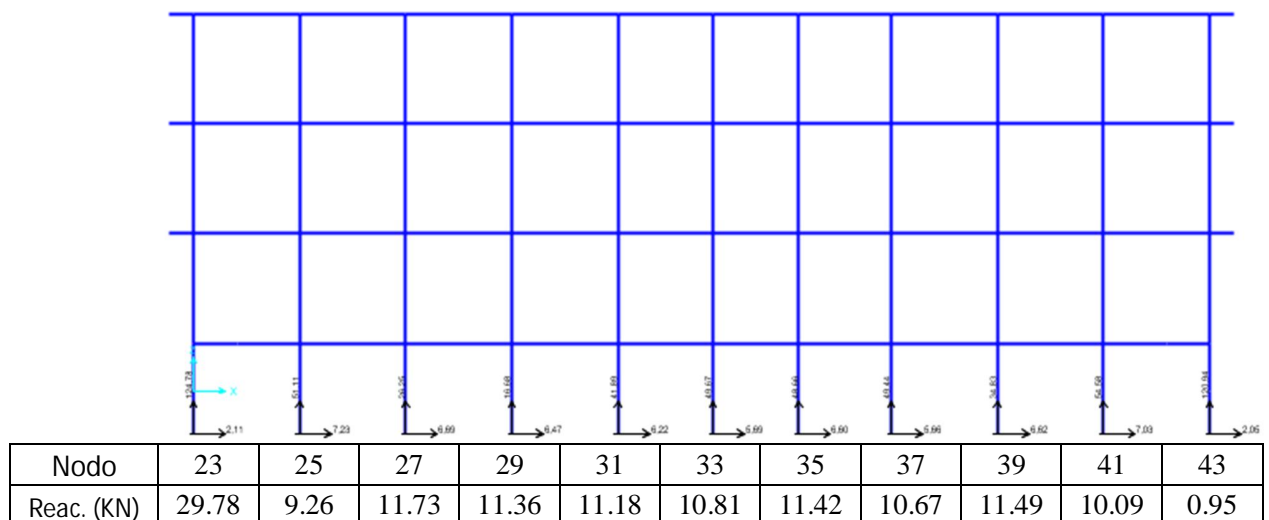


Figura 47. Pórticos escogidos para la presentación de resultados

Al definir la dirección de los desplazamientos según la coordenada +X se obtienen las siguientes reacciones en la base:

**Cuadro 2. Reacciones en la base del Pórtico B**

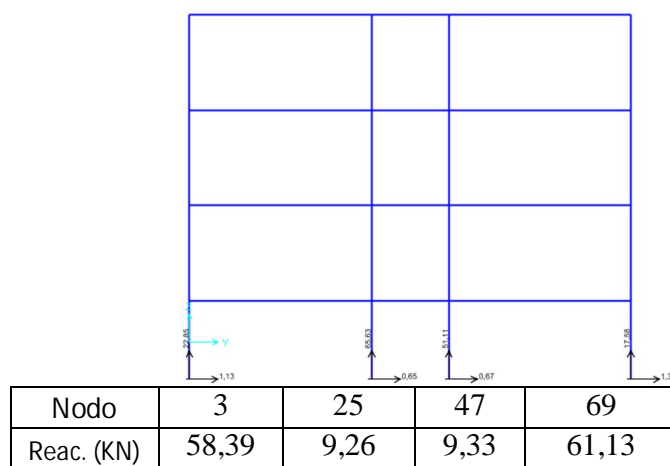
Nodo	Reacción en la dirección X KN	Reacción en la dirección Y KN	Reacción en la dirección Z KN
23	29,78	95,64	192,41
25	9,26	1,19	109,64
27	11,73	1,38	104,24
29	11,36	1,31	102,39
31	11,18	2,17	88,91
33	10,81	1,37	58,14
35	11,42	1,85	61,86
37	10,67	2,40	94,70
39	11,49	1,79	104,85
41	10,09	1,70	106,88
43	0,95	54,01	111,20

*Figura 48. Reacciones en la base, Pórtico B*

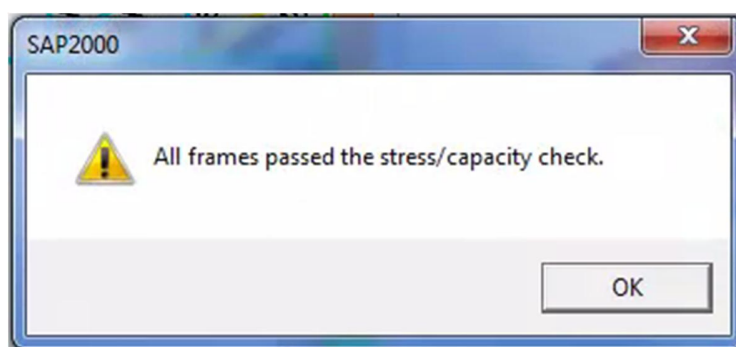
Para la misma dirección de aplicación del espectro de aceleraciones de diseño (la coordenada +X) se obtienen las siguientes reacciones en la base del Pórtico 2:

**Cuadro 3. Reacciones en la base del Pórtico 2**

Nodo	Reacción en la dirección X KN	Reacción en la dirección Y KN	Reacción en la dirección Z KN
3	58,39	1,76	51,96
25	9,26	1,19	109,64
47	9,33	1,25	108,73
69	61,13	1,12	50,89

*Figura 49. Reacciones en la base, Pórtico 2*

El Sap2000 confirma que los esfuerzos en los elementos no exceden a los permitidos, por lo que podemos afirmar que el comportamiento del edificio ante un análisis de espectro de respuesta según la Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS – 2006 es satisfactorio.

*Figura 50. Verificación de los elementos en Sap2000*

## **5.6. Combinaciones modales**

Para una dirección dada de aceleración los desplazamientos máximos, las fuerzas, y los esfuerzos son calculados a lo largo de la estructura para cada uno de los modos de vibración. Estos valores modales se combinan para una cantidad de respuesta dada para producir un solo resultado positivo para la dirección de aceleración dada utilizando uno de los siguientes métodos:

### **5.6.1. Método CQC (Combinación Cuadrática Completa)**

Combina los resultados modales por la técnica de Combinación Cuadrática Completa descrita por Wilson, Der Kiureghian, y Bayo (1981). Es el método presente por defecto en el programa Sap2000 v16.

El método CQC toma en cuenta el acoplamiento estadístico entre modos estrechamente espaciados causados por el amortiguamiento. Incrementando el amortiguamiento modal, incrementa el acoplamiento entre modos estrechamente espaciados. Si el amortiguamiento es cero para todos los modos, este método degenera en el método SRSS.

Puede especificarse una relación de amortiguamiento modal para CQC, damp, medido como una fracción del amortiguamiento crítico. Este amortiguamiento igualmente afecta a todos los modos, y debe reflejar el amortiguamiento presente de la estructura a ser modelada.

Este fue el método utilizado en el análisis anterior (sección 5.5.3).

### **5.6.2. Método GMC (Combinación Modal General)**

Combina los resultados modales por la técnica de Combinación Modal General, descrito por Gupta (1990). Este método además de tomar en cuenta el acople estadístico entre modos estrechamente espaciados (CQC), también incluye las correlaciones entre los modos con respuesta rígida.

Adicionalmente, este método requiere especificar dos frecuencias,  $f_1$  y  $f_2$  que definen la respuesta rígida. Éstos deben satisfacer:  $0 < f_1 < f_2$ .

Éste método asume respuesta no rígida debajo de la frecuencia  $f_1$ , una respuesta completamente rígida encima de la frecuencia  $f_2$ , y una cantidad interpolada de respuesta rígida para las frecuencias entre  $f_1$  y  $f_2$ . Dichas frecuencias son propiedades del sismo de diseño, no de la estructura.

El valor por defecto de  $f_2$  es cero, que indica una frecuencia infinita. Para este valor por defecto, el método GMC da resultados similares al método CQC.

### 5.6.3. Método SRSS (Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados)

Combina los resultados modales por la técnica de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados. Este método no toma en cuenta el amortiguamiento, ni ningún acople de modos, como lo hacen los métodos CQC y GMC.

### 5.6.4. Método de la Suma Absoluta

Combina los resultados modales tomando la suma absoluta de sus valores. Este método es normalmente muy conservador.

### 5.6.5. Comparación de los resultados obtenidos con diferentes métodos de combinaciones modales

Usando los métodos descritos en los puntos anteriores se calculó la cortante en la base de la estructura, obteniendo los siguientes resultados.

**Cuadro 4. Comparación entre los métodos de combinaciones modales**

Método	Reacción en la dirección X KN	Reacción en la dirección Y KN	Reacción en la dirección Z KN
SRSS	1534.33	1773.99	9.26
CQC	1757.62	1858.46	9.78
GMC	1758.70	1859.10	9.77
<b>Absoluta</b>	2085.82	2058.66	12.82

Puede verse que con el método de la Suma Absoluta se obtienen los resultados mayores (es más conservador) y el método de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (SRSS)

determina menores valores para las reacciones en la base. El método CQC y el GMC proporcionan resultados casi idénticos en este caso.

## CAPÍTULO 6. ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA

### 6.1. Descripción del método

El análisis tiempo historia o análisis cronológico parte del registro de un movimiento específico del suelo (o de una función que describe dicho movimiento), y determina la respuesta de la estructura a través de una integración numérica sobre pequeños incrementos de tiempo. Esta metodología puede ser utilizada para describe las propiedades dinámicas de la estructura y conduce a resultados representativos de los movimientos sísmicos de diseño<sup>1</sup>. El modelo matemático empleado puede ser linealmente elástico o inelástico.

### 6.2. Función tiempo historia utilizada y resultados obtenidos

El software de análisis estructural Sap2000 v16 permite que el usuario defina la función específica que describe el movimiento del terreno, la cual puede ser un registro del movimiento en un sismo real o una función matemática especificada.

Para ilustrar este método se escogió especificar una función matemática sinusoidal, con un periodo de vibración de 1 segundo, una duración de 5 ciclos (es decir, 5 seg.) y una amplitud de 2g (dos unidades de gravedad).

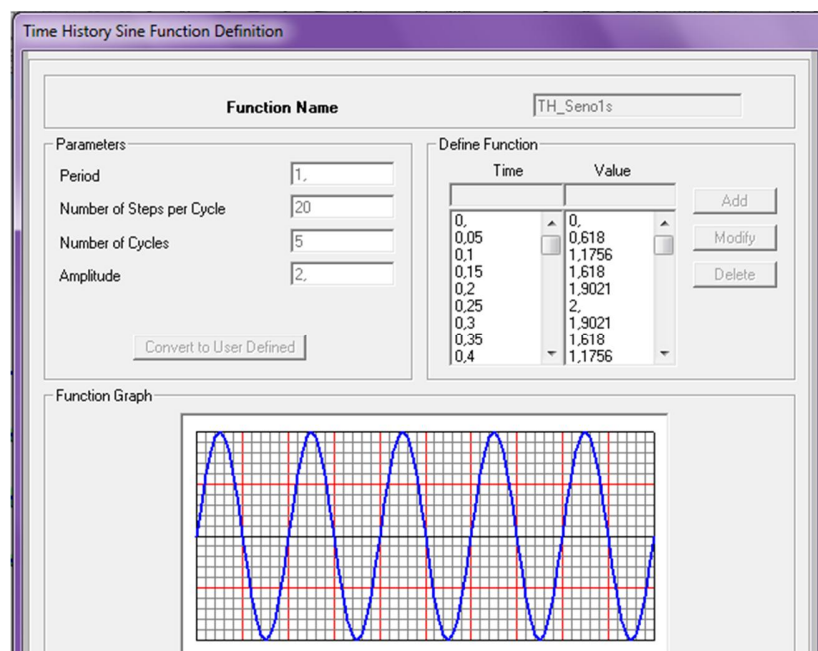
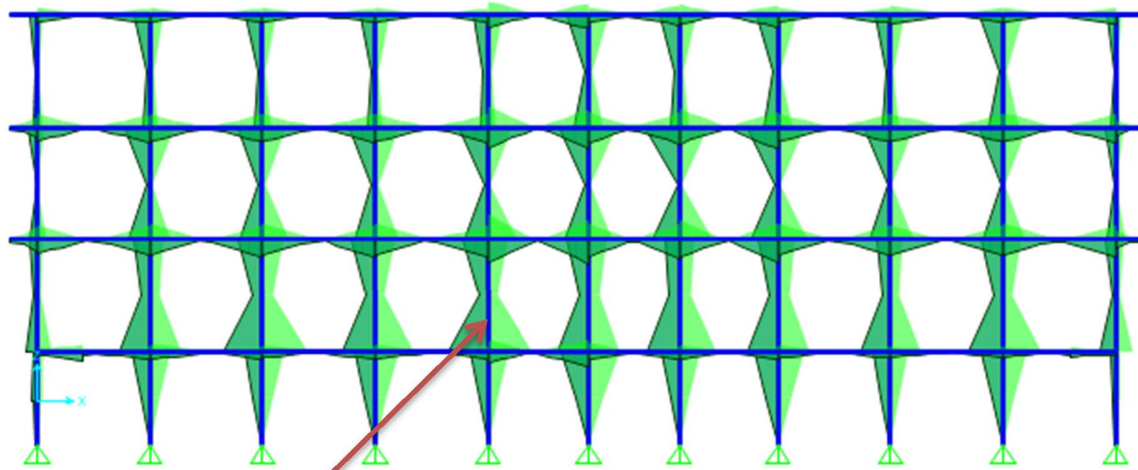


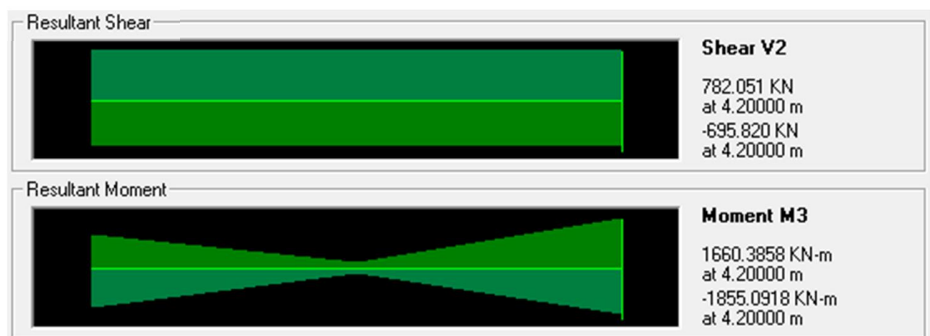
Figura 51. Definición de una función sinusoidal en Sap2000

<sup>1</sup> GOYTIA TORREZ, Ivan Richard; VILLANUEVA INCA, Rolando (2001), pg. 178-179.

Se aplicó la excitación sísmica en dirección +X obteniendo las siguientes envolventes para los momentos flectores en los miembros de la estructura.



La Columna 5, una de las más solicitadas, presenta el siguiente diagrama envolvente de momentos y de cortantes



*Figura 52. Envolvente de los momentos flectores en los miembros del Pórtico B*

Podemos ver que las mayores solicitaciones se presentan en las columnas de los miembros de la planta baja y tienden a disminuir a medida que se aumenta la altura. Por otro lado, las columnas en los niveles del sótano presenta solicitaciones mucho menores (el especial las externas) debido al efecto rigidizante del muro de H°A° que las une.

En la Figura 53 se muestran las envolventes de los momentos flectores que actuaron en los miembros del Pórtico 2 durante el sismo. Las columnas presentan momentos muy pequeños debido a que la dirección escogida para la excitación sísmica fue paralela al eje de dichos elementos.

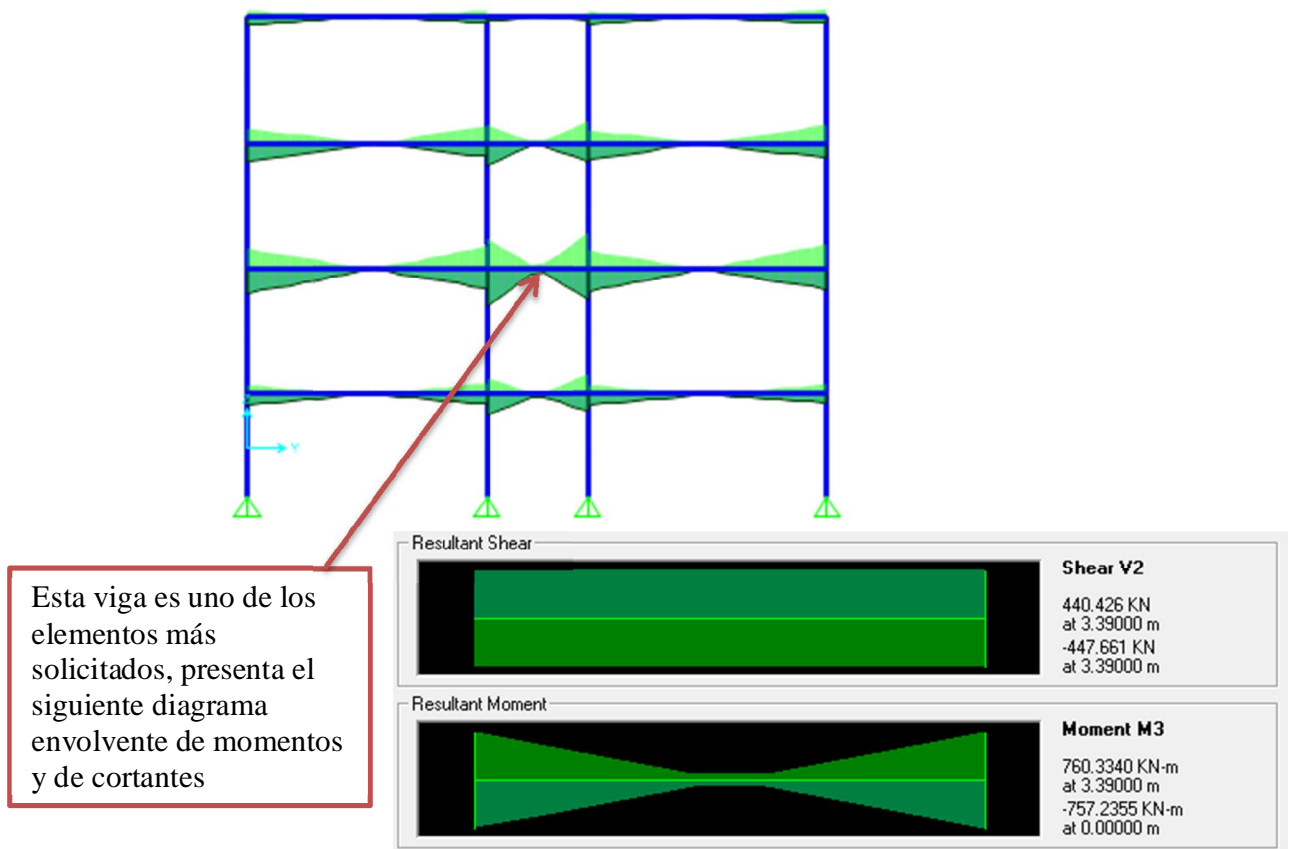


Figura 53. Envolvente de los momentos flectores en los miembros del Pórtico 2

El espectro de respuesta de pseudoaceleraciones de la estructura ante el sismo simulado y con porcentajes de amortiguamiento de 2%, 5% y 10% se muestra en la Figura 54. El pico ocurre con un periodo de 1 segundo, lo cual era de esperarse dado que se definió una función de excitación sísmica con dicho periodo.

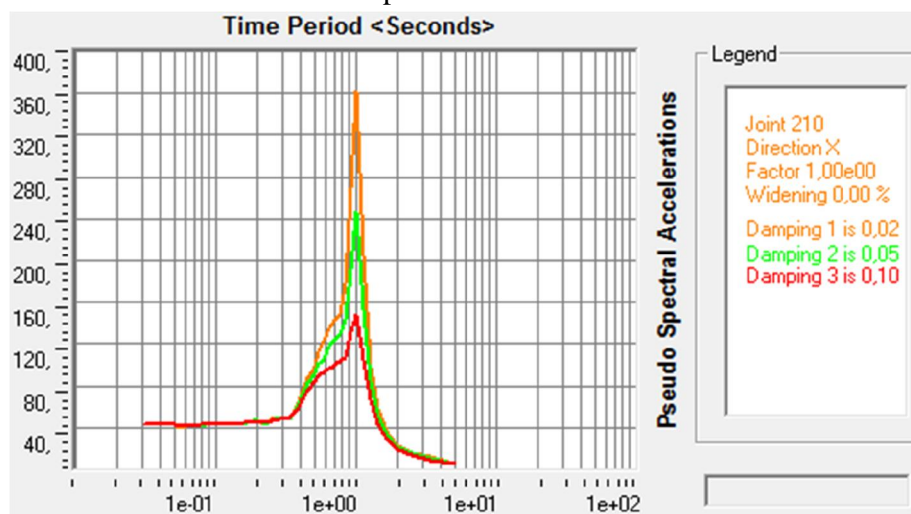


Figura 54. Espectro de respuesta de la estructura

Podemos ver gráficamente el desplazamiento que tiene un nodo cualquiera durante el sismo simulado:

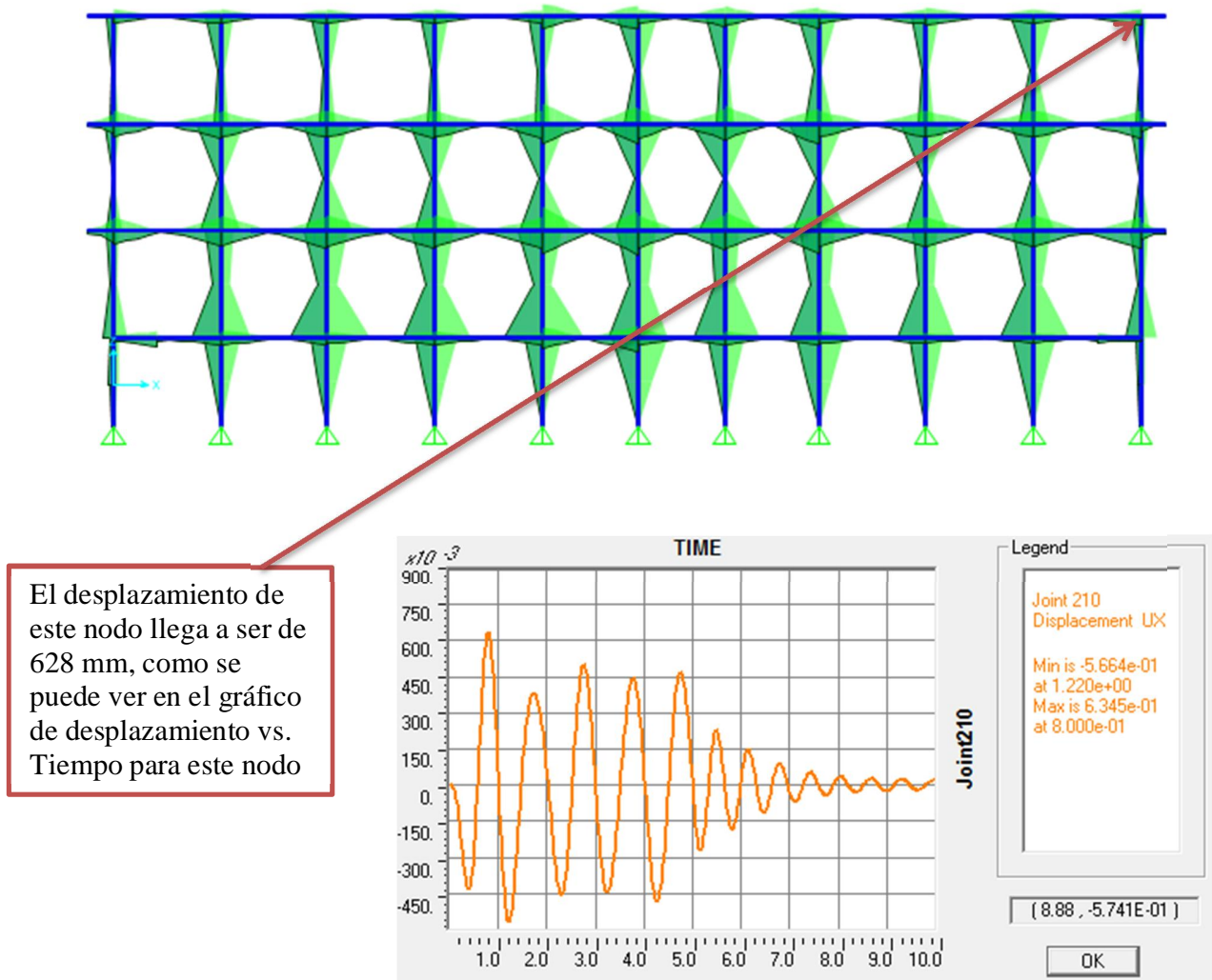


Figura 55. Desplazamiento vs. Tiempo para el nodo 210

Podemos notar que el desplazamiento máximo de nodo analizado (Joint 210) durante el sismo simulado es de 635 mm, y que una vez que cesa la excitación del suelo, la estructura regresa rápidamente a su posición de equilibrio.

El desplazamiento (aumentado 10 veces) de los elementos del pórtico B se muestra en la Figura 56.

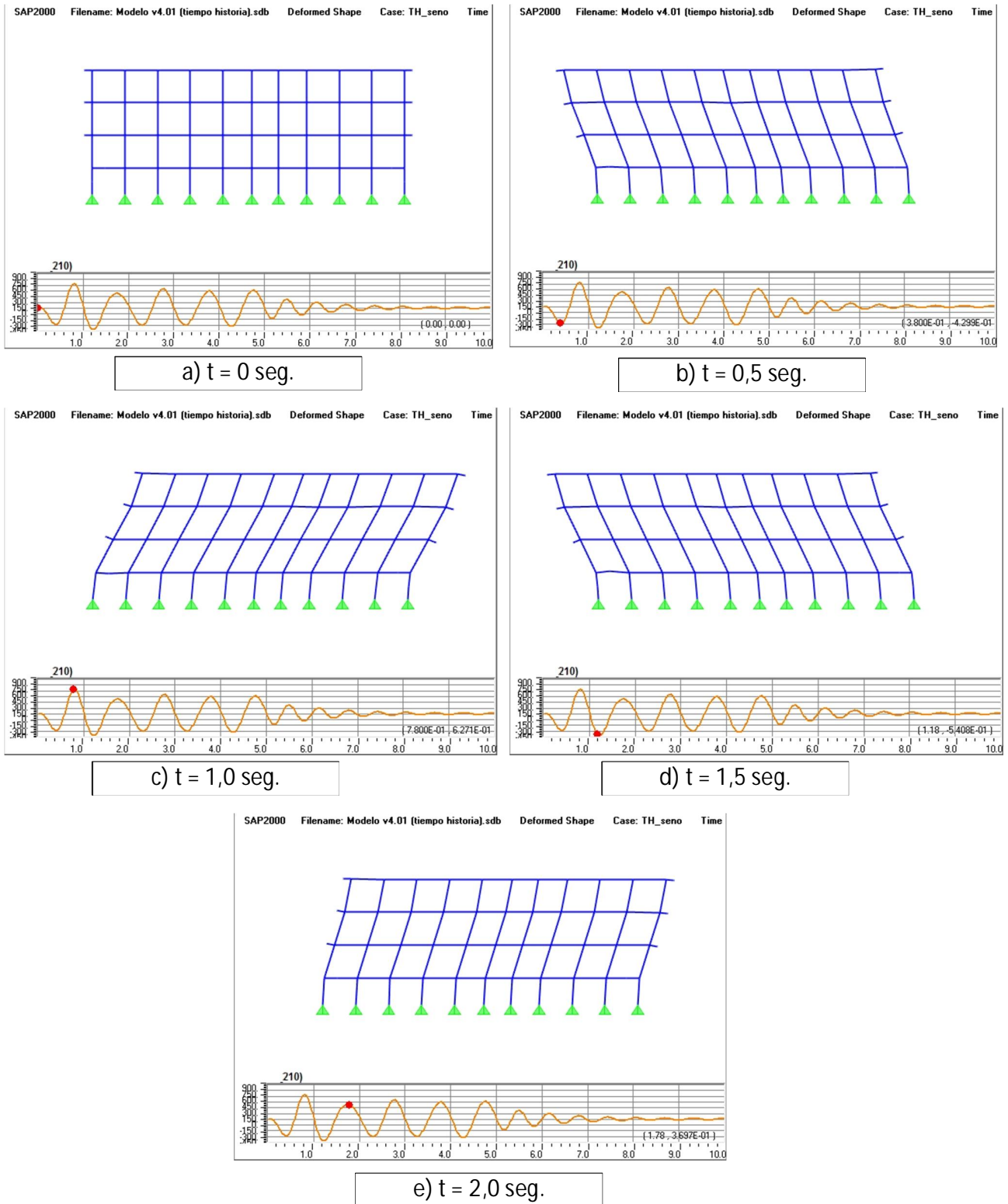
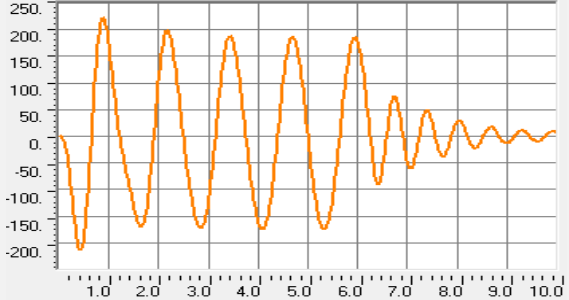
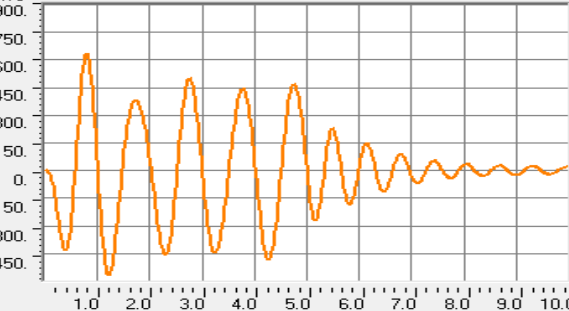
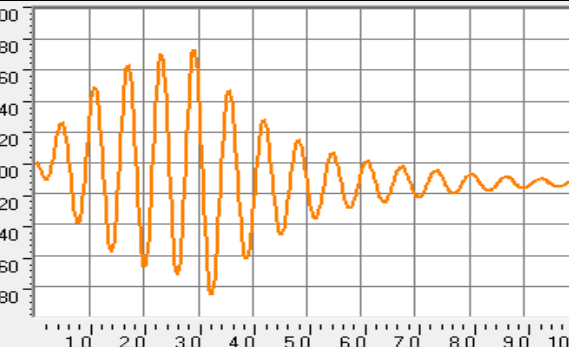


Figura 56. Pórtico B durante el análisis Tiempo Historia

### 6.3. Comparación entre sismos simulados

De las consideraciones teóricas presentadas en el capítulo anterior se deduce que los movimientos sísmicos cuya frecuencia dominante sea próxima a la del edificio en cualquiera de sus modos de vibración, tenderán a inducir desplazamientos mayores en los elementos estructurales del mismo, para ilustrar este concepto medimos el desplazamiento máximo generado por tres sismos sinusoidales con periodos de 1.25, 1.0 y 0.60 segundos. El nodo usado para la comparación es el 210 (nudo superior en el pórtico B). Los resultados se muestran en el Cuadro 1:

**Cuadro 1. Desplazamientos máximos para sismos simulados con diferentes períodos de duración (1.25, 1.0, 0.6 seg.)**

Periodo (seg)	Desplazamiento máximo del nodo 210	
1.25	222 mm	
1.00	635 mm	
0.60	734 mm	

Podemos ver que mientras más cercano es el periodo dominante del sismo a un modo de vibración de la estructura los desplazamientos son mayores y tienen a aumentar a medida que el sismo se desarrolla, de tal forma que a mayor duración del sismo, mayor es el desplazamiento y el daño potencial en la estructura.

## CAPÍTULO 7. ANÁLISIS PUSHOVER

### 7.1. Descripción del método

El análisis pushover o análisis estático no lineal es un método muy usado en el análisis sísmico de estructuras. El análisis pushover determina una curva de carga versus deflexión de la estructura comenzando desde el estado de reposo hasta la falla última de la misma. La carga es representativa de la carga estática equivalente de un modo de vibración (generalmente se toma el modo fundamental) de la estructura y puede ser convenientemente tomado como la cortante total en la base de la estructura. Similarmente la deflexión puede representar la deflexión de cualquier piso y puede ser representada por un nodo el piso superior de la estructura.

El análisis pushover puede realizarse con control de fuerza o con control de desplazamiento. En el control de fuerza, la carga lateral total es aplicada en incrementos sucesivos. Para cada incremento de la fuerza, la matriz de rigidez de la estructura puede modificarse para captar el hecho de que la estructura pasa del estado elástico al inelástico. En el control de desplazamiento, el desplazamiento en el piso superior de la estructura es incrementado, de forma tal que la fuerza horizontal requerida empuja la estructura lateralmente proporcional al modo de traslación horizontal de la estructura en la dirección de la carga lateral. Al igual que en el análisis pushover con control de fuerza, la matriz de rigidez de la estructura puede ser cambiada para cada incremento en el desplazamiento. El análisis pushover con control de desplazamiento es generalmente preferido sobre el análisis con control de fuerza porque puede ser llevado a cabo hasta el nivel deseado de desplazamiento.

### 7.2. Daño sísmico

El daño sísmico es el grado de degradación o destrucción causado por un fenómeno sísmico sobre las personas, los bienes, los sistemas de prestación de servicios y los sistemas naturales o sociales. Desde el punto de vista estructural, generalmente se relaciona con deformaciones irreversibles (inelásticas), por lo tanto, cualquier variable de daño debe ser preferiblemente referida a una cierta cantidad de deformación.

### 7.2.1. Indicadores de daño.

Para poder estudiar la vulnerabilidad sísmica de un edificio es necesario poder describir el daño que sufre. Se han propuesto varias clasificaciones a partir de los daños observados después de la ocurrencia de un sismo y mediante ensayos de laboratorio. Park, Ang y Wen (1987)<sup>1</sup> proponen considerar cinco estados de daño:

- Sin daño: en el peor de los casos se producen pequeñas fisuras en el hormigón.
- Ligero: se producen grietas en varios elementos estructurales.
- Moderado: agrietamiento severo, se producen desprendimientos de hormigón.
- Severo: aplastamiento del hormigón y pérdida del recubrimiento de las barras de acero de refuerzo.
- Colapso

Petrovski y Bouwkamp (1989)<sup>2</sup> sugieren una clasificación del daño basada en daños observados y en la disponibilidad de la estructura para ser utilizada después del sismo:

- Utilizable: los daños estructurales son leves, lo cual permite que la estructura puede ser utilizada inmediatamente después de ocurrido el sismo.
- Temporalmente inutilizable: los daños estructurales varían entre moderados y severos, por lo tanto, la estructura puede estar temporalmente inutilizable.
- Completamente inutilizable: los daños estructurales son severos. Se puede producir el colapso parcial o total del edificio. La estructura no puede ser utilizada después del sismo.

De acuerdo a la reparación de la estructura, Stone y Taylor (1993)<sup>3</sup> describen cuatro estados de daño:

- Sin daño o daños leves
- Reparable
- Irreparable
- Colapso

---

<sup>1</sup> Citados por BONETT DÍAZ, Ricardo (2003), pg. 23

<sup>2</sup> Ídem. Pg. 23

<sup>3</sup> Ídem. Pg. 24

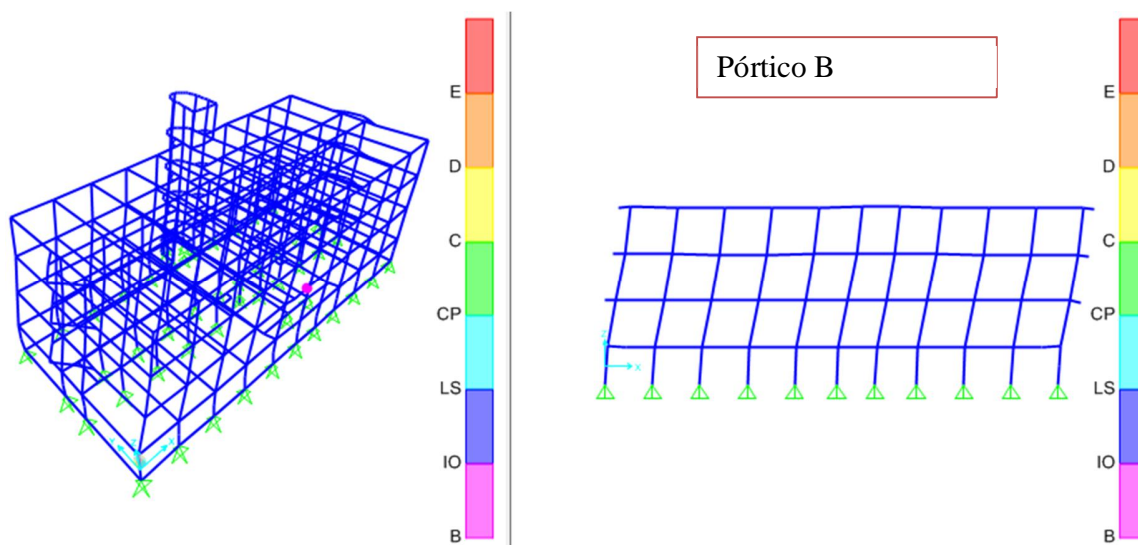
A pesar que esta propuesta puede ser más difícil de aplicar desde el punto de vista práctico, es mucho más útil como una herramienta para la toma de decisiones de reforzamiento o para la planificación y la valoración económica de las actividades de reconstrucción después de ocurrido un sismo.

### 7.3. Secuencia de formación de rótulas plásticas

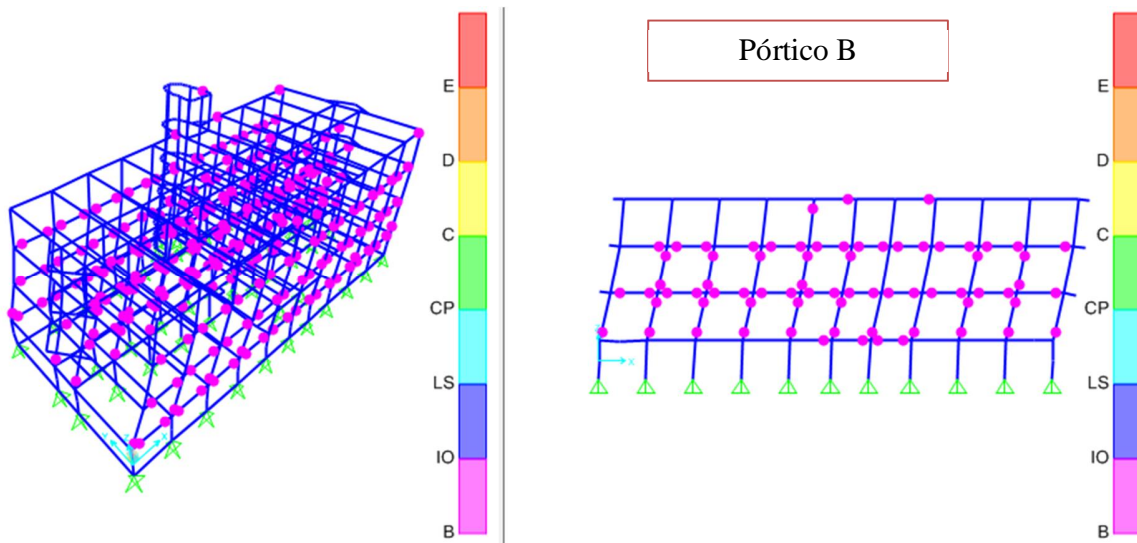
Examinaremos primero la secuencia de formación de rótulas plásticas en el edificio y en el pórtico B cuando el empuje del pushover se realiza en dirección X (ver Figura 57).

El código de colores indica el nivel de daño:

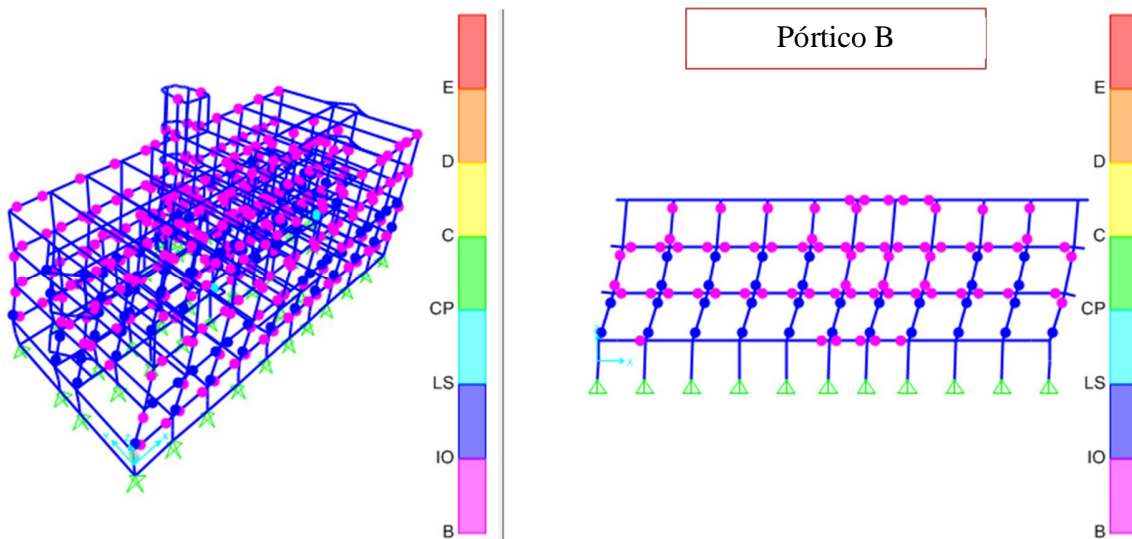
- IO = ocupación inmediata
- LS = seguridad a la vida
- CP = prevención de colapso



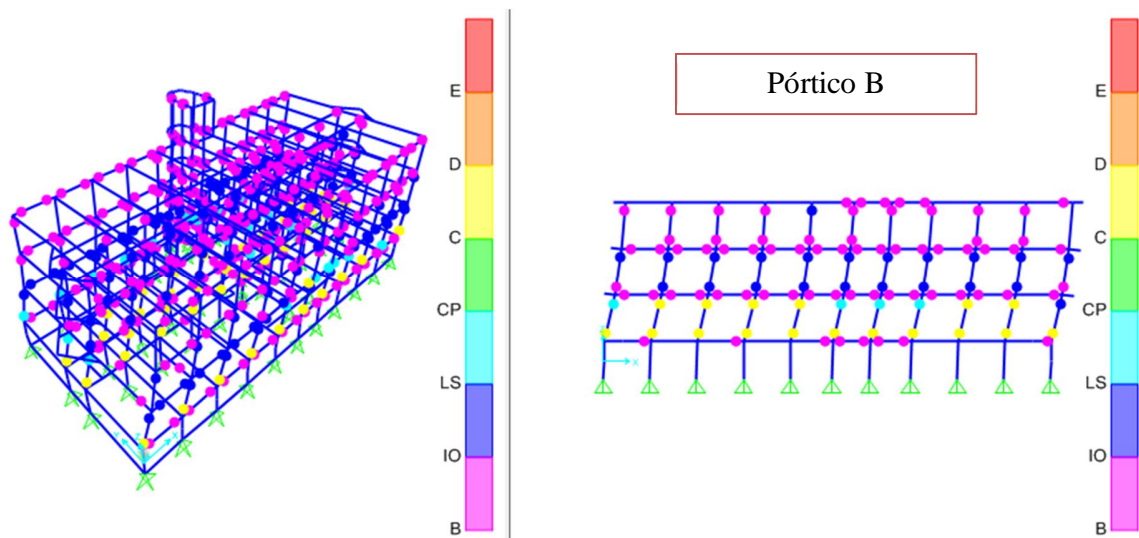
Comienza la carga de la estructura. Todos los elementos están en nivel IO (ocupación inmediata).



Las rótulas comienzan a formarse en las vigas y columnas del primer piso (nivel +6.00) y del segundo piso (nivel +10.2) principalmente. Las columnas del sótano no muestran indicios de daño debido a que el efecto rigidizante el muro de H°A° del sótano que aumenta su resistencia en comparación con los elementos de los otros niveles. Sin embargo todas las rótulas están en nivel IO (ocupación inmediata), es decir, todavía no hay daño estructural significativo.



Las rótulas en la planta baja alcanzan un nivel de daño de LS (seguridad a la vida). Sin embargo puede verse que ya se formaron rotulas plásticas con nivel C (prevención de colapso). La estructura muestra un patrón de falla que inicia en la planta baja.

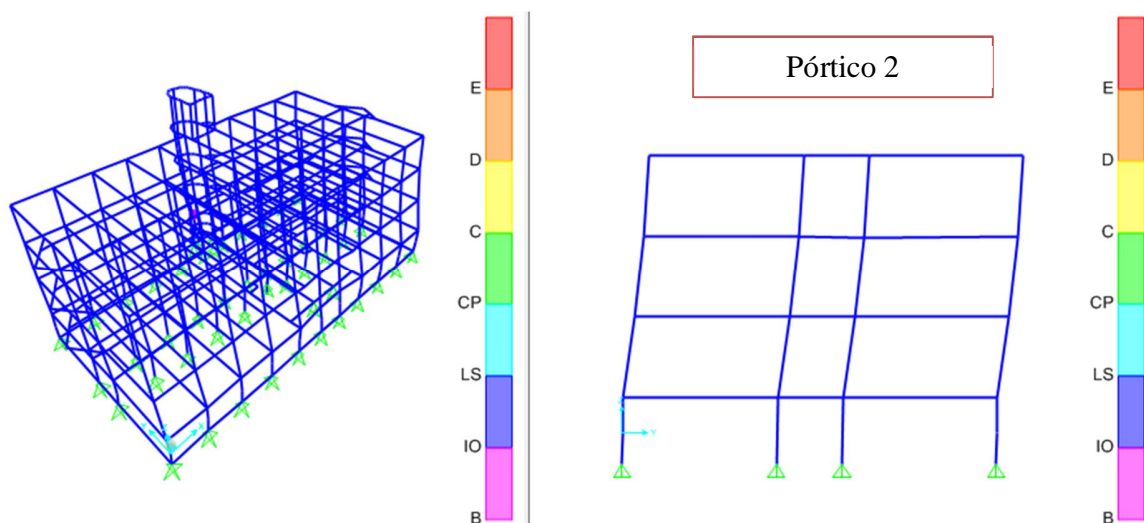


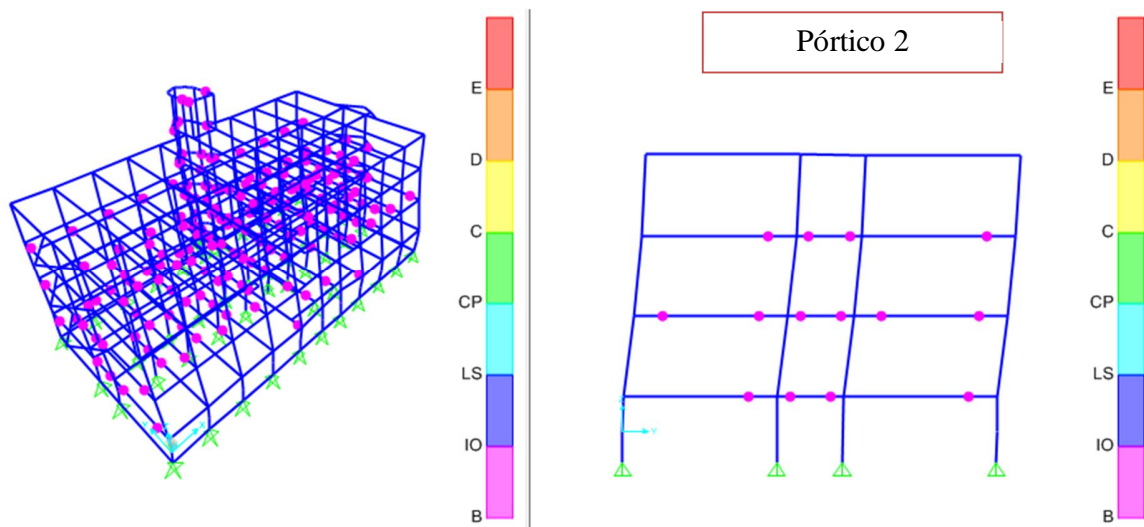
Puede verse un daño severo en la planta baja, donde varias columnas de los pórticos B, C y D muestran un nivel de daño C (prevención de colapso). Sin embargo, el pórtico A, más próximo a las escaleras, muestra un nivel de daño menor, lo cual nos indica que la parte media y frontal del edificio es más débiles (más propensa a colapsar bajo sollicitaciones sísmicas) que la parte posterior.

*Figura 57. Secuencia de formación de rótulas plásticas. Empuje en dirección X*

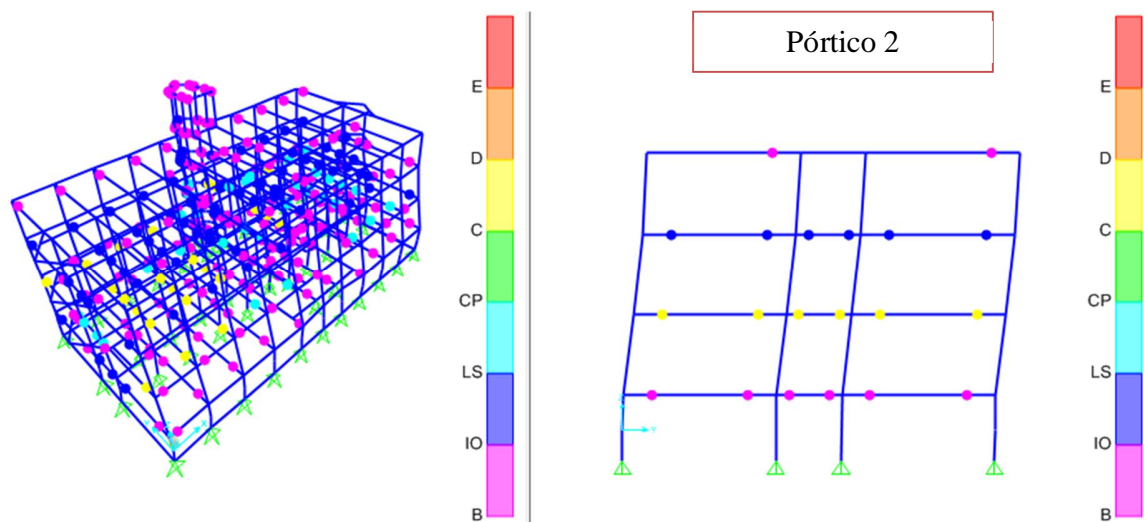
Así pues, el mecanismo de colapso se inicia en las columnas intermedias de la planta baja de los pórticos B, C y D.

Cuando el empuje del pushover se realiza en dirección Y, la secuencia de formación de rótulas plásticas es la siguiente:

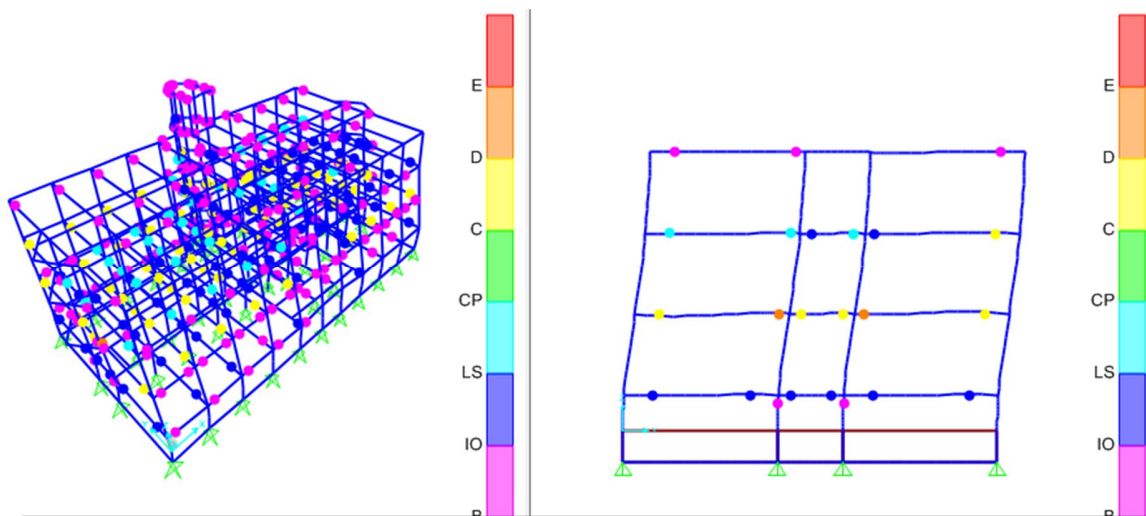




En las vigas que sostienen la planta baja, el 1er. y 2do. piso comienzan a dar indicios de lo que posteriormente se convertirán en rótulas plásticas. Las columnas no presentan daño. Todas las rótulas están en nivel IO (ocupación inmediata), es decir, todavía no hay daño estructural significativo.



Las rótulas en las vigas del segundo piso (nivel +10.2) alcanzan el nivel LS (seguridad a la vida), y las del primer piso muestran un daño estructural significativo (nivel C, prevención de colapso). Las columnas aún muestran un comportamiento satisfactorio.



Aparecen rótulas en las columnas que sostienen la planta baja. El colapso se inicia en las vigas primer piso (nivel +6.0). Se cumple el postulado de viga débil-columna fuerte.

Figura 58. Secuencia de formación de rótulas plásticas. Empuje en dirección Y

#### 7.4. Curva pushover

La curva de pushover muestra la capacidad de la estructura y su comportamiento inelástico. La carga es representativa de la carga estática equivalente del modo fundamental de vibración de la estructura tomada como la cortante total en la base. Para el desplazamiento se tomó un nodo el piso superior de la estructura (sobre el pórtico B).

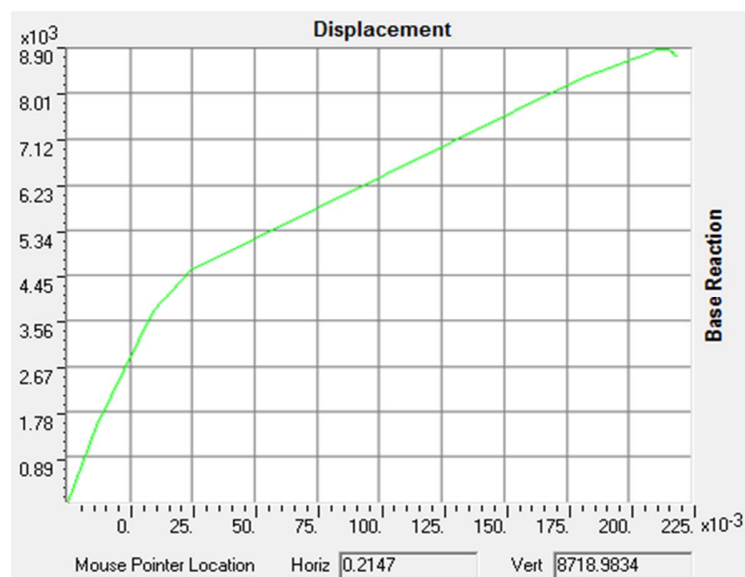


Figura 59. Curva Pushover

Podemos apreciar que para un desplazamiento de 25 mm en el nodo de control, algunos elementos de la estructura comienzan a incursionar en el rango inelástico, y que el colapso sobreviene cuando el desplazamiento en el nodo de control supera los 220 mm. En el intervalo entre ambos puntos, la estructura disipa parte de la energía sísmica mediante deformaciones plásticas (permanentes) de sus elementos estructurales, pero sin llegar a colapsar (ductilidad).

## CAPÍTULO 8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 8.1. Conclusiones

En este trabajo de investigación se analizó el comportamiento sísmico del Edificio de la Carrera de Medicina, ubicado en el Campus de la U.A.J.M.S., en la ciudad de Tarija. Se aplicaron 4 metodologías de análisis sísmico:

- Análisis Modal
- Análisis de Espectro de Respuesta
- Análisis Tiempo Historia (o cronológico)
- Análisis estático no lineal (o pushover)

De la aplicación de estos métodos se pudieron extraer las siguientes conclusiones:

- Mediante el análisis modal se determinó que el periodo fundamental de vibración del edificio es de 0,721 segundos, que equivale a una frecuencia de 1,386 Hz. De las consideraciones teóricas presentadas se deduce que los movimientos sísmicos cuya frecuencia dominante sea próxima a la del edificio en cualquiera de sus modos de vibración, tenderá a inducir desplazamientos mayores en los elementos estructurales del edificio, en especial las losas de piso en cada nivel.
- Con el análisis de Espectro de respuesta se determinó la carga lateral equivalente que genera en la estructura las mismas fuerzas máximas que aquéllas que induciría el sismo de diseño. Con dicha carga lateral se calcularon las fuerzas internas y los esfuerzos en los miembros y se verificaron que se hallan dentro de lo aceptable. El espectro de respuesta usado en este análisis fue el indicado en la Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS – 2006, espectro Tipo 4 para suelo blando, que se corresponde con la ubicación del Edificio de la Carrera de medicina
- Con el análisis tiempo historia se determinó la respuesta del edificio ante un sismo ficticio generado usando una función sinusoidal, con periodo de 1 segundo, duración de 5 segundos y amplitud de 2 unidades de gravedad (2g). Para esta excitación del terreno se determinaron las envolventes de los momentos inducidos en las vigas y columnas del edificio. Del análisis del desplazamiento de uno de los nodos de la estructura (nodo 210) se observó que durante el sismo simulado su desplazamiento horizontal máximo fue de 635 mm y se presentó durante el primer ciclo de vibración,

una vez cesada la excitación del suelo, los desplazamiento en los nodos decrecen rápidamente mientras la estructura retorna el equilibrio. El espectro de respuesta de pseudoaceleraciones de la estructura mostró un pico para el periodo de 1 segundo, lo cual era de esperarse porque corresponde con el periodo del sismo simulado.

- El análisis pushover mostró que las rótulas plásticas comienzan a formarse en los miembros (vigas y columnas) del 1er piso (Nivel +6.00), pero luego son las columnas de la planta baja (Nivel +1.80) las que comienzan a deteriorarse más rápidamente. El mecanismo de falla del edificio comienza en las columnas centrales del pórtico D (pórtico frontal del edificio), mientras que los pórticos posteriores, los cuales están próximos a las escaleras, mantienen cierto margen de seguridad (muestran un nivel de deterioro de CP, es decir, prevención de colapso)

La hipótesis planteada al inicio de la investigación fue verificada:

- El edificio se comporta de manera satisfactoria ante las sollicitaciones sísmicas (verificado en el análisis del Espectro de Respuesta)
- Ante sismos de intensidad baja o moderada la magnitud de los daños se relaciona con los niveles de desplazamiento que a su vez dependen de la relación entre la frecuencia dominante del sismo y los modos de vibración de la estructura. (verificado en el análisis Tiempo Historia y el Pushover )
- Las rótulas plásticas se forman en las vigas y columnas del primer piso, pero es el rápido deterioro de las columnas centrales del pórtico frontal del edificio lo que ocasionaría el inicio del mecanismo de colapso del edificio.

## **8.2. Recomendaciones**

La amenaza sísmica incluye varios tipos de efectos directos (como desprendimientos de tierra, licuefacción del suelo, etc.) e indirectos (como los incendios entre otros). Cada uno de estos puede producir daños que afectan el nivel de desempeño deseado de una estructura. La presente investigación abarcó sólo las metodologías de análisis de los efectos sísmicos que pueden ser representados como fuerzas horizontales actuando sobre la estructura, por lo que para reducir la vulnerabilidad sísmica de la región se requiere de mayor investigación sobre:

- Los efectos sísmicos en otros tipos de estructuras, como presas, redes de distribución de gas, puentes y otras potencialmente vulnerables a los terremotos y cuya falla puede resultar catastrófica para las personas. Asimismo sobre estructuras de hormigón armado con una configuración estructural diferente a la de la estructura estudiada.
- Sistemas disipadores de energía y de aislamiento sísmico de edificios, que tomen en cuenta los progresos que se están dando en el campo de la ingeniería sísmica.
- Evaluación del riesgo sísmico a nivel regional y desarrollo de planes de acción para la reducción de la vulnerabilidad sísmica, los cuales deben incorporar los avances tecnológicos y la nueva filosofía de diseño sismoresistente basada en el desempeño de las estructuras.

Por último, es una recomendación del autor la incorporación en el diseño curricular de la carrera una nueva materia, optativa para los alumnos de la mención de estructuras, sobre **dinámica de estructuras y análisis sísmico**, la cual permitiría a los estudiantes aprender sobre esta área de la ingeniería apoyados por un docente investigador y conocedor del tema.