

# CAPÍTULO I

## 1. INTRODUCCIÓN

Los terremotos son uno de los eventos naturales más devastadores que causan grandes pérdidas de vidas y de bienes materiales. En promedio 10,000 personas fallecen cada año debido estos fenómenos de la naturaleza, mientras que las pérdidas económicas van en el orden de los miles de millones de dólares y representa un elevado porcentaje del presupuesto nacional de los países afectados.

Como una forma de mitigar y minimizar los efectos de los sismos en la humanidad, se ha motivado el surgimiento de la ingeniería sísmica como rama de la ingeniería civil que se interesa por la protección de la sociedad y la mitigación de los daños provocados por los terremotos, limitando el riesgo sísmico a niveles socio-económicos aceptables. Con el pasar del tiempo, la ingeniería sísmica se ha convertido en una disciplina que involucra especialistas de otras áreas del conocimiento tales como: sismólogos, ingenieros estructuristas, ingenieros geotécnicos, arquitectos, urbanistas y científicos; esta característica interdisciplinaria conlleva a que sus practicantes requieran de un amplio conocimiento de otras áreas del saber.

Si bien en el departamento de Tarija nunca se ha dado importancia a este fenómeno natural, hoy por hoy es muy probable que suceda en una magnitud no muy elevada pero que puede afectar a las estructuras, a raíz de esto, se presenta el Proyecto de Análisis de Ductilidad de Pórticos en la ciudad de Tarija.

### 1.1. Planteamiento del Problema

La GUÍA BOLIVIANA DE DISEÑO SÍSMICO le asigna a la ciudad de Tarija, una aceleración máx. del terreno de un 10% de la gravedad, que corresponde con un nivel de amenaza sísmica baja y según la propuesta de GUÍA BOLIVIANA DE DISEÑO SÍSMICO V3.0, le asigna un 30% de la aceleración gravedad que corresponde a un nivel de amenaza sísmica alta.

El problema radica en que la gran mayoría de las edificaciones existentes (estructuras aporticadas de hormigón armado), fueron diseñadas solo para resistir cargas verticales y acciones del viento en el mejor de los casos.

Esta falta de rigidez lateral e inadecuado confinamiento de los núcleos de hormigón, generan la interrogante sobre el comportamiento no lineal de estas estructuras ante la llegada eventual (pero probable) de ondas sísmicas.

## **1.2. Objetivos**

### **1.2.1. Objetivo General**

Analizar la ductilidad global de una muestra de pórticos convencionales de hormigón armado, utilizando los lineamientos de los reglamentos FEMA 440 (Federal Emergency Management Agency) y el ATC-40 (Applied Technology Council), ambos compatibles con la GUÍA BOLIVIANA DE DISEÑO SÍSMICO.

### **1.2.2. Objetivos Específicos**

- Seleccionar una muestra de pórticos convencionales (tipo) de hormigón armado, que corresponde a los edificios del caso de estudio (Torres Boulevard), tomando en cuenta su geometría y que correspondan a las condiciones más críticas dentro de cada edificio.
- Definir los espectros elásticos de diseño para la ciudad de Tarija de acuerdo a los distintos tipos de suelo.
- Realizar el análisis Pushover a los pórticos seleccionados a través del programa SAP2000 V.20.
- Determinar las curvas de “espectro de capacidad” de los pórticos de estudio.
- Calcular el coeficiente de disipación de energía básico.
- Analizar el posible mecanismo de rótulas plásticas.
- Calcular la ductilidad global de la estructura.

## **1.3. Justificación**

### **1.3.1. Justificación Académica**

Es una investigación que tiene como herramienta principal el programa SAP 2000, que nos permitirá aplicar los conocimientos obtenidos en las materias de hormigón armado y análisis estructural, además de entrar al campo de la dinámica estructural.

### **1.3.2. Justificación Técnica**

La mayoría de los edificios de H°A° de la ciudad de Tarija están diseñados para resistir cargas verticales y algunas cargas de viento, y según el mapa de zonificación sísmica del país Tarija tiene una aceleración máxima del terreno de un 10% o 30% de la aceleración de la gravedad (de a la GDSB o la propuesta de norma GDSB V3.0), lo que demandaría tomar medidas preventivas en la fase de diseño de una estructura emplazada en la ciudad de Tarija.

### **1.3.3. Justificación Social**

Las futuras construcciones podrán tomar en cuenta para su diseño el uso de un coeficiente de disipación de energía básico para prevenir la exposición a riesgo sísmico.

## **1.4. Alcance del Estudio**

### **1.4.1. Tipo de Estudio**

Tipo de estudio investigación teórica.

### **1.4.2. Hipótesis**

Los pórticos diseñados para cargas verticales no tienen la ductilidad mínima necesaria para resistir las acciones provocadas por un fenómeno sísmico esperado en Tarija (según la Guía Boliviana de Diseño Sísmico 10% de g – según la propuesta de norma de la Guía Boliviana de diseño Sísmico V3.0 30% de g).

### **1.4.3. Restricciones y Limitaciones**

El presente proyecto se aplicará a una muestra de pórticos de los edificios de las Torres Boulevard de Tarija de 9 pisos, los pórticos serán seleccionados de acuerdo a la geometría de los mismos, en total se tiene 3 edificios y de cada edificio se escogió 5 pórticos, el análisis se hará a través del programa SAP2000 utilizando el método del Pushover.

## CAPÍTULO II

### 2. MARCO TEÓRICO

#### 2.1. Características de la respuesta estructural ante los sismos

En la ocurrencia de un sismo, el suelo se mueve al azar en todas direcciones. Por tanto, el movimiento sísmico de las estructuras es tridimensional, sin embargo, las componentes horizontales son las más dañinas, por lo que la componente vertical suele despreciarse. El movimiento sísmico provoca que se mueva la base de cualquier estructura y esta misma, se resiste a ser movida, debido a su inercia lo que genera fuerzas sobre la estructura ya que acelera a la misma y el origen de estas fuerzas está en la masa y rigidez lateral. Las fuerzas de inercia inducen deformación lateral en la estructura, la que al actuar sobre la rigidez lateral de la misma produce fuerzas sísmicas internas. Dado que una excitación sísmica es un fenómeno dinámico y vibratorio, las fuerzas sísmicas cambian de magnitud y sentido periódicamente. Esto produce complicadas oscilaciones en las estructuras. El efecto dinámico de las fuerzas sísmicas puede ser considerable, la estructura puede amplificar o desamplificar el movimiento del terreno.

La fuerza sobre una estructura muy rígida es igual a su masa multiplicada por la aceleración del suelo. En casos de estructuras flexibles, el nivel de fuerza sísmica depende de la relación que guarda su periodo con el periodo de suelo. El comportamiento estructural difiere de acuerdo con el sistema estructural y la esbeltez de la estructura.

##### 2.1.1. Rigidez

Rigidez es la capacidad que tienen los elementos de las estructuras de aguantar los esfuerzos sin perder su forma (deformarse) manteniendo sus uniones. Las estructuras rígidas se dice que son indeformables, mientras que las estructuras no rígidas pueden perder su forma tras un esfuerzo, se dice que son deformables.

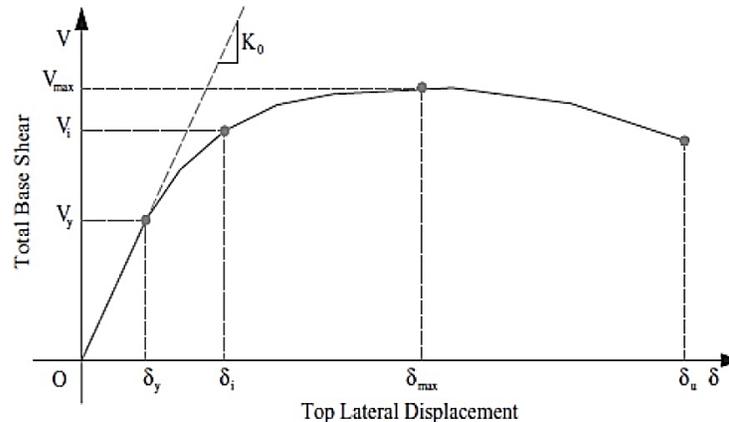
##### 2.1.2. Resistencia o capacidad estructural

Es la capacidad de un elemento o de un sistema estructural de resistir cargas, y que depende del uso de la estructura. La resistencia es usualmente definida como función del tipo de acción. Las resistencias a axil, momento y cortante son empleadas para cuantificar la capacidad de una estructura y sus elementos en ingeniería sísmica. En la curva de capacidad que se muestra en la figura 2.1, la capacidad a cortante  $V$  de la estructura es definida tanto por  $(V_y)$ , que es aquel

cortante resistente que define el límite elástico, como por la máxima resistencia a cortante ( $V_{max}$ ). De manera parecida, se puede graficar la resistencia a axil y de momento flector: la primera en función al desplazamiento provocado por la carga axial y la segunda en términos de rotación.

### Ilustración N° 2.1

#### Definición de Resistencia o Capacidad Estructural



Fuente: Elnashai & Di Sarno, 2008

Las incertidumbres en la evaluación de la capacidad estructural son debido a:

- Aleatoriedad en las propiedades de los materiales
- Propiedades geométricas (sección y longitud de elemento)
- Calidad de la construcción

Factores que influyen a la resistencia:

A) Propiedades del material. - La resistencia de los materiales puede ser expresada a través de la relación resistencia y peso específico del material ( $\frac{\sigma}{\rho}$ ). Los materiales de construcción pueden ser ortótropos o anisótropos, dependiendo en la distribución de las propiedades a lo largo de los tres ejes principales. La resistencia de los materiales es influenciada por el endurecimiento por deformación (strain hardening) y también debilitados por los efectos de tipo de deformación (Paulay & Priestley, 1992). Una pérdida de resistencia y rigidez tiene lugar en el hormigón con el incremento de las deformaciones; esto se conoce como debilitamiento o degradación de la rigidez y resistencia del hormigón. Debilitamiento por deformación (strain softening), puede ser reducido en el hormigón reforzado, proveyendo de estribos rectangulares o circulares a los elementos: los

estribos circulares son más efectivos debido que confinan el núcleo del elemento más uniformemente.

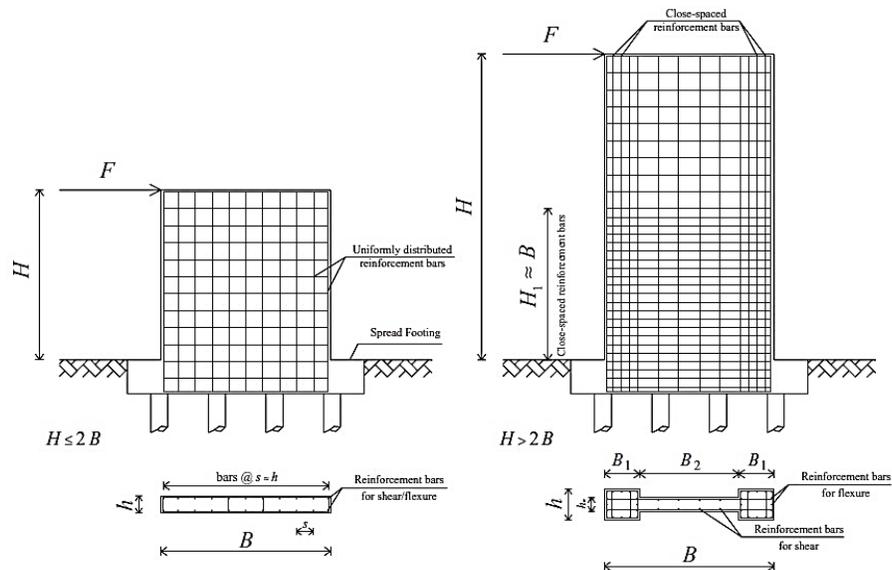
B) Propiedades de las secciones. - La resistencia estructural lateral de las estructuras es influenciada directamente por las propiedades de las secciones: el área transversal afecta tanto a la resistencia axial como por cortante, mientras que el momento de inercia y el momento torsional influyen en la capacidad a flexión y torsión, respectivamente. La resistencia de las secciones aumenta a medida que se coloca mayor cantidad de acero longitudinal. La capacidad de las secciones depende de la interacción entre las distintas cargas aplicadas (axil, cortante y momento. Para secciones de hormigón armado, la capacidad a flexión  $M$  se incrementa con el efecto del axil  $N$  hasta que se alcance la falla balanceada ( $N_b$ ,  $M_b$ ), que es cuando la concreta falla por aplastamiento y el acero plastifica a la vez. Cuando el axil actuante supera a  $N_b$ , la resistencia a flexión por parte de la sección disminuye a medida que el axil  $N$  aumenta. En estructuras diseñadas para cargas gravitatorias solamente, los momentos en las columnas son generalmente pequeños: el sismo, genera cargas horizontales que inducen grandes momentos y cortantes en las columnas, debido a aleatoriedad de la dirección del sismo, columnas en estructuras tridimensionales, son sujetas a revertir el momento biaxial y de sufrir variaciones en las tensiones de compresión de las cargas axiales. La interacción de axil-cortante y momento-cortante, afecta en la respuesta estructural de las vigas y columnas, reduciendo la capacidad portante de esas secciones de hormigón armado. La falla en vigas suele ser por la interacción del momento y el cortante., mientras que la interacción momento-cortante y axil-cortante, son causantes de la falla en columnas.

C) Propiedades de los elementos estructurales. - La resistencia global de la estructura depende también de cómo es la respuesta estructural de sus componentes: generalmente, las columnas poseen menos resistencia flexión y cortante que los muros de carga. Muros esbeltos son empleados para incrementar la rigidez lateral y resistencia a pórticos de media y gran altura. Tales muros son capaces de contrarrestar los altos momentos de vuelco y cortantes en la base. La posición en el que se coloquen los aceros de refuerzo en la sección transversal de los muros afecta de manera positiva en la resistencia y ductilidad del mismo. Se han llevado numerosos estudios y simulaciones numéricas para muros esbeltos, y se ha determinado que la concentración de barras en los bordes influye más en el aumento del desempeño de éstos que lo que hace el uso de barras distribuidas de manera equitativa a lo largo del ancho del muro (Paulay & Priestley, 1992). A continuación, se

muestra en la figura 2.2, detalles de muros de cargas para aumentar su desempeño tanto a nivel de resistencia lateral como en ductilidad. Se puede apreciar en la figura de la derecha, el empleo de columnas en ambos extremos del muro con la finalidad de transmitir mejor los momentos flectores entre el muro y las vigas adyacentes.

### Ilustración 2.2

#### Distribución de aceros de refuerzo en muros estructurales para incrementar resistencia lateral



Fuente: Elnashai & Di Sarno, 2008

La resistencia sísmica total de una estructura, no es la suma de cada una de las resistencias de sus componentes: las vigas, columnas y uniones interactúan de manera compleja. Las cargas cíclicas pueden causar pérdida de resistencia en los elementos y uniones entre ellos, principalmente disminución en la capacidad a axil y cortante, lo cual se refleja en una disminución considerable en la capacidad global de la estructura. Es de gran importancia considerar una distribución adecuada de resistencia tanto en planta como en elevación, ya que son requisitos fundamentales para evitar altos concentraciones de daño. En los pórticos de hormigón armado, es recomendable colocar adecuada cantidad de refuerzos transversales en los elementos para resistir cortantes adicionales provenientes de acciones puntuales. El incremento de la capacidad a cortante del piso depende del material constructivo y de las propiedades de los pórticos y paneles (Fardis & Panagiotakos, 1997). Por ejemplo, en sistemas de pórticos de hormigón débil – paneles de revestimiento fuertes y los paneles de mampostería contribuyen significativamente a la resistencia

lateral del sistema. Esta contribución puede ser de hasta tres o más veces la resistencia del pórtico (Mehrabi, 1996). El aumento de la resistencia debido a los paneles de revestimiento varía en función de la esbeltez de la estructura. A mayor esbeltez, más alta es la contribución a la resistencia lateral (Saneinejad & Hobbs, 1995).

**Control de daño estructural** La resistencia es generalmente asociada con el control de daño estructural. La falla de resistencia puede ser provocada por la acumulación de tensiones mayores que la capacidad del material, en los elementos y uniones en la estructura. La ocurrencia del daño de estructuras puede también estar asociada cuando se alcanzan valores límites de deformaciones (materiales), curvaturas (secciones), rotaciones (elementos y uniones), desplazamientos relativos de los pisos (sub-sistema) y desplazamiento global (sistema). El control de daño puede ser alcanzado tanto local como globalmente. En el diseño sísmico, es más factible económicamente permitir la ocurrencia de una cantidad limitada de daño estructural reparable (Elnashai & Di Sarno, 2008). Por ejemplo, en estructuras de hormigón reforzadas, daño reparable incluye salto del recubrimiento del hormigón y formación de fisuras por flexión; fractura y pandeo de barras de acero no son reparables. En zonas sísmicas, es deseable que la resistencia a cortante sea más alta que la resistencia a flexión, un objetivo que se logra aplicando el diseño de capacidad. La capacidad a cortante y rigidez se deterioran mucho más rápido que la resistencia a flexión. Los efectos de cortante usualmente son más dominantes bajo grandes cargas cíclicas y es entonces cuando el fallo ocurre. Limitar el daño en la unión viga-columna y columna-fundación, es vital para asegurar un desempeño adecuado del sistema estructural. Excesivas fisuras y la pérdida de adherencias entre barras y hormigón, deber de ser prevenido principalmente en las uniones. Reducción de la capacidad a cortante en las uniones afecta drásticamente en el desempeño del pórtico. Daños en la zona viga-columna, se refleja en un aumento en los desplazamientos relativos de pisos, poniendo en peligro la integridad de la estructura. Momentos generados por las fuerzas sísmicas horizontales tienden a volcar la superestructura con o sin fundaciones. Fundaciones más profundas son usualmente más efectivas en resistir este momento de vuelco, debido a la fricción que se genera en la superficie de contacto pilar-suelo. Fractura y pandeo de barras de refuerzo pueden ser atribuidas a los momentos de vuelco.

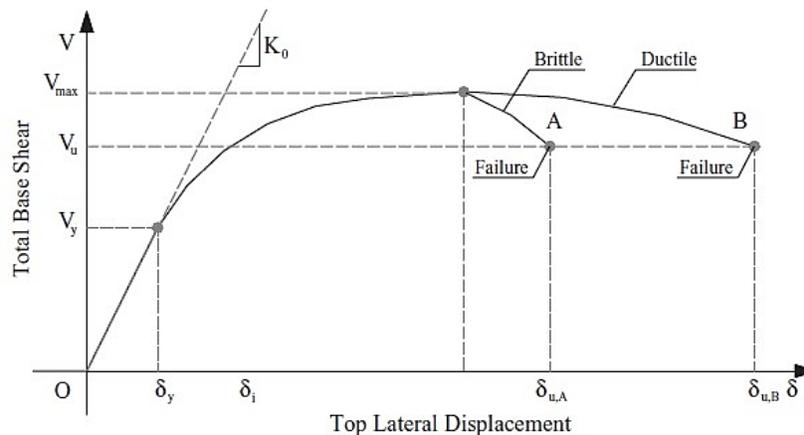
### **2.1.3. Ductilidad**

Es la habilidad de un elemento o sistema estructural de deformarse más allá del límite elástico con aceptable reducción de la rigidez y resistencia. En la figura 2.3, se establece una comparación entre la respuesta estructural de una estructura dúctil y frágil. En la figura, las curvas A (estructura frágil) y curva B (estructura dúctil), muestran la relación cortante-desplazamiento para sistemas

estructurales con la misma rigidez y resistencia, pero con distinto postpico comportamiento inelástico. Estructuras frágiles fallan a pocas deformaciones inelásticas después de alcanzar su resistencia máxima. Opuestamente, las estructuras dúctiles son capaces de mantener mayor cantidad de deformación inelástica luego de haber alcanzado el pico más alto de resistencia a cortante, manteniendo la rigidez y resistencia en rangos aceptables.

### Ilustración N° 2.3

#### Definición de la ductilidad estructural



Fuente: Elnashai & Di Sarno, 2008

La mayoría de las estructuras son diseñadas por razones económicas para comportarse inelásticamente bajo fuertes terremotos. Las amplitudes de respuesta de terremoto inducidas por vibraciones, dependen del nivel de energía de disipación de las estructuras, el cual es una función de su habilidad para absorber y disipar energía a través de deformaciones dúctiles. Ha sido estudiado que para aceleraciones de 0.5g a 1.0g y para energía de disipación baja, las estructuras pueden desarrollar tensiones que corresponden a grandes cargas laterales (Housner, 1956). Consecuentemente, tales estructuras deben ser diseñadas para resistir fuerzas laterales de la misma proporción a sus pesos para permanecer en el rango elástico. Esto es antieconómico en todas las aplicaciones prácticas, con excepción de las plantas nucleares, plataformas de alta mar, etc.

La definición general y analítica de ductilidad de desplazamiento viene dada como:

$$\mu_{\delta} = \frac{\Delta U}{\Delta Y}$$

Donde  $\Delta_u$  y  $\Delta_y$  son los desplazamientos últimos y de plastificación, respectivamente. Los desplazamientos  $\Delta$  pueden ser reemplazados por curvaturas, rotaciones u otra cantidad de deformación. El ratio  $\mu$  se conoce como factor de ductilidad. Las siguientes ductilidades son usadas para medir la respuesta estructural:

- **Ductilidad del material ( $\mu_\epsilon$ )**, caracteriza la deformación plástica de los materiales.
- **Ductilidad de curvatura de sección ( $\mu_\chi$ )**, relaciona las curvaturas plásticas de las secciones transversales.
- **Ductilidad de rotación de elemento ( $\mu_\theta$ )**, cuantifica las rotaciones plásticas que pueden tomar lugar en los elementos estructurales tales como vigas y columnas. Este tipo de ductilidad es empleada también para uniones entre miembros.
- **Ductilidad estructural de desplazamiento ( $\mu_\delta$ )**, es una medida global del desempeño inelástico de la estructura sujeta a cargas horizontales.

## 2.2. Espectro de diseño

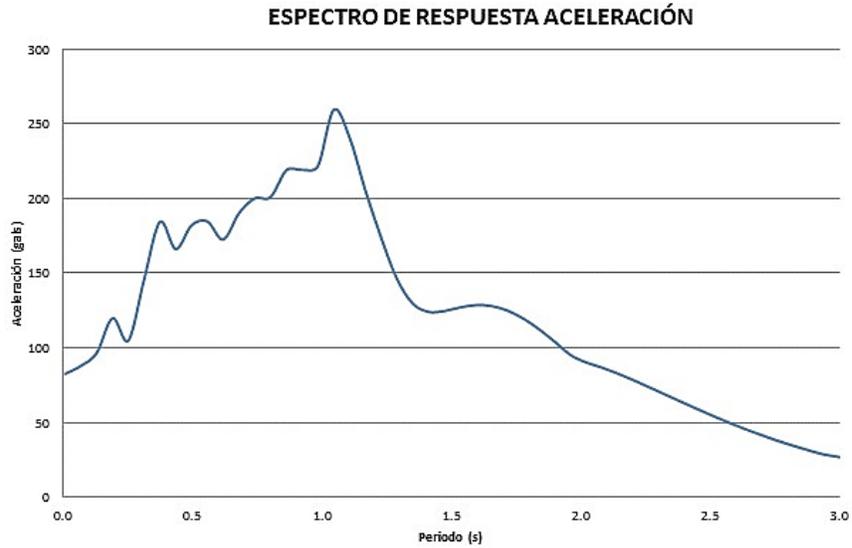
Un espectro de diseño difiere conceptualmente de un espectro de respuesta en dos formas importantes. En primer lugar, la variable espectro de respuesta es una gráfica de la respuesta máxima de todos los sistemas de 1GDL (Grado de Libertad) posibles, sujeta a una componente particular de movimiento del suelo sea este desplazamiento, velocidad o aceleración y, por lo tanto, es una descripción de un movimiento del terreno en particular. Ver Figura N° 2.4. Por su parte, el espectro de diseño uniforme es una especificación del nivel de fuerza, o deformación, de diseño sísmico como una función del periodo de vibración natural y de la fracción de amortiguamiento. Ver Figura N° 2.5. Dinámica de estructuras. Anil K. Chopra.

(2014).

El que más se utiliza en América Latina es el espectro de aceleraciones, porque se continúa haciendo un diseño sísmico basado en fuerzas; últimamente gana adeptos día a día el espectro de desplazamientos para realizar un diseño sísmico por desempeño. Priestley et al. (2007).

### Ilustración N° 2.4

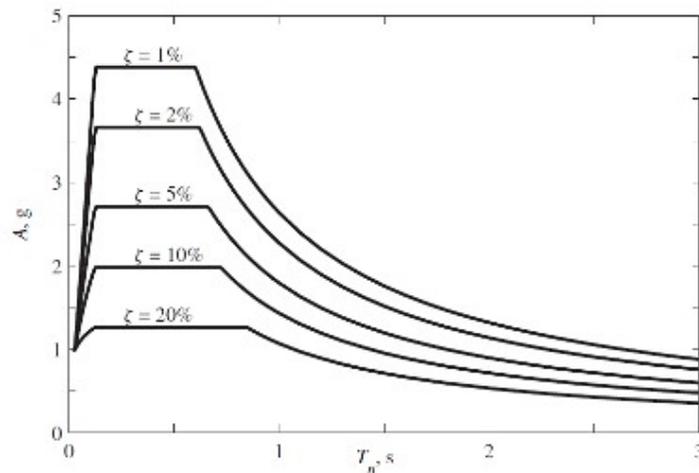
#### Espectro de respuesta de aceleración



Fuente: Guama, G, & YACCHIREMA, Y. (2016). Evaluación de las respuestas máximas de dos estructuras, utilizando el análisis espectral y paso a paso en el tiempo (tesis pregrado). Universidad central del Ecuador, Quito, Ecuador.

### Ilustración N° 2.5

#### Espectro de diseño de aceleración



Fuente: Dinámica de Estructuras, Chopra 2014.

### 2.3. Metodología de análisis

El uso de los análisis sísmicos tanto a nivel de investigación como en el desarrollo de proyectos se ha incrementado debido al gran avance que se ha producido en el campo de desarrollo de software

con interfaces más amigables, así como el progreso continuo que han ido sufriendo los ordenadores en cuestión de la velocidad de procesamiento de datos. A pesar de que existen múltiples métodos de análisis, aquí solo se expondrá el análisis estático no lineal (PUSHOVER), ya que fue el procedimiento que se empleó para desarrollar este trabajo.

### **2.3.1. Análisis estático no lineal (PUSHOVER)**

El análisis estático no lineal, también conocido como análisis PUSHOVER, es un método utilizado para evaluar el desempeño de una estructura. En él, se aplica un patrón de cargas laterales a la estructura que crece de forma proporcional, estática y mono tónica hasta llevar la estructura al colapso. La deformación de los elementos estructurales debido a la aplicación de las cargas debe ser similar a la deformación que ocurriría durante un sismo (Krawinkler y Sereviratna, 1998). Con el análisis PUSHOVER se obtiene la curva de capacidad de la estructura a partir de los desplazamientos del punto de control. La capacidad a corte dependerá de sus dimensiones, refuerzo y propiedades del material.

### **2.3.2. Curva de capacidad**

Es conveniente y común presentar los resultados del análisis estático no lineal de una estructura en la forma de una curva de fuerzas no lineales vs desplazamiento del techo. Esta curva que frecuentemente se denomina curva de capacidad, representa la respuesta no lineal de la estructura y la resistencia de ésta a la acción sísmica. La proximidad de la curva de capacidad a los resultados de una serie análisis dinámico no lineal (response-history), considerado como marco de referencia, es usualmente considerado como una medida de la precisión del análisis PUSHOVER (Fardis N. F., 2009). En la figura 2.6 se muestra la representación típica de una curva de capacidad de una estructura, donde el eje vertical es el cortante en la base y el eje horizontal el desplazamiento que sufre el techo medida que se somete a fuerzas horizontales.

## Ilustración N° 2.6

### Representación gráfica de la curva de capacidad típica



Fuente: Moreno, 2006

## 2.4. Evaluación del comportamiento estructural

### 2.4.1. Método ATC-40

Con el objetivo de poder tener parámetros medibles respecto al comportamiento de la estructura, la curva de capacidad se idealiza a través de una curva bilineal. En la literatura existen dos propuestas para trazar esta curva, una es de la (ATC-40, 1996) y otra es del Eurocódigo 8. La curva bilineal de capacidad por la ATC-40 se basa en un criterio de balance de energía (presenta igual magnitud de área que la curva de capacidad). Ambas curvas absorben igual cantidad de energía y presenta igual punto de colapso. Esto se traduce en decir, que el área comprendida por ambas curvas tanto a la izquierda como a la derecha del punto de intersección de ambas, es igual. Con este último criterio y partiendo del hecho de que la primera pendiente de la curva bilineal coincide con la rigidez elástica de la estructura, se calcula el punto de cedencia.

El punto de cedencia hace referencia a aquel desplazamiento en el cual la estructura empieza a incursionar en el rango no lineal. Este punto se caracteriza por dos ordenadas: una horizontal y una vertical, los cuales son el desplazamiento y el cortante respectivamente. El subíndice y representa la cedencia de la estructura. El punto de capacidad última representa la máxima resistencia de la estructura después de haber superado el estado plástico de los elementos estructurales y constituye la pérdida de la estabilidad del sistema o la deformación a partir de la cual no se cuenta con ninguna resistencia lateral. Este punto se caracteriza al igual que el anterior por dos ordenadas: una

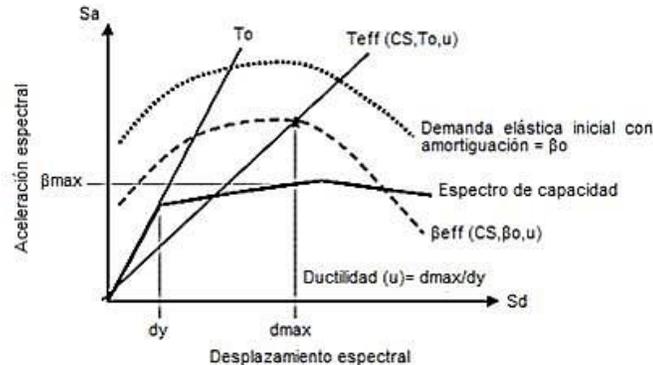
horizontal y una vertical, los cuales son el desplazamiento y el cortante respectivamente. El subíndice  $u$  representa la capacidad última de la estructura.

### 2.4.2. Método FEMA- 440

En este apartado se presenta un equivalente mejorado al método ATC 40, cuando se usa la linealización equivalente como parte de un procedimiento estático no lineal que modela la respuesta inelástica de la edificación con un oscilador de un sistema de un grado de libertad (SDOF). El objetivo es estimar la respuesta del desplazamiento del sistema no lineal con un sistema lineal “equivalente” que usa un eficaz periodo. La relación fuerza-deformación global mostrada en la Figura 2.7 para un oscilador SDOF en formato de espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento (ADRS) se denomina curva de capacidad (FEMA 440 2005).

#### Ilustración N° 2.7

**Espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (ADRS) con los parámetros de amortiguación y período efectivos de un sistema lineal equivalente, junto con una curva de capacidad**



Fuente: FEMA 440 – 2005

### 2.4.3. Espectro de capacidad bilineal

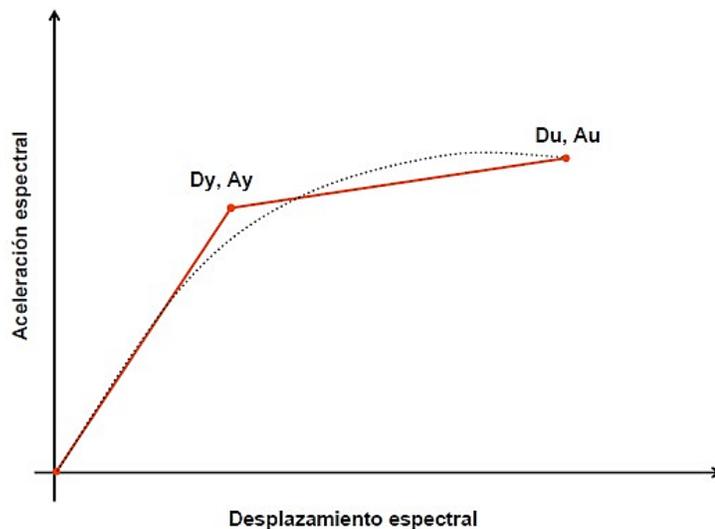
La curva bilineal del espectro de capacidad por la ATC-40 se basa en un criterio de balance de energía (presenta igual magnitud de área que el espectro de capacidad). Ambas curvas absorben igual cantidad de energía y coinciden en el último punto. Esto es equivalente a decir, que el área comprendida por ambas curvas tanto a la izquierda como a la derecha del punto de intersección de ambas, es igual. El procedimiento de bilinearización del espectro de capacidad sigue un proceso

análogo al de bilinearización de la curva de capacidad y presenta el mismo fin, que es de tener parámetros objetivos y cuantificables respecto al comportamiento de la estructura.

En la figura 2.8 se puede apreciar la representación típica de la curva de espectro de capacidad y el espectro bilineal de capacidad. Se nota un primer punto, el cual está conformado por el desplazamiento espectral  $D_y$  y la aceleración espectral  $A_y$ , donde el subíndice  $y$  hace referencia a la cedencia o punto de plastificación de la estructura; y un segundo punto el cual está constituido por el desplazamiento espectral  $D_u$  y la aceleración espectral  $A_u$ , donde el subíndice  $u$  se refiere a la capacidad última de la estructura.

### Ilustración N° 2.8

#### Representación gráfica del espectro de capacidad y espectro de capacidad bilineal



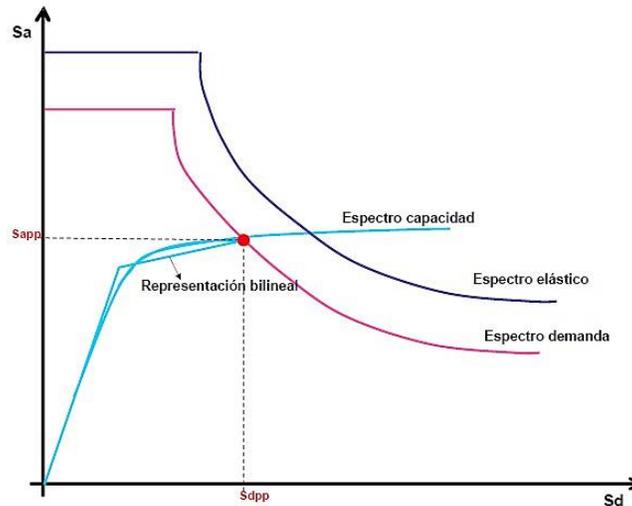
Fuente: Moreno, 2006

#### 2.4.4. Performance point o punto de comportamiento estructural

Una vez calculado el espectro de capacidad y de demanda, se procede a superponer estos dos gráficos y así, obtener la respuesta máxima de la estructura para un sismo determinado. Esta respuesta es gráficamente el punto de intersección entre estos dos espectros. (Ver figura 2.9)

## Ilustración N° 2.9

### Energía disipada



Fuente: Moreno, 2006

Nótese que los factores de reducción del espectro dependen del nivel de no linealidad a la que la estructura está incurriendo, el cual, a su vez, depende de la intersección del mismo espectro de demanda con el espectro de capacidad. Lo que se traduce en decir que el cálculo del punto de comportamiento estructural es un proceso iterativo.

### 2.5. Índices de daño

El nivel de deterioro provocado por una acción sísmica hacia un sistema estructural se conoce como daño sísmico. Actualmente existen diversos modelos para evaluar y medir el daño sufrido por una estructura. Sin embargo, no se ha consensado o fijado un criterio común para caracterizar el daño sísmico. Anteriormente, la evaluación del daño se hacía de manera cualitativa. Esta metodología se apoyaba de la observación y reconocimiento de los daños reales, una vez ya ocurrido el evento sísmico (Carvalho & Coelho, 1994). Los parámetros para evaluar el movimiento sísmico tales como movimiento pico del terreno y el espectro de respuesta elástica, aunque son importantes, por ellos mismos no son suficientes confiables para medir el daño potencial de un sismo (Habibi & Izadpanah, 2012). Como forma de cuantificar el grado de deterioro a nivel local (vigas, columnas, etc.) y global en la estructura, se han ido definiendo con el tiempo los índices de daño. Estos parámetros pueden estar fundamentados en los resultados obtenidos de la respuesta medida de una estructura durante un sismo, en los resultados de un análisis dinámico no lineal o en la comparación de las propiedades físicas estructurales antes y después de un terremoto

(Moreno, 2006). Existen diversos índices de daños para medir y evaluar la condición de una estructura después de la ocurrencia de un sismo. Muchos de ellos se basan en el concepto de ductilidad, sin tomar en cuenta el daño acumulado bajo sollicitaciones sísmicas. Mientras, otros modelos se fundamentan en la deformación plástica y en la energía absorbida durante un evento sísmico. Los índices de daño global se suelen calcular como un promedio ponderado de los índices de daño locales, siendo necesario definir unos factores de ponderación que estén relacionados con la cantidad de energía absorbida a nivel local o que estén relacionados con criterios de importancia (Moreno, 2006).

A continuación, se describirán algunos de los índices más importantes encontrados en la literatura.

### **2.5.1. Índice de Park y Ang**

Este índice de daño se ha empleado en gran medida para estructuras de hormigón. Ha sido desarrollado por Park & Ang (1985a) y Park & Ang (1985b). Fue calibrado a partir de datos reales de muchas estructuras afectadas por sismos. Este índice de daño mide el comportamiento global de las estructuras y se define como la ponderación de índices de daño local ( $D_i$ ) empleando la energía disipada ( $E_i$ ) en el elemento correspondiente como coeficiente de ponderación.

### **2.5.2. Índice de Calvi**

Un procedimiento simplificado para evaluar la vulnerabilidad sísmica de los edificios de mampostería, sujetos a un mecanismo de fallo en el plano, fue desarrollado por Calvi G. (1999) y Calvi G. (1997). Este procedimiento toma en cuenta la disipación de energía y la capacidad de desplazamiento de los edificios existentes y, calcula la probabilidad de que se alcance un estado de daño límite para un seísmo determinado a través del uso de un método probabilístico sencillo. Los estados límites se definen en función del desplazamiento de piso. La demanda sísmica se define en términos del espectro de respuesta.

## **2.6. Umbrales de daño dependientes de la forma de la curva de capacidad**

### **2.6.1. Rotulas Plásticas**

Se conceptualiza a la rótula plástica como un punto donde la sección no es capaz de absorber el mayor momento a flexión producido por las cargas externas (cargas producidas por el movimiento

sísmico) y solo empieza a rotar (Aguiar et al. 2015). La rótula plástica en la realidad no existe, pero es una simplificación muy común hecha en el campo del estudio sísmico, ya que permite encontrar formulación que simplifica varios problemas (Aguiar et al. 2015).

### **2.6.2. Concepto de daño local en las rótulas**

Para poder caracterizar el daño en las secciones de las rótulas, es imprescindible definirlo a través del diagrama momento-curvatura de la sección a evaluar. Es por esta razón que en este apartado se detallan los momentos y las curvaturas que definen cada estado de daño local. Los estados de daños locales que se expondrán y que son claves para poder definir y entender de manera adecuada (desde lo particular a lo general) el comportamiento global de la estructura es: leve, moderado, severo y completo. A estos niveles de detrimento, les corresponden los siguientes puntos del diagrama momento-curvatura: plastificación, ancho de fisura residual, pérdida de recubrimiento y prevención de colapso, respectivamente.

### **2.6.3. Umbrales de daño**

El daño esperado en un edificio está relacionado directamente con su capacidad y su fragilidad. En la literatura existen diversos métodos y formulaciones para caracterizar el daño de una estructura afectada por una acción sísmica. En este apartado se exponen dos métodos de evaluación del daño estructural: un primero propuesto por Lagomarsino & Penna (2003) y un segundo desarrollado por Moreno (2006). Este último método es el que se empleará como base teórica fundamental para el desarrollo de este trabajo.

Ambas metodologías citadas anteriormente, permiten estimar los umbrales de daños de los estados de daño, los cuales son los rangos de desplazamientos espectrales que definen el nivel de daño que presenta una estructura al ser afectada por un determinado evento sísmico. Para el cálculo de los umbrales de daños, ambos métodos se basan en el uso de los desplazamientos espectrales correspondientes a la capacidad de cedencia ( $D_y$ ) y capacidad última ( $D_u$ ); es decir, de los dos parámetros que definen el espectro de capacidad bilineal.

## CAPÍTULO III

### 3. DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

#### 3.1. Casos de estudio

Se tomó como caso de estudio las Torres Boulevard de Tarija de 9 pisos, y de cada edificio se tomaron 5 pórticos de distinta geometría, en total se estudiaron 15 pórticos.

##### 3.1.1. Descripción de las Estructuras Seleccionadas

Ilustración 3.1



Fuente: Elaboración propia

**Ilustración 3.2**  
**Imagen satelital**



Fuente: Elaboración Propia

**Ilustración 3.3**  
**Imagen posterior de las torres**



Fuente: Elaboración Propia

### Ilustración 3.4

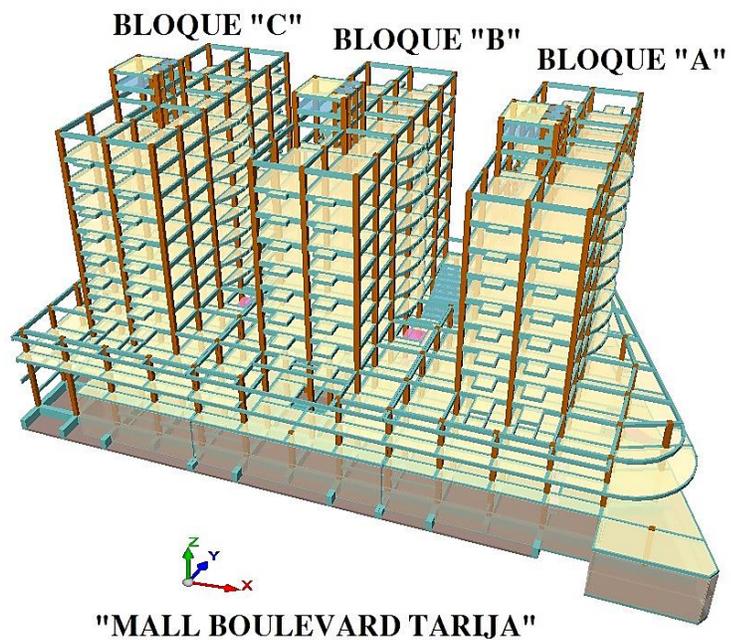
#### Vista lateral de las torres



Fuente: Elaboración Propia

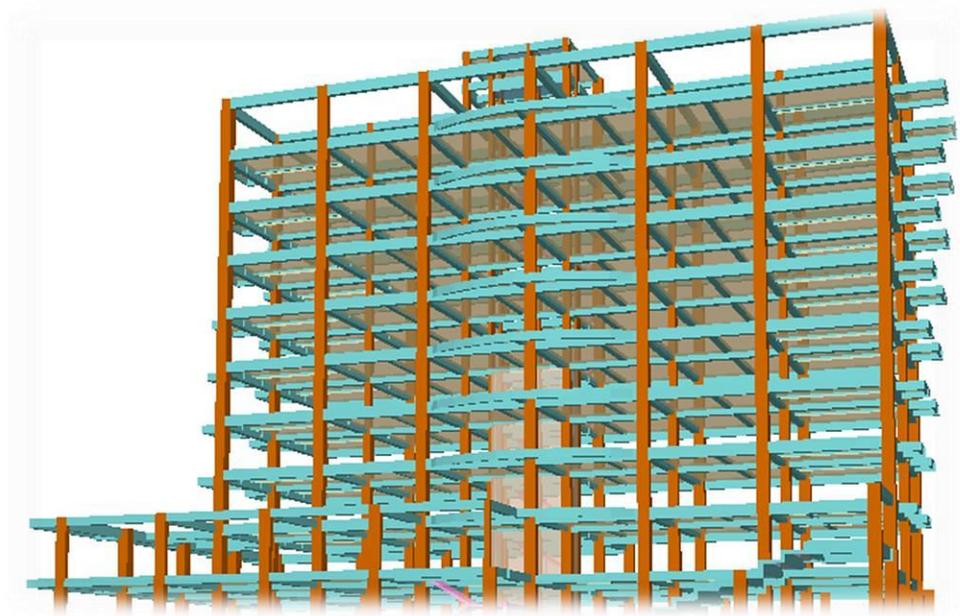
### Ilustración 3.5

#### Pórticos



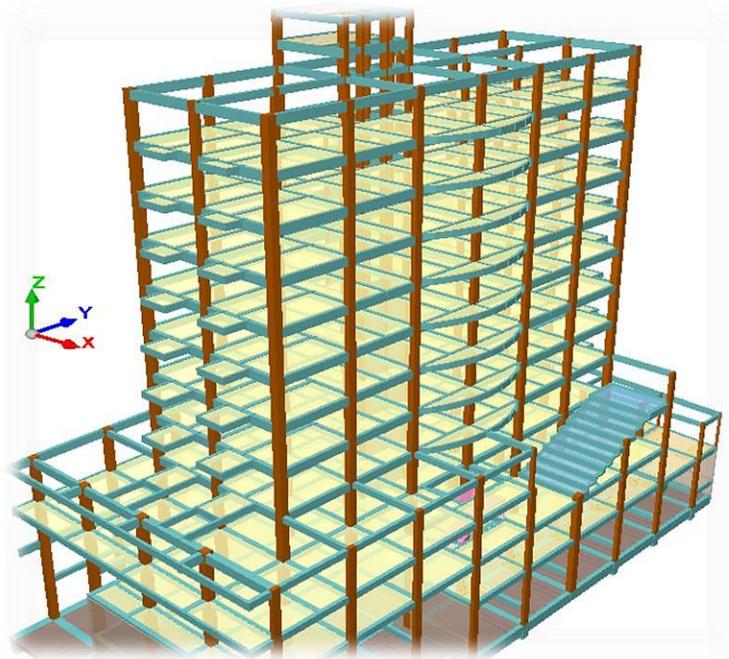
Fuente: Elaboración Propia

**Ilustración 3.6**  
**Pórticos: vista lateral**



Fuente: Elaboración Propia

**Ilustración 3.7**  
**Pórticos: vista lateral frontal**



Fuente: Elaboración Propia

### 3.2. Espectros de Diseño

Para el armado del espectro se trabajó con datos de la Guía Boliviana de Diseño Sísmico.

- **Importancia (I).** -En función al nivel de seguridad estructural que deben tener las edificaciones, se definen cuatro (4) categorías: I, II, III y IV y se le asigna a cada una un Factor de Importancia “ $I_e$ ”. Esta categorización está en función del uso intensivo de la edificación, de las consecuencias de su posible colapso representado en pérdidas de vidas humanas, del impacto negativo de carácter social y económico y en la importancia de la edificación para la seguridad pública y protección civil, después del sismo.
- **Tipo de Suelo (S).** -Para tomar en cuenta los efectos del suelo de cimentación en la respuesta sísmica de la estructura, los suelos de fundación se clasifican en base a su mínima capacidad portante admisible y la velocidad de onda cortante.

#### **Roca o suelos rígidos**

Suelos Tipo S1: capacidad portante  $\sigma_{adm} \geq 5 \text{ kg/cm}^2$ , caracterizado por una velocidad de onda cortante  $v_s > 750 \text{ m/s}$ , o por otros medios adecuados de clasificación

Son suelos compuestos por rocas firmes y formaciones similares, también suelos compuestos por gravas y arenas muy densas y compactas, e incluso suelos cohesivos muy duros.

#### **Suelos firmes**

Suelos Tipo S2: capacidad portante  $5 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{adm} \geq 3 \text{ kg/cm}^2$  caracterizado por una velocidad de onda cortante  $750 \text{ m/s} > v_s > 400 \text{ m/s}$ , o por otros medios adecuados de clasificación.

Son suelos firmes, suelos compuestos por gravas y arenas densas y compactas, e incluso suelos cohesivos duros.

#### **Suelos intermedios**

Suelos Tipo S3.- Suelo Intermedio, capacidad portante  $3 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{adm} \geq 1.5 \text{ kg/cm}^2$ , velocidad de onda cortante  $400 \text{ m/s} \geq v_s > 200 \text{ m/s}$ .

Son suelos compuestos por gravas y arenas medianamente densas y compactas, también suelos cohesivos firmes.

## Suelos blandos

Suelos Tipo S4.- Suelo Blando, capacidad portante  $1.5 \text{ Kg/cm}^2 > \sigma_{adm} \geq 0.5 \text{ kg/cm}^2$ , velocidad de onda cortante  $v_s \leq 200 \text{ m/s}$ .

Son suelos compuestos por gravas y arenas poco densos y poco compactos, también suelos cohesivos blandos.

El factor “S” depende del tipo de suelo, como se observa en la Tabla 3.1

**Tabla 3.1**

### Coefficiente de suelo “S”

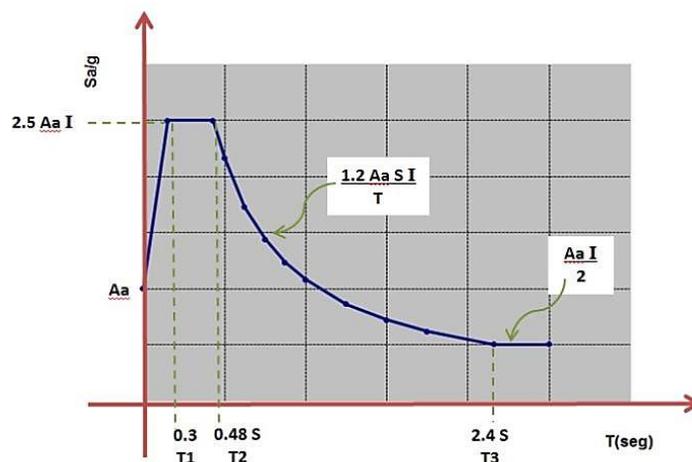
TIPO DE SUELO	FACTOR "S"
S1	1.0
S2	1.2
S3	1.5
S4	1.8

Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico

- **Aceleración del suelo (Aa).**- Según la propuesta de la norma de la Guía Boliviana de Diseño Sísmico V3.0 la aceleración esperada en Tarija es de 0,3 y según la Guía Boliviana de Diseño Sísmico tenemos una aceleración de 0,1.

### Ilustración 3.8

#### Espectro de Diseño Sísmico



Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico

Para el armado de espectros se utilizó el tipo de suelo y las aceleraciones como variables y se uniformizo la Importancia  $I = 1$ , porque no influye en el tipo de análisis que se está realizando.

<b>Aceleración según Norma Boliviana</b>
<b>Para suelos tipo S1 (Roca o Suelos Rígidos)</b>

Datos	Límites	
<b>Aa</b>	0,3	0,3
<b>S</b>	1	0,48
<b>I</b>	1	2,4

**Tabla 3.2**

**Espectro de Diseño  $Aa=0,3$   $S=1$**

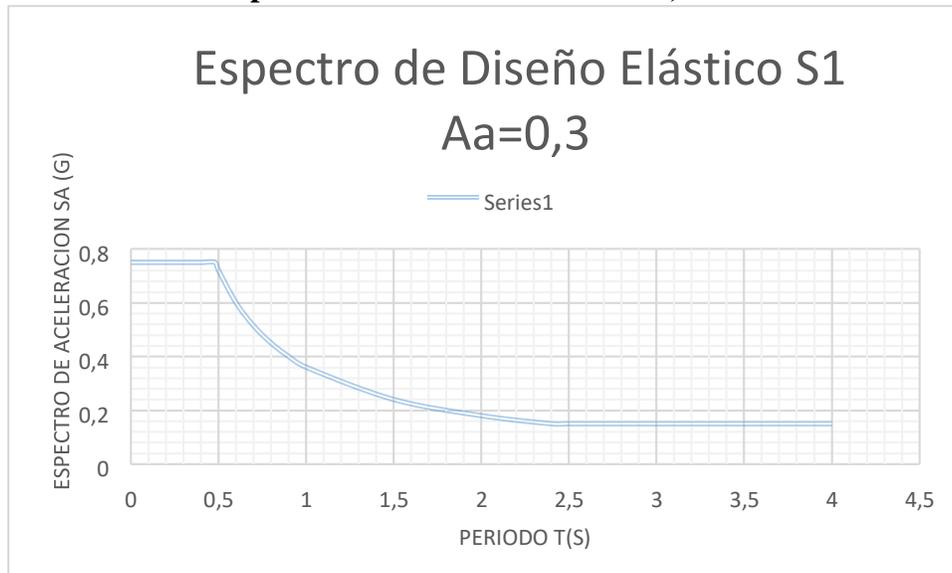
<b>T(s)</b>	<b>Sa</b>	<b>Sa</b>
<b>0</b>	0,75	7,5
<b>0,1</b>	0,75	7,5
<b>0,2</b>	0,75	7,5
<b>0,3</b>	0,75	7,5
<b>0,4</b>	0,75	7,5
<b>0,48</b>	0,75	7,5
<b>0,5</b>	0,72	7,2
<b>0,6</b>	0,6	6
<b>0,7</b>	0,514	5,1
<b>0,8</b>	0,45	4,5
<b>0,9</b>	0,4	4
<b>1</b>	0,36	3,6
<b>1,5</b>	0,24	2,4
<b>2</b>	0,18	1,8
<b>2,4</b>	0,15	1,5
<b>2,5</b>	0,15	1,5

<b>3</b>	0,15	1,5
<b>3,5</b>	0,15	1,5
<b>4</b>	0,15	1,5

Fuente: Elaboración Propia

### Ilustración 3.9

#### Espectro de Diseño Sísmico $A_a=0,3$ $S=1$



Fuente: Elaboración Propia Ver

Anexo 1

### 3.3. Pórticos a analizar

Para la presente investigación se hizo un análisis en el plano, y se trató de elegir los pórticos más relevantes, ya que por tener las mismas características (cargas, geometría, etc.) tienden a repetirse los valores, y para objeto de estudio solo se seleccionó algunos de los pórticos de cada edificio:

-Los materiales usados para todos los edificios se uniformizaron para apreciar mejor la investigación.

-En el diseño de hormigón armado, el peso unitario de la combinación del concreto con la armadura normalmente se considera  $2400 \text{ kg/m}^3$  que es igual a  $2,4 \text{ Ton/m}^3$ .

Peso específico hormigón: 2,4 Ton/m<sup>3</sup>

-El valor de la carga viva se obtiene de la NB 1225002 – 1.4.4.2 para viviendas de 2 KN/m<sup>2</sup> que es igual 0,2 Ton/m<sup>2</sup>.

Carga viva: 0,2 Ton/m<sup>2</sup> = 200 Kgf/m<sup>2</sup>

Peso del Muro: 0,2 Ton/m<sup>2</sup>

#/mlh = 100cm/(25 cm) = 4 Pzas/mlh

#/mlv = 100cm/(20 cm) = 5 Pzas/mlv

#/m<sup>2</sup> = 4 × 5 = 20 Pzas/m<sup>2</sup>

$$\frac{\text{Vol ladrillos}}{m^2} = (12 \times 18 \times 24) \times 20 = 103680 \frac{cm^3}{m^2}$$

$$\frac{\text{Vol mortero de pega}}{m^2} = (100 \times 100 \times 12) - 103680 = 16320 \frac{cm^3}{m^2}$$

$$P\text{Pladrillos} = 4,5 \times 20 = 90 \frac{KgF}{m^2}$$

$$\text{rev. externo} = 2000 \text{ Kgf} \times 0,018 \text{ m} = 3,6 \frac{KgF}{m^2}$$

$$\text{rev. interno} = 1200 \text{ Kgf} \times 0,01 \text{ m} = 12 \frac{KgF}{m^2}$$

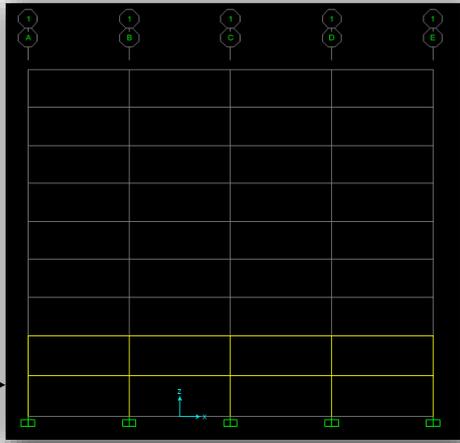
$$\text{Mortero de pega} = 2100 \text{ Kgf} \times 16320 \times 10^{-6} \frac{m^3}{m^2} = 12 \frac{KgF}{m^2} = 172,27 \frac{KgF}{m^2} = 0,17 \frac{\text{Ton}}{m^2}$$

$$\text{Mortero de pega} = 0,2 \frac{\text{Ton}}{m^2}$$

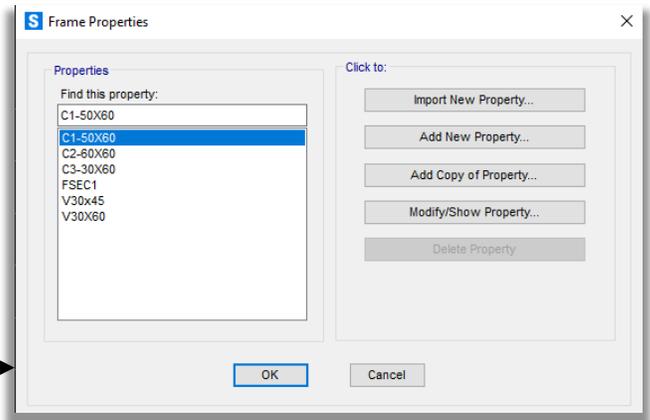
-En el caso de las armaduras se encuentran detalladas en el Anexo 13.

- **Guía de Manejo del Programa SAP2000**

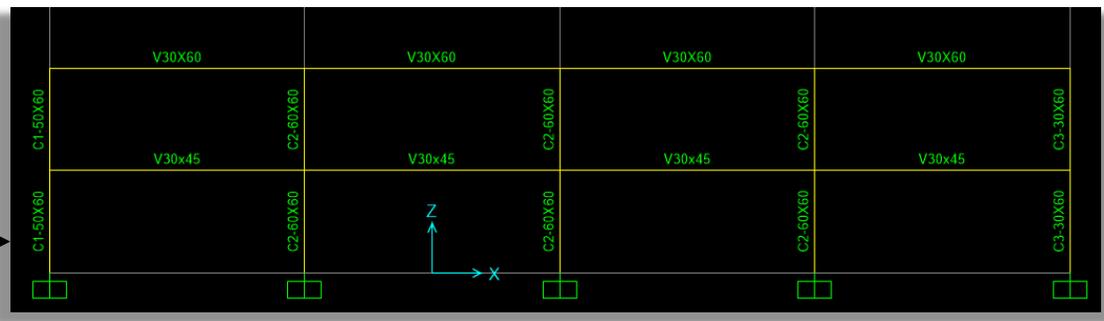
Cargar al programa SAP2000 la estructura que se quiere analizar, tanto dimensiones, armadura y cargas.



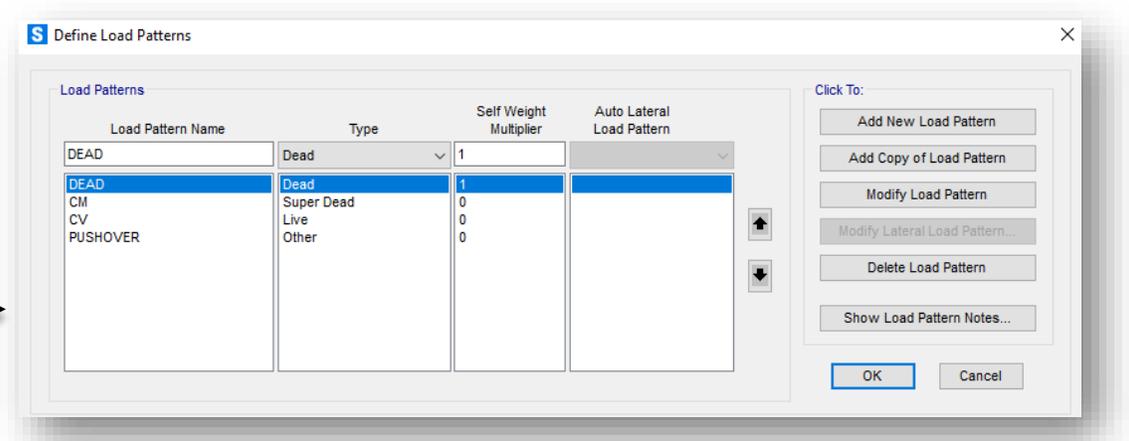
- Introducir las dimensiones y ejes del pórtico.



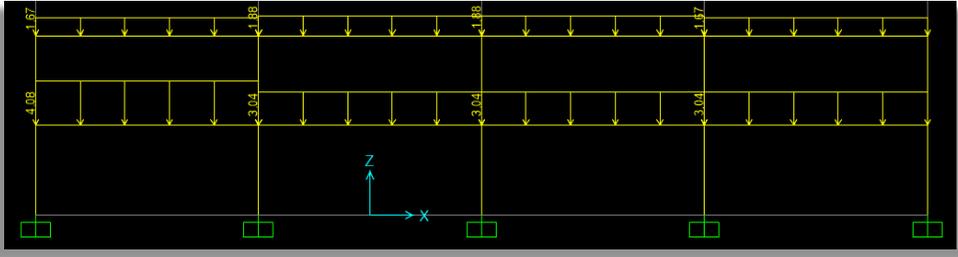
- Introducir las dimensiones de las columnas y vigas.



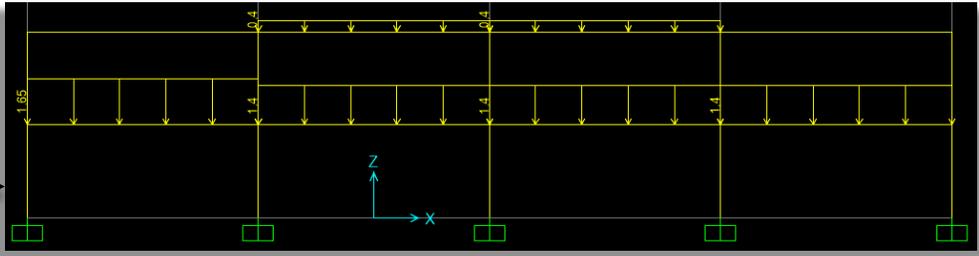
- Así se visualizaría el pórtico con las dimensiones.



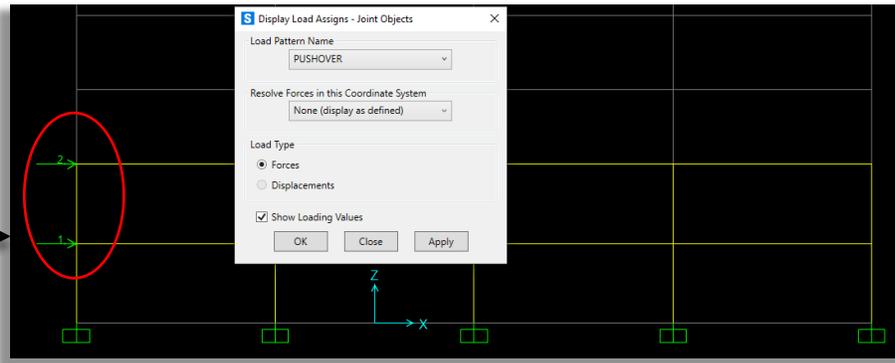
- Definir los estados de carga.



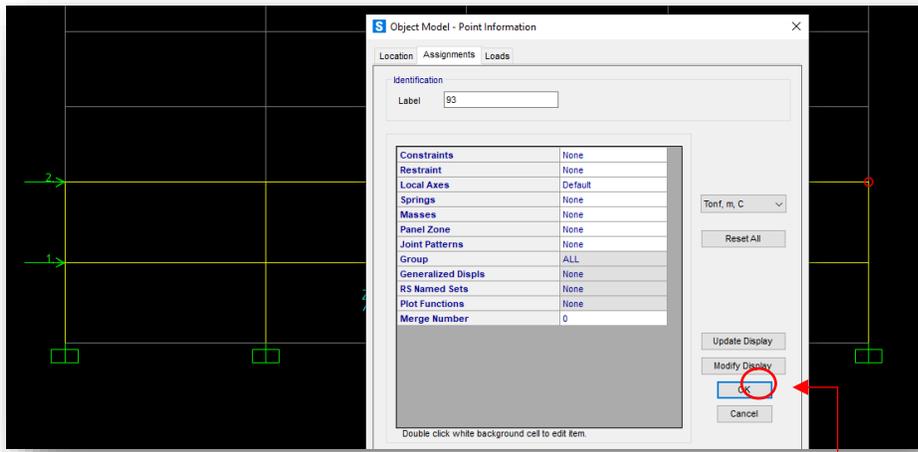
- Carga Muerta



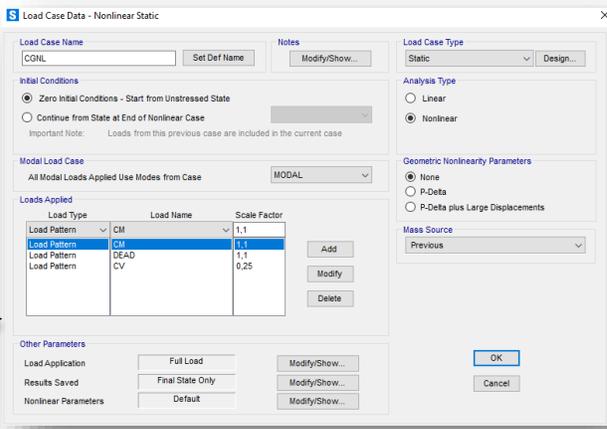
- Carga Viva



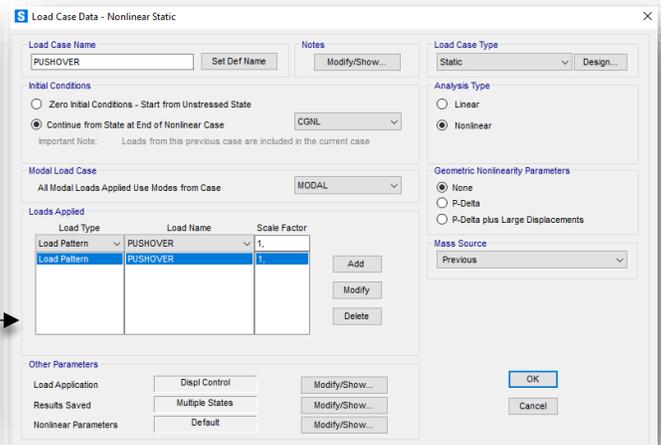
- Método Pushover



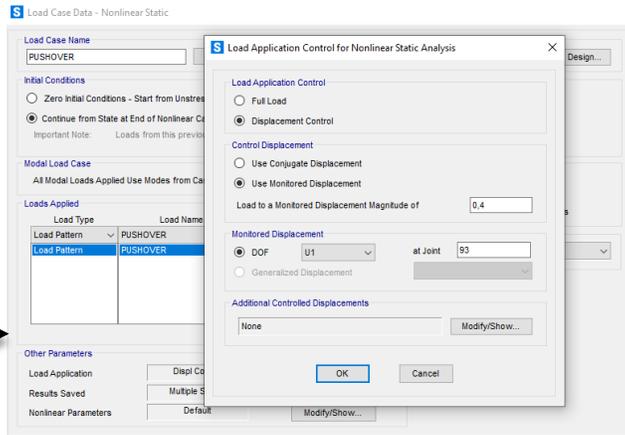
- Definir el nodo de control de la estructura.



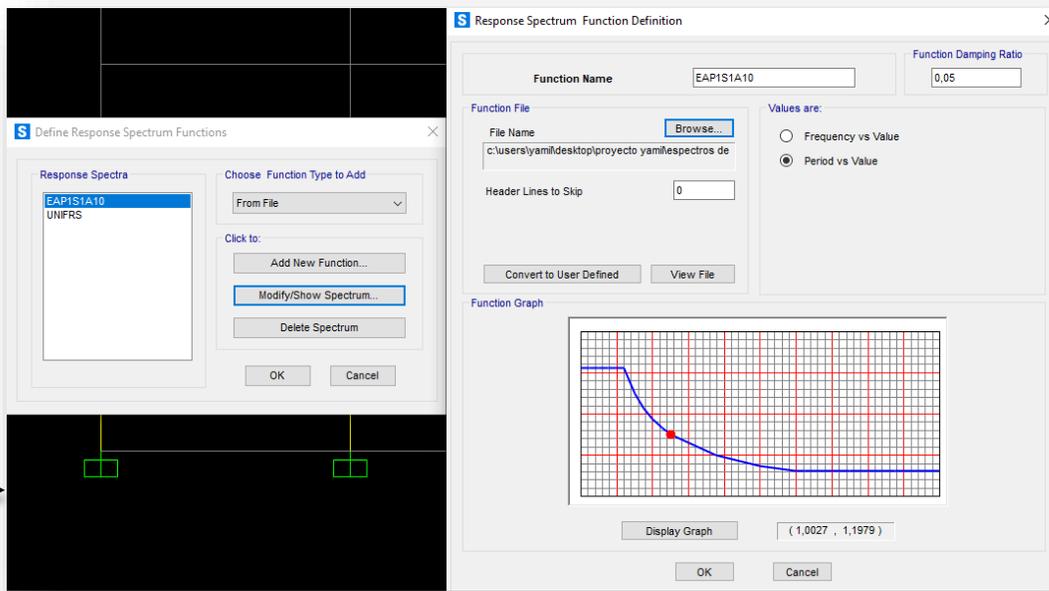
- Definir estado de carga no lineal.



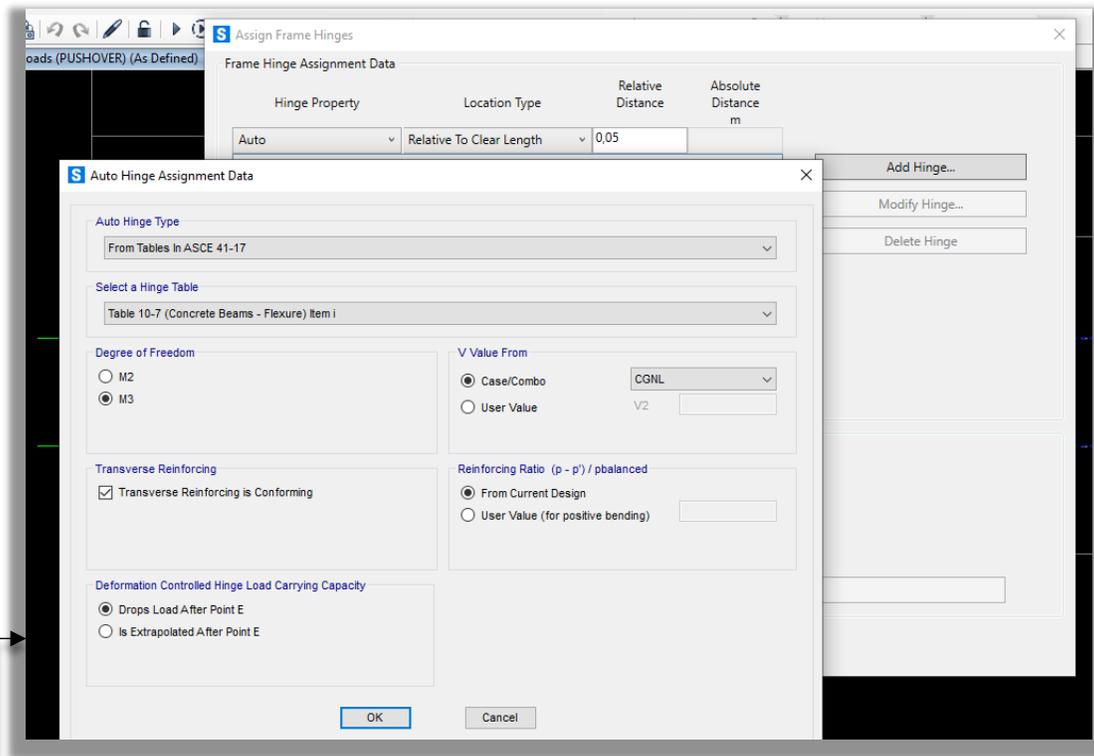
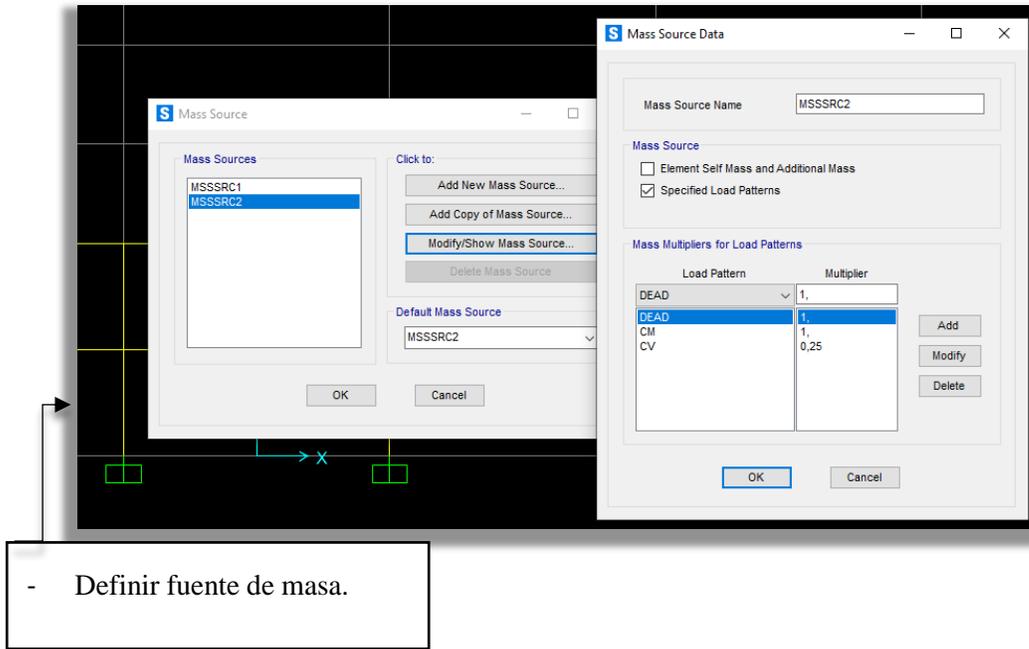
- Definir estado de carga no lineal Pushover.

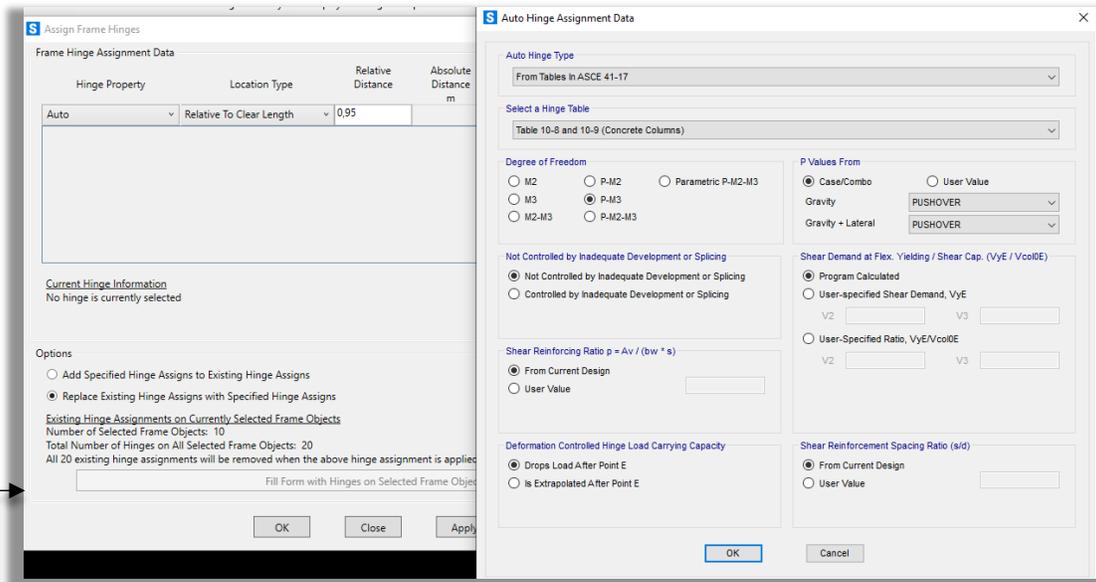


- Definir el nodo de control y el desplazamiento.

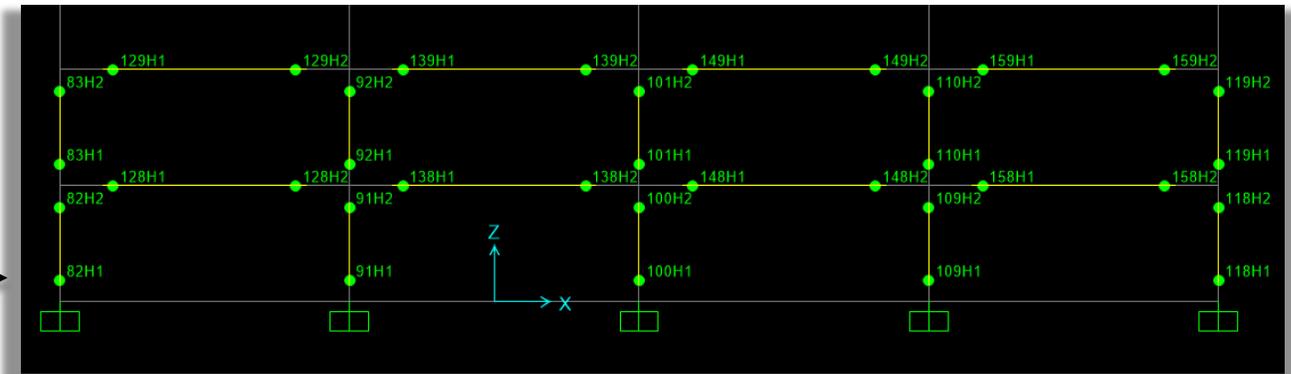


- Importar la función espectral desde un archivo externo.

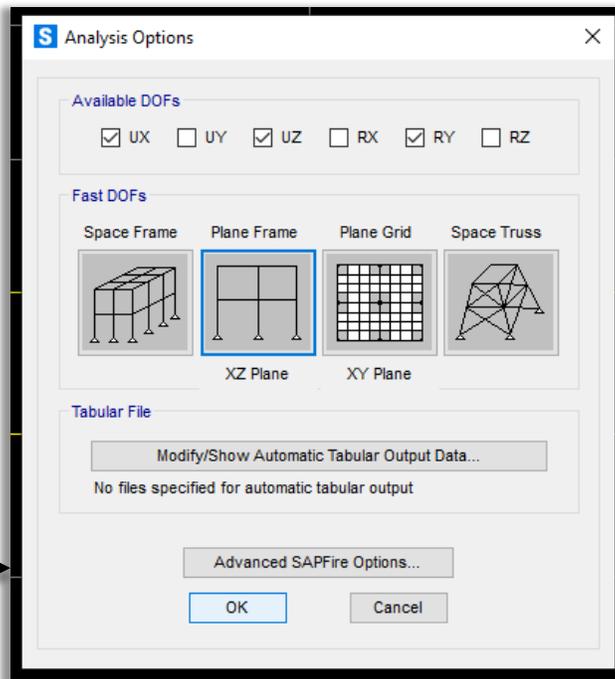




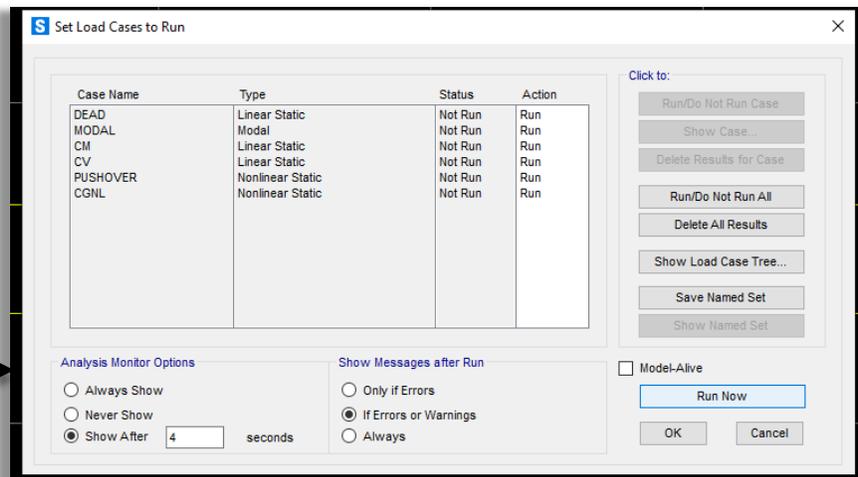
- Seleccionar todas las columnas para asignarle un posible mecanismo de rótulas plásticas.



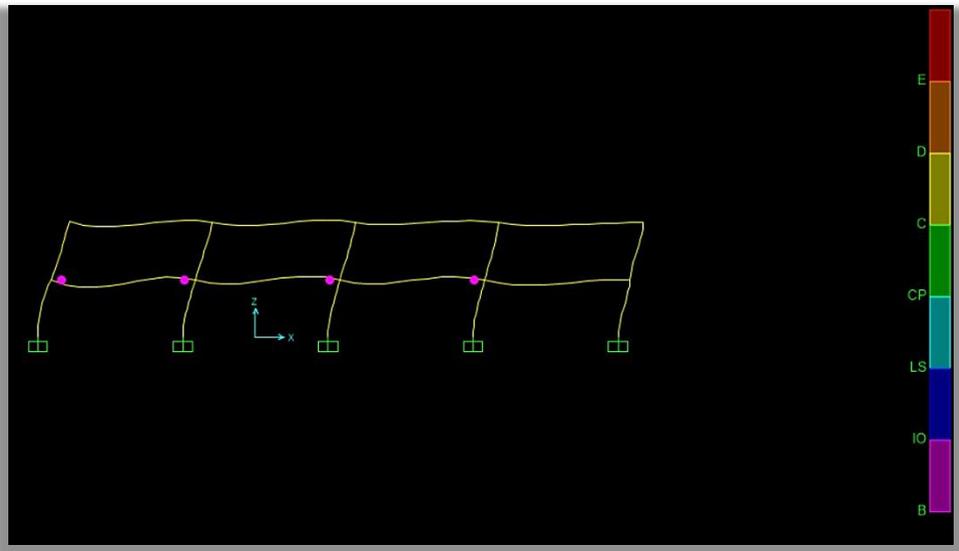
- Posibles rótulas plásticas de la estructura.



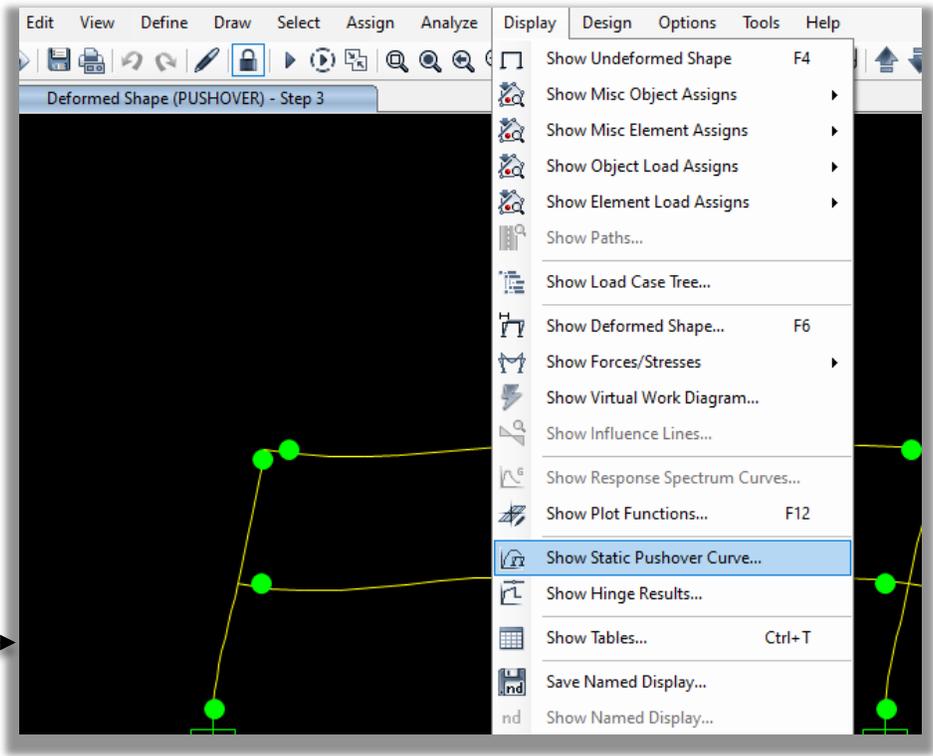
- Realizar el análisis en el plano.



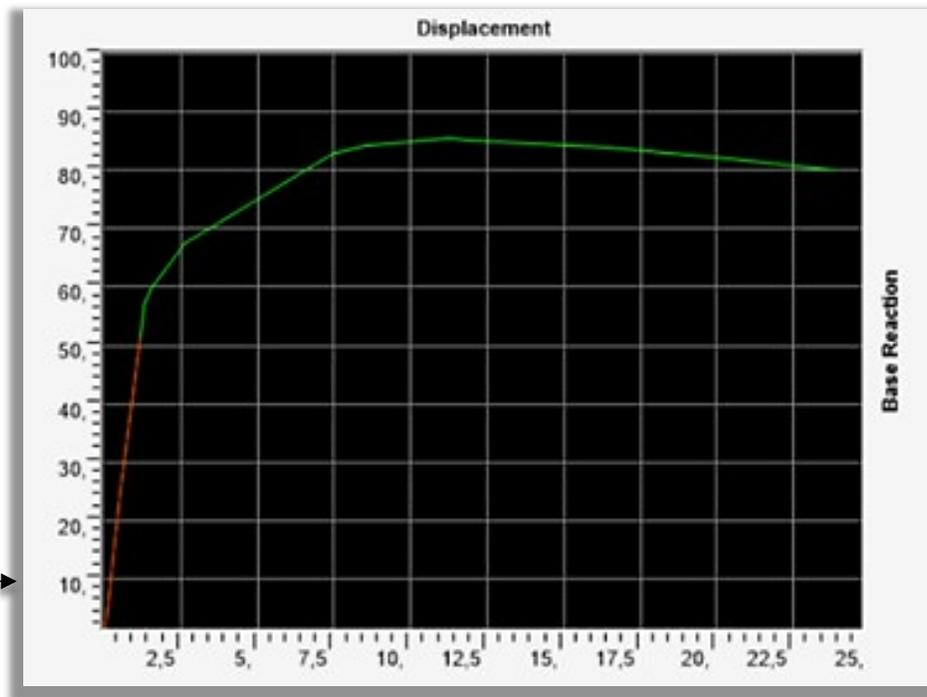
- Hacer correr el programa.



- Desplazamiento para el análisis no lineal paso 1.



- Seleccionar Display para mostrar la curva Pushover.



- Curva bilineal FEMA 440.

- EDIFICIO A (TORRES BOULEVARD)

Pórtico 1

**Tabla 3.10**

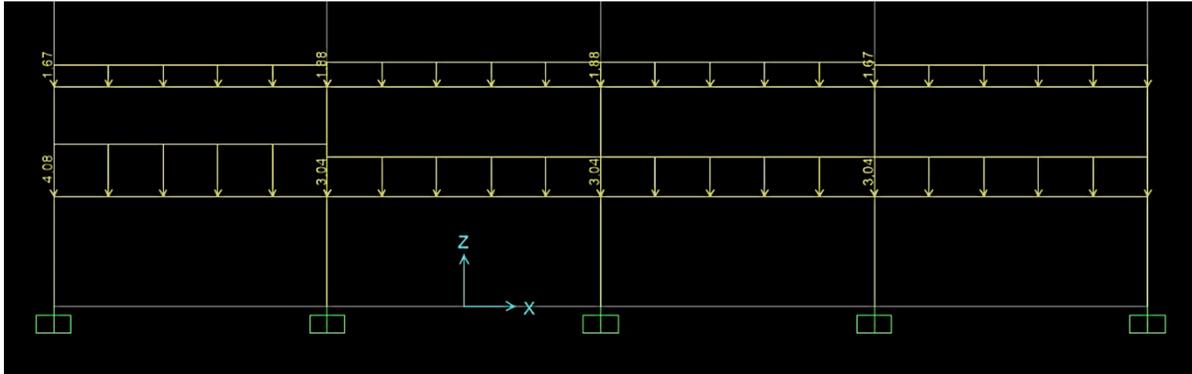
**Pórtico 1 (carga viva + carga muerta)**

<b>EDIFICIO B</b>				
	N° DE PÓRTICOS	TRAMOS(m)	CARGA MUERTA (Ton/m)	CARGA VIVA (Ton/m)
<b>Piso 1</b>	1	8	4,08	1,65
		24	3,04	1,04
<b>Piso 2</b>		8	1,67	0
		16	1,88	0,4
		8	1,67	0

Fuente: Elaboración Propia

### Ilustración 3.17

#### Pórtico 1 (carga viva + carga muerta)



Fuente: Elaboración Propia

Ver Anexo 2

- EDIFICIO B (TORRES BOULEVARD)

Pórtico 6

Tabla 3.15

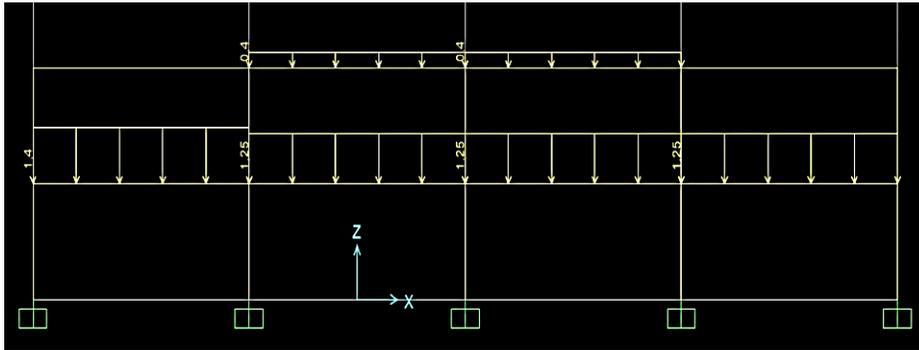
#### Pórtico 6 (carga viva + carga muerta)

	N° DE PORTICOS	TRAMOS(m)	CARGA MUERTA (Ton/m)	CARGA VIVA (Ton/m)
Piso 1	1	8	4	1,4
		24	3,7	1,25
Piso 2		8	1,2	0
		16	1,5	0,4
		8	1,2	0

Fuente: Elaboración Propia

### Ilustración 3.22

#### Pórtico 6 (carga viva + carga muerta)



Fuente: Elaboración Propia

Ver Anexo 3

- EDIFICIO C (TORRES BOULEVARD)

Pórtico 11

Tabla 3.20

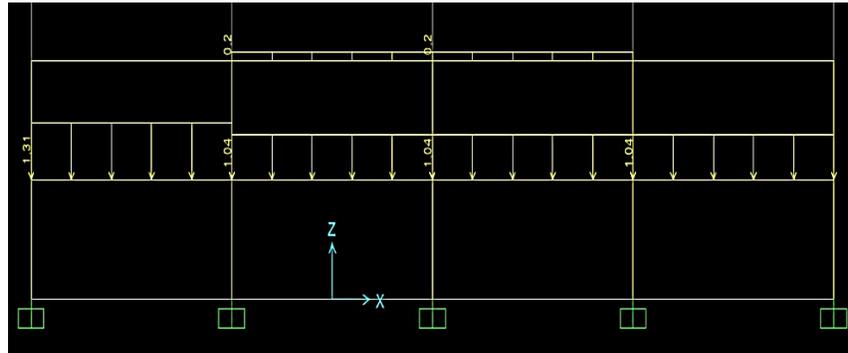
#### Pórtico 11 (carga viva + carga muerta)

	N° DE PORTICOS	TRAMOS(m)	CARGA MUERTA (Ton/m)	CARGA VIVA (Ton/m)
<b>Piso 1</b>	1	8	3,09	1,31
		24	2,68	1,04
<b>Piso 2</b>		8	0,57	0
		16	0,87	0,2
		8	0,57	0

Fuente: Elaboración Propia

### Ilustración 3.27

Pórtico 11 (carga viva + carga muerta)



Fuente: Elaboración Propia

Ver Anexo 4

## CAPÍTULO IV

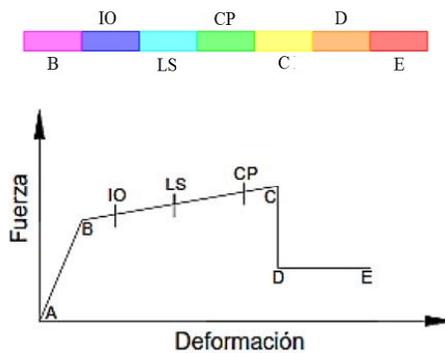
### 4. RESULTADOS

#### 4.1. Rótulas Plásticas

Una vez ejecutado el programa con todos los datos ingresados, se procede a hacer un análisis de las rótulas plásticas que tiene cada estructura, que difiere de acuerdo a la carga y la geometría de la estructura, por el método PUSHOVER, teniendo en cuenta el lugar donde aparecen las primeras fallas, el color de las fallas teniendo una gama de colores para determinar el grado de peligrosidad de la estructura, y teniendo como críticas las fallas que aparecen primero en las columnas.

#### Ilustración 4.1

#### Curva de respuesta momento-giro para rótulas plásticas de hormigón armado



Fuente: Elaboración Propia

Donde los niveles de desempeño se definen por:

**Tabla 4.1**  
**Rótulas Plásticas**

<b>B</b>	<b>Se presenta la primera fluencia de un elemento estructural</b>
<b>IO</b>	Inmediatez ocupacional
<b>LS</b>	Seguridad de vida (LO QUE SE BUSCA)
<b>CP</b>	Prevención de colapso
<b>C</b>	Define la capacidad final
<b>D</b>	Esfuerzo residual
<b>E</b>	Punto de máxima deformación

Fuente: Elaboración Propia

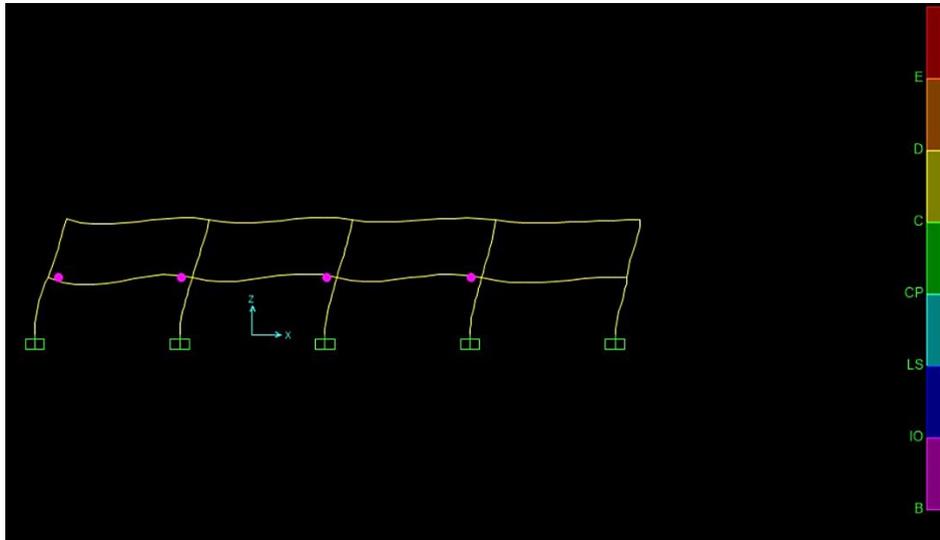
- EDIFICIO A (TORRES BOULEVARD)

Pórtico 1.-

-Paso 1:  $\Delta = 0,46$  cm

### Ilustración 4.2

#### Pórtico 1, paso 1

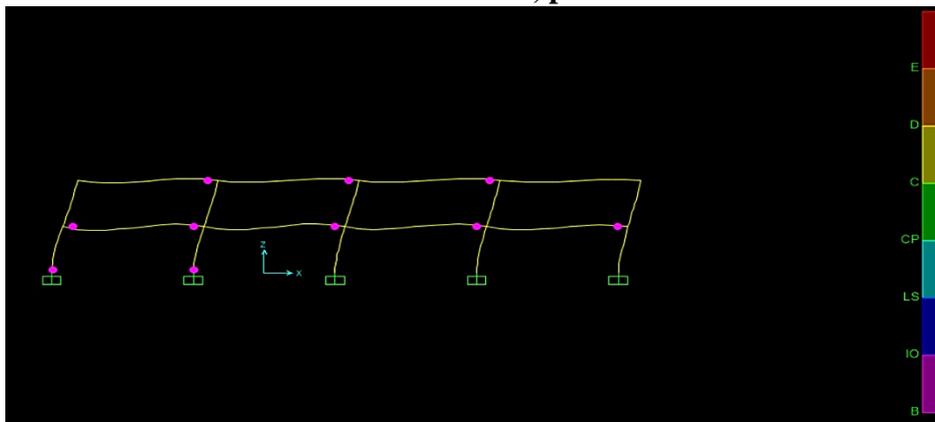


Fuente: Elaboración Propia

-Paso 2:  $\Delta = 1,27$  cm

### Ilustración 4.3

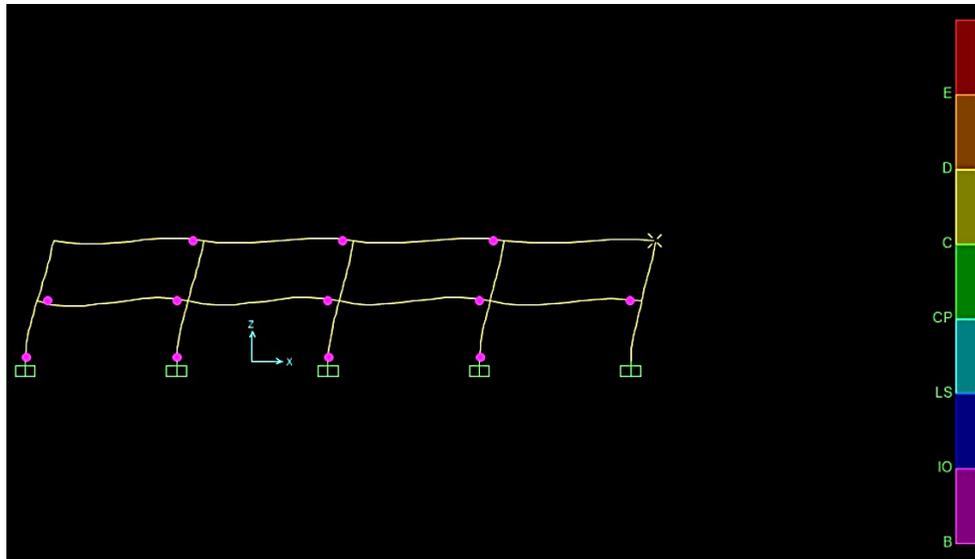
#### Pórtico 1, paso 2



Fuente: Elaboración Propia

-Paso 3:  $\Delta = 1,35$  cm

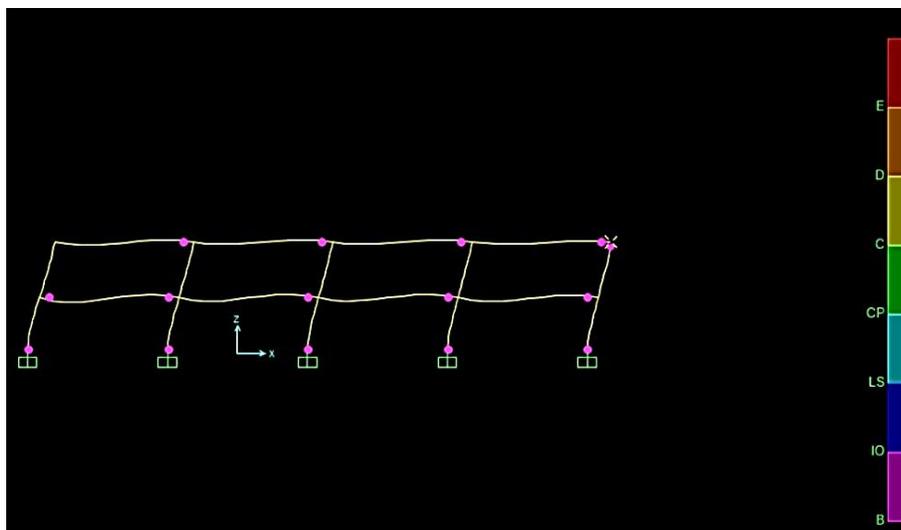
**Ilustración 4.4**  
**Pórtico 1, paso 3**



Fuente: Elaboración Propia

-Paso 4:  $\Delta = 1,5$  cm

**Ilustración 4.5**  
**Pórtico 1, paso 4**

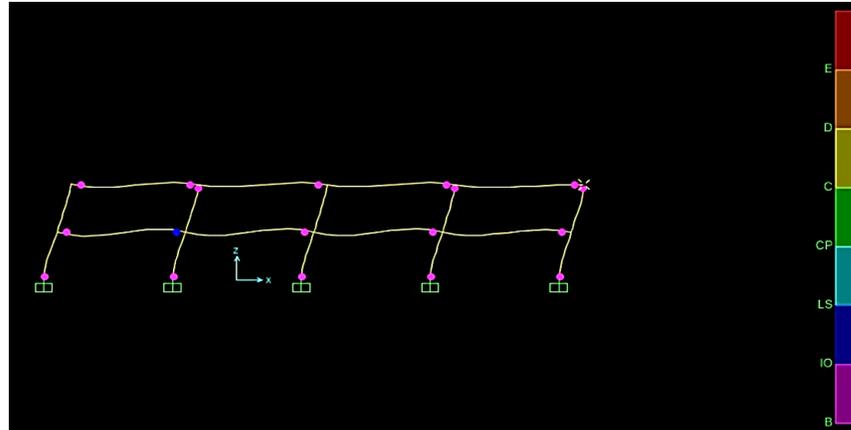


Fuente: Elaboración Propia

-Paso 5:  $\Delta = 2,6$  cm

### Ilustración 4.6

#### Pórtico 1, paso 5



Fuente: Elaboración Propia

Ver Anexo 5

- EDIFICIO B (TORRES BOULEVARD)

Pórtico 6.-

-Paso 1:  $\Delta = 0,003$ cm

### Ilustración 4.26

#### Pórtico 6, paso 1

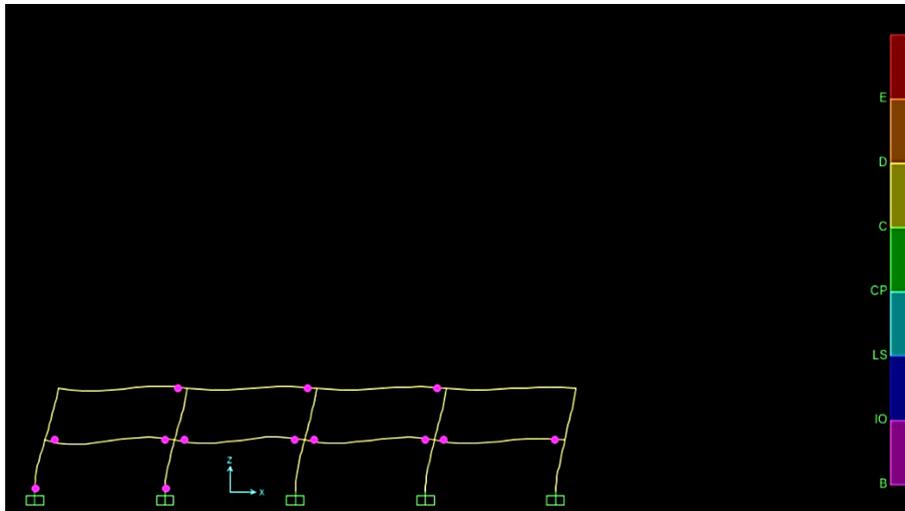


Fuente: Elaboración Propia

-Paso 2:  $\Delta = 1,25 \text{ cm}$

### Ilustración 4.27

### Pórtico 6, paso 2

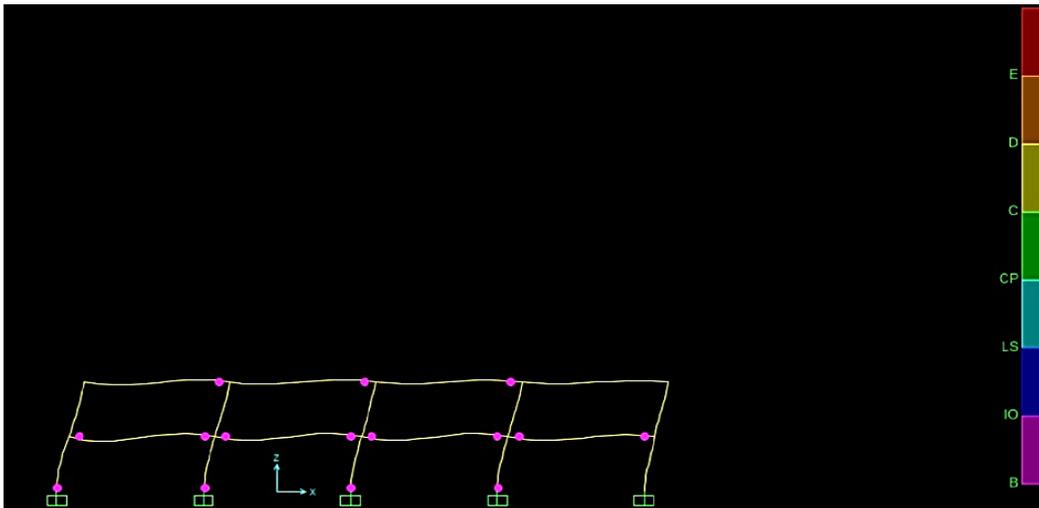


Fuente: Elaboración Propia

-Paso 3:  $\Delta = 1,3 \text{ cm}$

### Ilustración 4.28

### Pórtico 6, paso 3

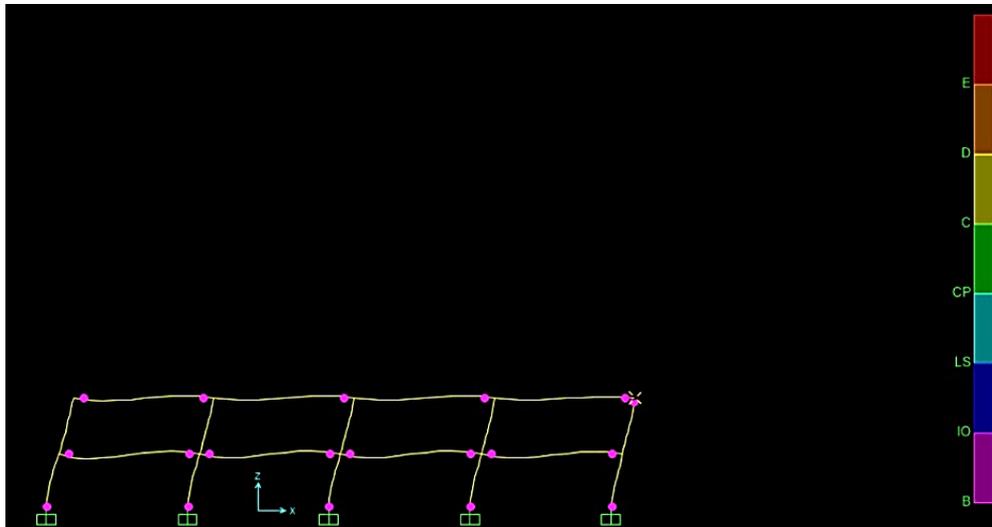


Fuente: Elaboración Propia

-Paso 4:  $\Delta = 1,72 \text{ cm}$

### Ilustración 4.29

#### Pórtico 6, paso 4

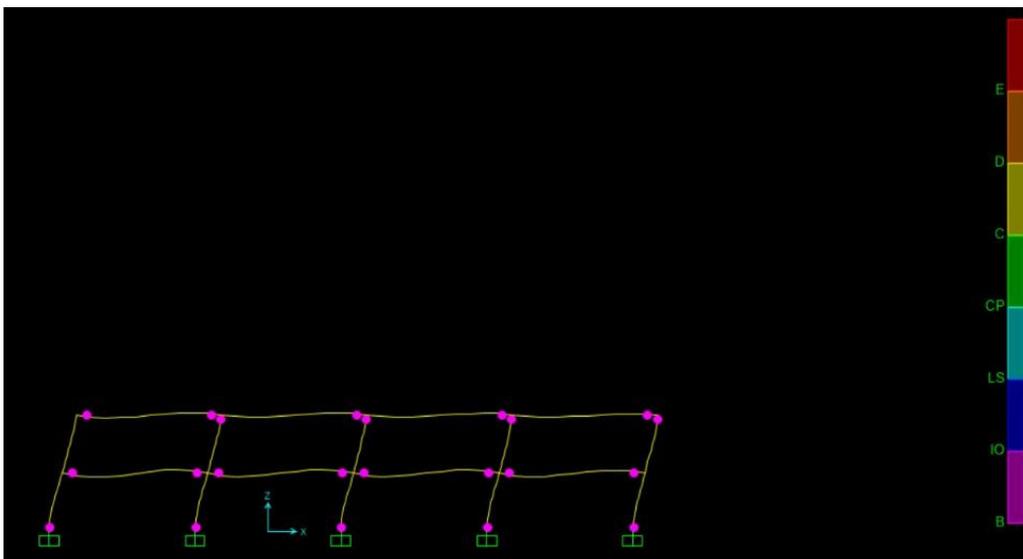


Fuente: Elaboración Propia

-Paso 5:  $\Delta = 2,32 \text{ cm}$

### Ilustración 4.30

#### Pórtico 6, paso 5



Fuente: Elaboración Propia

Ver Anexo 6

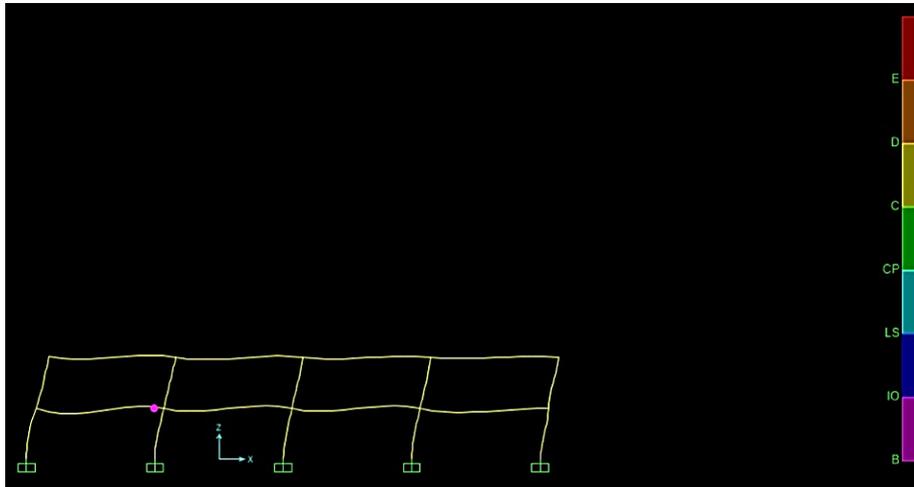
- EDIFICIO C (TORRES BOULEVARD)

Pórtico 11.-

-Paso 1:  $\Delta = 0,37\text{cm}$

**Ilustración 4.51**

**Pórtico 11, paso 1**

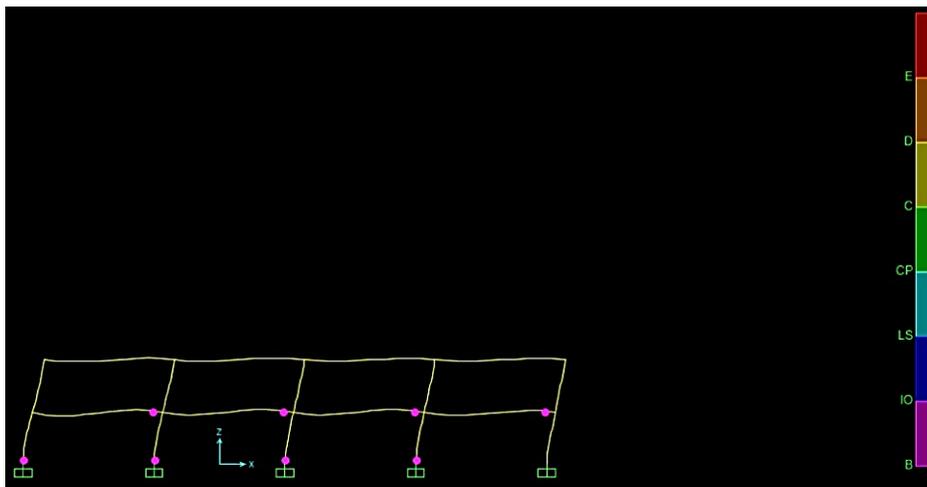


Fuente: Elaboración Propia

-Paso 2:  $\Delta = 1,13\text{cm}$

**Ilustración 4.52**

**Pórtico 11, paso 2**

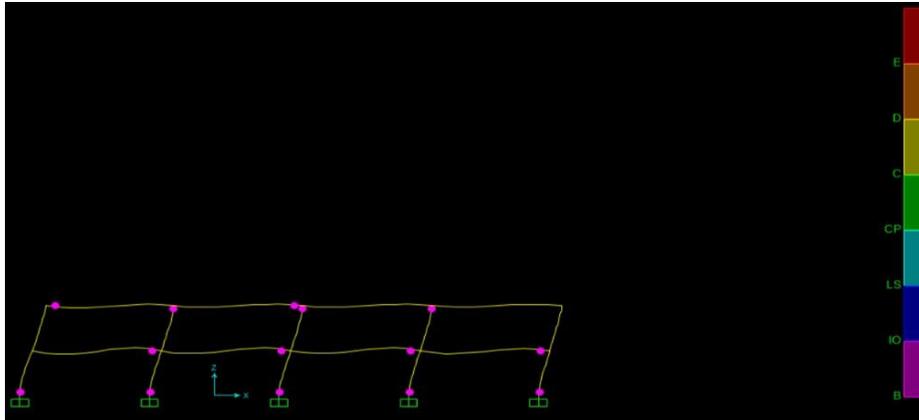


Fuente: Elaboración Propia

-Paso 3:  $\Delta = 1,60\text{cm}$

### Ilustración 4.53

### Pórtico 11, paso 3

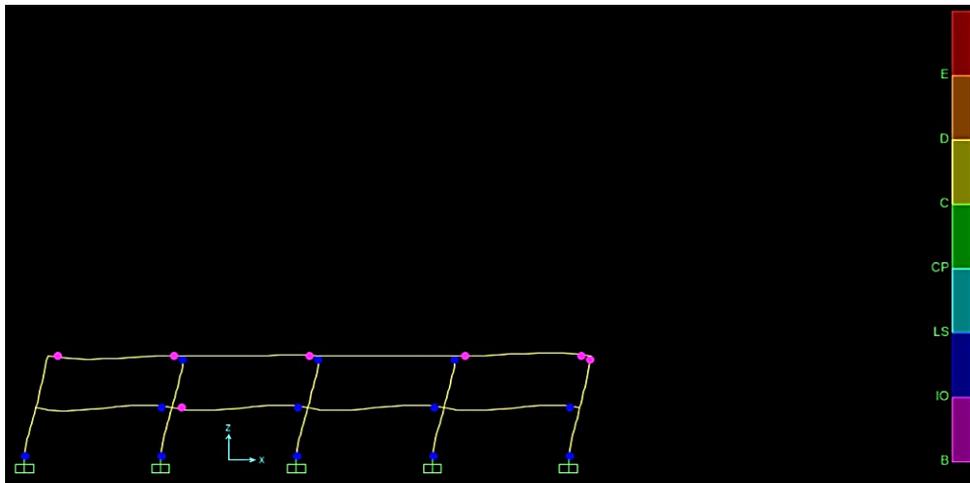


Fuente: Elaboración Propia

-Paso 4:  $\Delta = 6,61\text{cm}$

### Ilustración 4.54

### Pórtico 11, paso 4

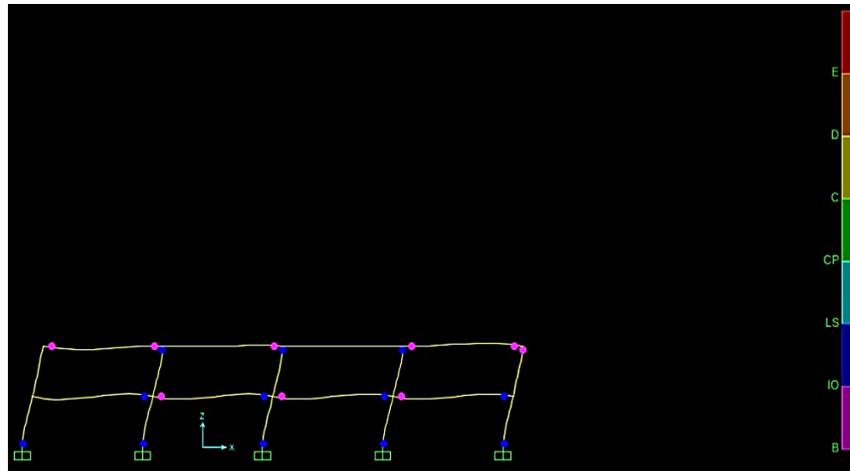


Fuente: Elaboración Propia

-Paso 5:  $\Delta = 6,7\text{cm}$

### Ilustración 4.55

### Pórtico 11, paso 5



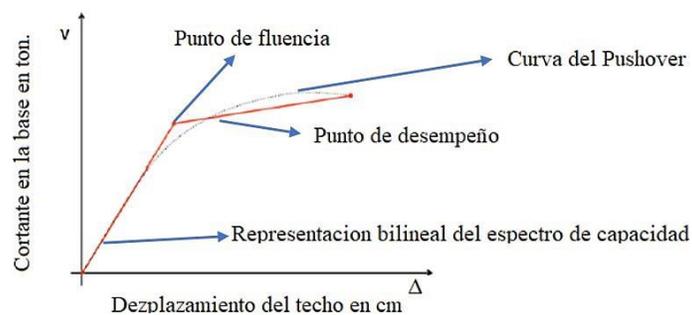
Fuente: Elaboración Propia  
Ver anexo 7

## 4.2. Ductilidad

Para analizar si un pórtico es dúctil o no utilizaremos el valor de R que es el coeficiente de disipación sísmica que es proporcional al valor de la ductilidad, por medio de la curva PUSHOVER dada por el programa sap2000 y el análisis no lineal estático, además esta curva nos da el valor del punto de desempeño.

### Ilustración 4.76

### Representación gráfica de la curva de capacidad y curva de capacidad bilineal



Fuente: Elaboración Propia

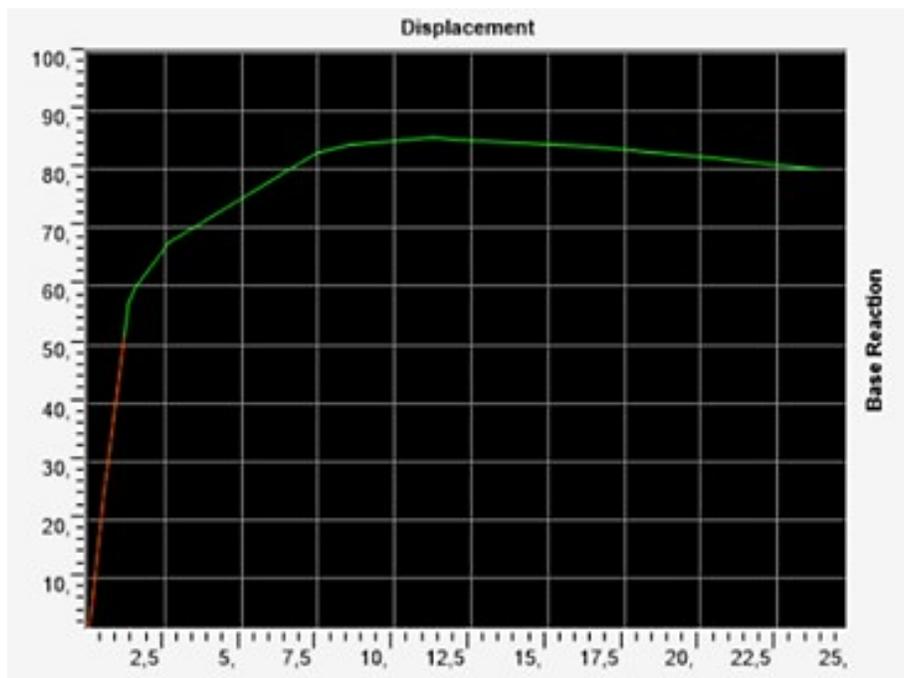
- EDIFICIO A (TORRES BOULEVARD)

Pórtico 1.-

Resultado del sap2000 para espectros de  $A_a=0,1$  y S1 para el coeficiente de disipación sísmica ( $R=2,39$ ) y el punto de desempeño ( $D_u=1,29$  cm).

#### Ilustración 4.77

#### Pórtico 1, A10, S1 – curva bilineal FEMA 440



Fuente: Elaboración Propia

Ver Anexo 8

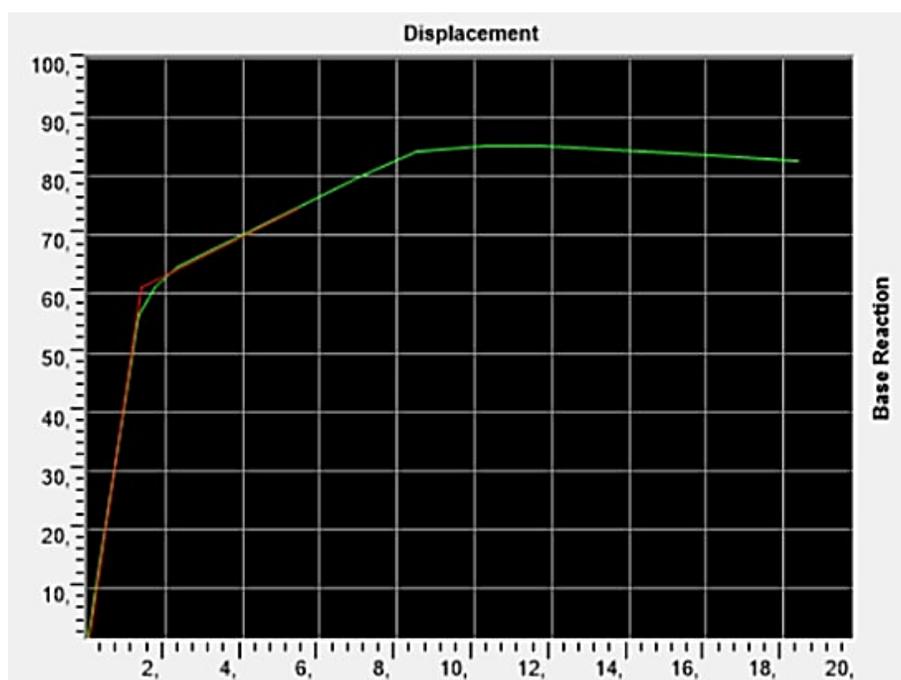
- EDIFICIO B (TORRES BOULEVARD)

Pórtico 6.-

Resultado del sap2000 para espectros de  $A_a=0,1$  y S1 para el coeficiente de disipación sísmica ( $R=0,374$ ) y el punto de desempeño ( $D_u=1,64$  cm).

### Ilustración 4.117

#### Pórtico 6, A10, S1 – curva bilineal FEMA 440



Fuente: Elaboración Propia

Ver Anexo 9

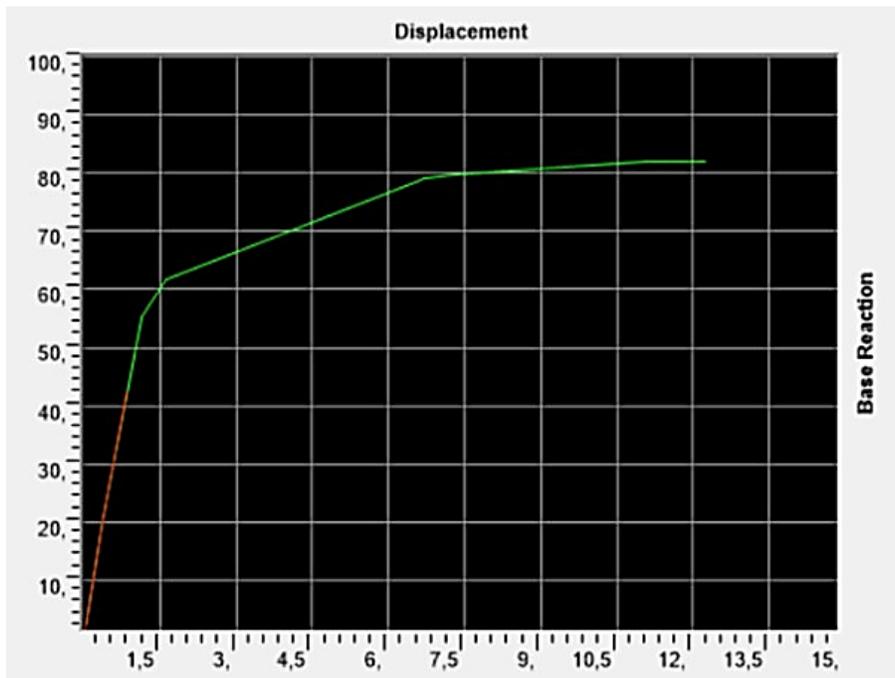
- EDIFICIO B (TORRES BOULEVARD)

Pórtico 11.-

Resultado del sap2000 para espectros de  $A_a=0,1$  y S1 para el coeficiente de disipación sísmica ( $R=2,14$ ) y el punto el punto de desempeño ( $D_u=0,96$  cm).

#### Ilustración 4.157

#### Pórtico 11, A10, S1 – curva bilineal FEMA 440



Fuente: Elaboración Propia

Ver Anexo 10

### 4.3. Resumen de resultados

Los resultados que se presentan a continuación tienen como variables el tipo de suelo y la aceleración:

A30 = Aceleración esperada para la ciudad de Tarija dada por la propuesta de Guía Boliviana de Diseño Sísmico V3.0.

A10 = Aceleración esperada para la ciudad de Tarija dada por la Guía Boliviana de Diseño Sísmico.

S1, S2, S3, S4 = clasificación de los tipos de suelo de acuerdo a la Guía Boliviana de Diseño Sísmico. Para los valores promedios, se optó por el entero más bajo.

En pórticos de 2 niveles:

**El valor de R es igual a la Ductilidad  $\mu$ .**

R es una medida de ductilidad la cual está limitada en la norma Boliviana de diseño sísmico Tabla 7.1 Coeficientes Básicos de  $R_0$  y  $C_{d0}$

**Tabla 7-1**

*Coeficientes básicos de reducción de  $R_0$  y  $C_{d0}$*

<b>Sistema Estructural</b>	<b><math>R_0</math></b>
<b>Hormigón</b>	
<b>Sistema de Pórticos</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos	7
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos	3
Columnas Conectadas con Entrepisos con Vigas Planas (Pórticos Ordinarios). Altura máxima 27 m.	2.5
Columnas Conectadas con Entrepisos sin Vigas (Pórticos Ordinarios). Altura máxima 27 m.	2.5
<b>Sistema de Muros</b>	
Muros estructurales Especiales	6
Muros estructurales Ordinarios	5
<b>Sistemas Duales</b>	
Pórticos Especiales con Muros Especiales	7
Pórticos Especiales con Muros Ordinarios	6
Pórticos Intermedios con Muros Especiales	6.5
Pórticos Intermedios con Muros Ordinarios	5

En nuestro caso seleccionamos el valor de 3, para pórticos Ordinarios Resistentes a momentos, si el valor menor quiere decir que no cumple con la rigidez mínima para soportar un posible sismo.

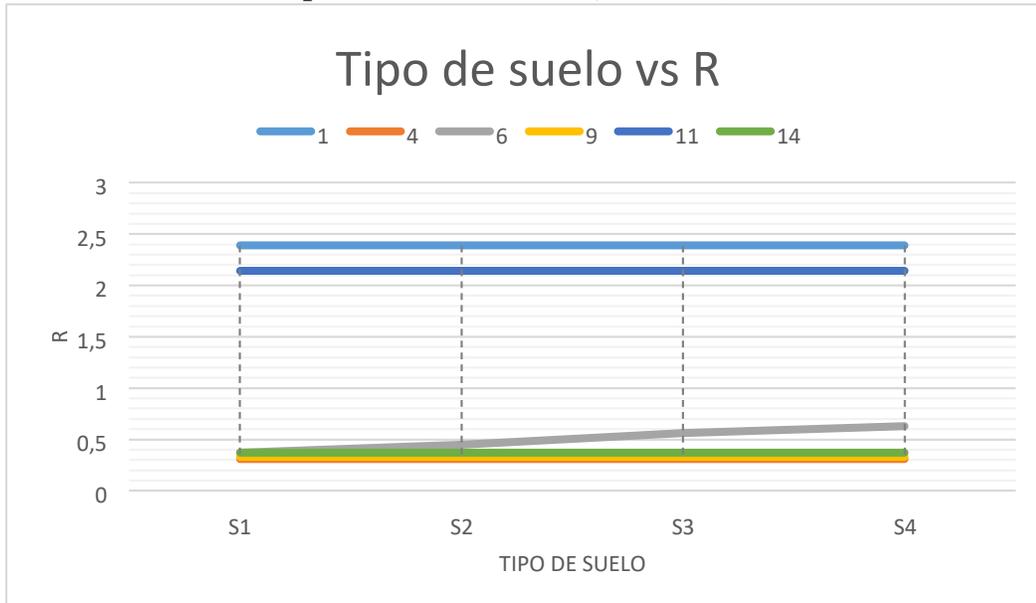
**Tabla 4.2**  
**Resumen del valor R para la aceleración A10 y los diferentes tipos de suelo S**

		<b>S1</b>		<b>S2</b>		<b>S3</b>		<b>S4</b>	
<b>Edificio</b>	N° de Pórticos	N° de Pisos	R						
<b>A</b>	1	2	2,39	2	2,39	2	2,39	2	2,39
	4	2	0,31	2	0,31	2	0,31	2	0,31
<b>B</b>	6	2	0,37	2	0,45	2	0,56	2	0,63
	9	2	0,33	2	0,33	2	0,33	2	0,33
<b>C</b>	11	2	2,14	2	2,14	2	2,14	2	2,14
	14	2	0,37	2	0,37	2	0,37	2	0,37

Fuente: Elaboración Propia

### Ilustración 4.197

#### Tipo de suelo vs R (A10;2 niveles)



Fuente: Elaboración Propia

Ver Anexo 11

#### 4.4. Discusión de los Resultados

En total se tuvieron 15 pórticos de estudio, lo cual representa una muestra significativa dada las limitaciones para conseguir los planos estructurales de edificios ya construidos en la ciudad de Tarija. La norma ATC40 plantea que los pórticos resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía, deben cumplir con un coeficiente de disipación de energía básico igual a  $R=3$ . En el caso de la ciudad de Tarija, se cuenta con dos valores de aceleración pico efectiva a nivel de fundación, y son: de  $A=10\%$  de la gravedad (dato de la Guía Boliviana de Diseño Sísmico) y de  $A=30\%$  de la gravedad (dato de la propuesta de guía boliviana de diseño sísmico GBDS V3.0), ambos datos corresponden con un nivel de amenaza sísmica baja ( $A=10\%$ ) y amenaza sísmica alta ( $A=30\%$ ), esto quiere decir que existirán dos tipo de espectros elásticos de diseño, el cual los designaremos con los nombres de A10 y A30 respectivamente. Cada espectro elástico de diseño tiene a su vez cuatro diferentes tipologías, en función de la rigidez del suelo (ellas son: S1, S2, S3 o S4), variando desde la roca (S1) hasta las arcillas blandas (S4), esto quiere decir, que cada espectro tiene cuatro valores diferentes según el tipo de suelo, en ese sentido se realizó el

análisis separando a los pórticos de 2 pisos y de 9 pisos, en el caso de los pórticos de 2 pisos en las gráficas se puede observar que no existe variación en los valores de R de acuerdo al tipo de suelo, se mantiene constante para las dos aceleraciones, en el caso de los pórticos de 9 pisos estos varían de acuerdo al tipo de suelo de mayor a menor, esto quiere decir que con el tiempo de suelo va disminuyendo la ductilidad del edificio en el caso de los pórticos de 9 pisos, los valores no varían mucho de acuerdo al tipo de aceleración, se puede observar que muchos pórticos no cumplen con la ductilidad mínima requerida de acuerdo a la ATC-40.

En el caso de la formación de rotulas plásticas, solo se realizó un análisis cualitativo en el sentido de identificar en cuales pórticos las rotulas plásticas se formaron primero en las columnas (falla frágil) y se presentaron en los extremos de las vigas (falla dúctil). En resumen:

**Tabla 4.6**

**Rótulas plásticas en vigas y columnas de cada pórtico**

EDIFICIO	N° DE PÓRTICOS	N° de Pisos	Donde se formó primero la rótula plástica	
			Vigas	Columnas
A	1	2	X	
	2	9		X
	3	9		X
	4	2		X
	5	9	X	
B	6	2		X
	7	9	X	
	8	9		X
	9	2		X
	10	9	X	
C	11	2	X	
	12	9		X
	13	9	X	
	14	2		X
	15	9		X

Fuente: Elaboración Propia

En vista de que, el presente análisis en 2 dimensiones es aproximado, se sugiere, para tener mayor información del comportamiento de la estructura en un rango no lineal, continuar con un análisis en 3 dimensiones.

En cuanto a la losa se refiere, la misma no aporta rigidez lateral, el papel de la losa en el cálculo realizado es que el pórtico al que pertenece se debe trabajar como pórtico de diafragma rígido, como se muestra en el presente estudio, es decir, el diseño en 2 dimensiones se encuentra respaldado porque la losa, al ser un elemento infinitamente rígido, hace que el piso en cuestión sufra el mismo desplazamiento lateral, es por cuanto éste análisis en 2 dimensiones incorpora a la losa tomándola como un diafragma rígido, sin embargo, no aporta rigidez lateral, el único elemento aportante de rigidez lateral son las columnas.

## CAPÍTULO V

### 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1. Conclusiones

- El criterio de selección de los pórticos adoptado, se refiere a la identificación de los pórticos con mayor variación en su geometría por su altura, esto debido a que el periodo de la estructura en función a la altura, siendo éstos, 5 pórticos de cada edificio, en total se analizaron 15 pórticos, considerando que se dispone con los planos estructurales de 3 edificios asumidos como muestra de estudio.
- En cuanto a los espectros de diseño, se ha utilizado la Guía Boliviana de Diseño Sísmico para la construcción de los mismos, en total se construyeron 8 espectros de diseño sísmico, seleccionando 2 casos para cada una de las dos aceleraciones A10 y A30 y 4 tipos de suelo como menciona la GBDS (Guía Boliviana de Diseño Sísmico).
- En los pórticos de 2 niveles se observa que en las gráficas 4.194 y 4.196 no existe variación del coeficiente de disipación sísmica R, de acuerdo al tipo de suelo en el que se encuentran en ninguno de los dos casos (A10 y A30).
- En los pórticos de 2 niveles la variación del coeficiente de disipación sísmica R de A10 a A30 no es significativa, esto se debe a que los pórticos de alturas bajas o pequeñas, tienen un periodo fundamental que cae en la meseta del espectro, haciéndolos independientes al tipo de suelo.
- En los pórticos de 9 niveles se observa que, en las gráficas 4.195 y 4.197, de acuerdo al suelo va reduciendo el coeficiente de disipación sísmica R; y como R es proporcional a la ductilidad, se puede deducir que para pórticos de 9 pisos dependiendo del tipo de suelo, pueden reducir su ductilidad de mayor a menor dependiendo del tipo suelo.
- En los pórticos de 9 niveles, la variación del coeficiente de disipación sísmica R, de A10 a A30 es muy aleatoria, debido a que en alturas considerables se tienen que tener en cuenta muchos factores adicionales, sin embargo, en esta investigación sólo se observaron algunos, como ser la irregularidad en la geometría horizontal, el tipo de suelo y el nivel de amenaza sísmico.

- Para una aceleración A10, el 53% de los pórticos no están cumpliendo el requisito de una ductilidad mínima, teniendo el riesgo de un posible colapso.
- Para una aceleración A30, el 33% de los pórticos no están cumpliendo el requisito de una ductilidad mínima, teniendo un posible riesgo de colapso.
- En el caso de la formación de rótulas plásticas, de los 15 pórticos de estudio, solo 6 pórticos mostraron un mecanismo de falla consistente con una falla dúctil (es decir el 40% de la muestra), lo que implica que las columnas se mantienen estables, mientras que las disipaciones de la energía las realizarán las deformaciones plásticas de las vigas.

## 5.2. Recomendaciones

- Se recomienda mejorar la ductilidad de los pórticos que no están cumpliendo con el mínimo requerido por medio del confinamiento de las columnas, teniendo un incremento en el costo de 39% a 51% según el tipo de columna sustentado en el análisis de costos de columnas tipo en la edificación, encontrado en el Anexo 9.
- Es recomendable sobredimensionar las columnas siendo los elementos estructurales más robustos en edificaciones mayores, para formar un mecanismo columna fuerte – viga débil, asimismo deben diseñarse vigas rígidas, es decir de peraltes elevados.
- En cuanto a la selección de aceros se recomienda el uso del acero 4200 kg/cm<sup>2</sup> por tener mayor ductilidad que un acero 5000kg/cm<sup>2</sup>, ya que aceros de mayor resistencia tienen menor ductilidad.
- La presente investigación no es determinante, se recomienda generar un estudio similar ampliando la muestra de edificios a estudiar, así como los pórticos seleccionados en los mismos, para contar con una suficiente información base y generar conclusiones más generalizadas y obtener un mayor conocimiento de la ductilidad de los edificios y su influencia en su comportamiento a futuro en nuestra ciudad.
- Adicionalmente se recomienda a la carrera de Ingeniería Civil de la UAJMS, incorporar la materia de “Dinámica Estructural y Diseño Sismo resistente,” en el programa académico de pregrado y de esta manera, desenvolver las competencias necesarias mediante la asimilación de nuevas herramientas en el análisis y diseño estructural poco conocidos en nuestro medio.