

CAPÍTULO I

1. GENERALIDADES

1.1. Problema

1.1.1. Planteamiento

En la ciudad de Tarija, existen varias edificaciones que son construidas sin consideraciones o criterios sismorresistentes, lo que genera una incertidumbre respecto a su comportamiento estructural ante un posible evento sísmico. Esta situación es particularmente preocupante ya que en el territorio de Tarija existe una probabilidad de que pueda suceder un terremoto con una aceleración de 0.09g. La falta de estudios estructurales detallados en construcciones antiguas o ya construidas, sumada a la escasez de estudios de suelos específicos, incrementa aún más el nivel de incertidumbre sobre la respuesta que la edificación pueda tener.

Ante esta problemática, surge la necesidad de aplicar herramientas de análisis, como el análisis estático no lineal (Pushover), que permite estimar el desempeño sísmico de una edificación.

1.1.2. Formulación

La falta de criterios sismorresistentes en el diseño de las tres edificaciones con altura menor a 30m en la ciudad de Tarija genera una incertidumbre estructural frente a eventos sísmicos. Esta incertidumbre se manifiesta tanto en la capacidad resistente como en la deformabilidad de dichas estructuras ante sollicitaciones dinámicas que podrían exceder sus límites de seguridad.

¿Cómo puede el análisis estático no lineal (Pushover), aplicado mediante el software SAP200, contribuir a reducir la incertidumbre sobre el comportamiento sísmico de edificaciones no diseñadas con criterios sismorresistentes en la ciudad de Tarija?

1.1.3. Sistematización

A partir de todo esto, se derivan los siguientes cuestionamientos específicos:

¿Cómo se determinará la curva de capacidad? ¿Cómo es el desempeño de la edificación durante la simulación de sismo? ¿Mientras se aumenta la fuerza lateral que deformación le corresponde? ¿Las edificaciones elegidas podrán llegar a un nivel de desempeño de

ocupación inmediata? ¿Cómo se aplica el análisis Pushover según la norma boliviana de diseño sísmico del 2023?

1.2. Objetivos

1.2.1. General

- Simular y analizar el desempeño estructural de tres edificaciones construidas (diseñadas sin un criterio sismorresistentes), ubicadas dentro de la zona urbana de la ciudad de Tarija, aplicando una aceleración de sismo de 0,09 g, utilizando el software SAP2000, aplicando un análisis estático no lineal (Pushover) según la norma boliviana de diseño sísmico del 2023.

1.2.2. Específicos

- Determinar el espectro de respuesta de cada una de las tres edificaciones, en función al tipo de suelo y aceleración del sismo, según donde esté ubicada la estructura.
- Modelar las edificaciones en el software SAP2000, contemplando todos los parámetros que utilizó en su diseño estructural previo.
- Calcular el cortante basal y su distribución en cada nivel de las edificaciones, según la metodología que se presenta en la guía boliviana de diseño sísmico.
- Obtener la curva de capacidad de cada una de las tres edificaciones.
- Mostrar una simulación en 3D del posible comportamiento en un evento telúrico, de cada una de las tres edificaciones.
- Establecer el desempeño y la demanda de cada una de las edificaciones, para ver su comportamiento durante la simulación.

1.3. Justificación

1.3.1. Académica

Se trata de una evaluación y análisis, de cómo se comporta una edificación no antisísmica en frente de un terremoto, esto en el desarrollo de la carrera de ingeniería civil no se lo estudia, solo se llega a ver el comportamiento de una estructura frente a cargas estáticas, siguiendo un análisis lineal y de acuerdo a esto se realiza su posterior dimensionamiento. En cambio, para el siguiente trabajo se realiza un análisis estático no lineal (Pushover), evaluando a la edificación desde un punto de vista inelástico.

1.3.2. Técnica

Con el análisis estático no lineal (Pushover) se puede verificar el desempeño de la edificación, analizar los posibles mecanismos de fallo y al mismo tiempo ver la confiabilidad de la edificación ante eventos sísmicos, y si estas no fueron consideradas en su diseño realizar su comprobación si resistirá o que tan seguro será su comportamiento.

1.3.3. Social

El análisis estático no lineal nos ayudará a ver cuán confiable es la edificación, ante diferentes movimientos telúricos y ver si es seguro para las personas, es decir, que si fue diseñada considerando movimientos sísmicos en ningún momento la edificación debe colapsar o en casos extremos (eventos sísmicos extraordinarios), que lo haga, pero con un tiempo de aviso para la evacuación. Pero en caso de que no haya sido diseñado con estas fuerzas se debe comprobar cómo será su desempeño de la edificación y que tan segura puede ser para sus futuros habitantes.

1.4. Alcance

1.4.1. Hipótesis

Las tres edificaciones ubicadas en la ciudad de Tarija, diseñadas y construidas sin tomar en cuenta criterios sismorresistentes, con una altura menor a 30m, cuando se le somete a una simulación en el software SAP2000 a un sismo de aceleración 0.09g, tendrán un nivel de desempeño estructural en el rango de ocupación inmediata (IO).

Es decir que el nivel de desempeño IO, la estructura mantiene su resistencia y rigidez casi intactas después del evento sísmico, los elementos estructurales no sufren daños significativos y los elementos no estructurales pueden sufrir algún daño menor.

Para la verificación de la hipótesis se eligieron tres edificaciones, ubicados en la ciudad de Tarija; la primera estando ubicada en barrio San Roque; la segunda frente al parque bolivar y por último la tercera edificación se encuentra en el barrio Pedro Antonio Flores. Para cada una de las edificaciones se obtiene los planos estructurales y las propiedades de los materiales de construcción, con la debida información de las edificaciones se modela en el SAP2000, obteniendo su comportamiento: estructural, comportamiento no lineal y con su correspondiente amenaza sísmica, el análisis que se utiliza es el estático no lineal (Pushover)

en el cual se obtienen resultados en base a sus curvas de capacidad, derivas de pisos y nivel de daño con lo cual se determina su desempeño sísmico.

CAPÍTULO II

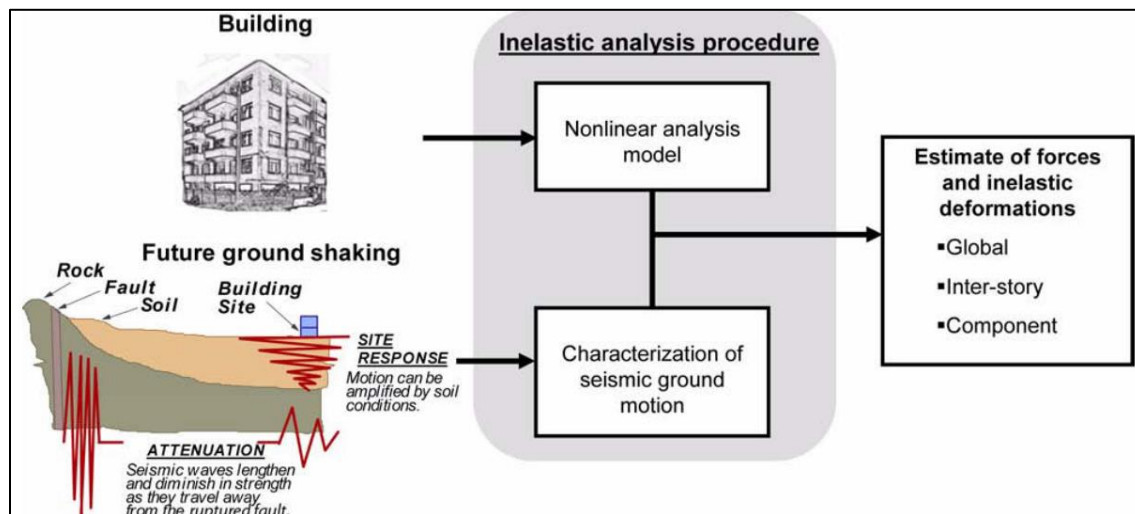
2. MARCO TEÓRICO

2.1. Análisis sísmico inelástico

El análisis sísmico inelástico predice el comportamiento estructural en futuros eventos sísmicos, y estima la magnitud de distorsiones inelásticas y deformaciones, para seleccionar el tipo de análisis sísmico inelástico depende de la caracterización sísmica y el nivel de detalle del modelo estructural (Federal Emergency Management Agency, 2005).

El análisis sísmico inelástico predice el comportamiento estructural en futuros eventos sísmicos, y estima la magnitud de distorsiones inelásticas y deformaciones, para seleccionar el tipo de análisis sísmico inelástico depende de la caracterización sísmica y el nivel de detalle del modelo estructural (Federal Emergency Management Agency, 2005).

Imagen 1. Procedimientos para análisis sísmicos inelásticos.



Fuente: Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures.

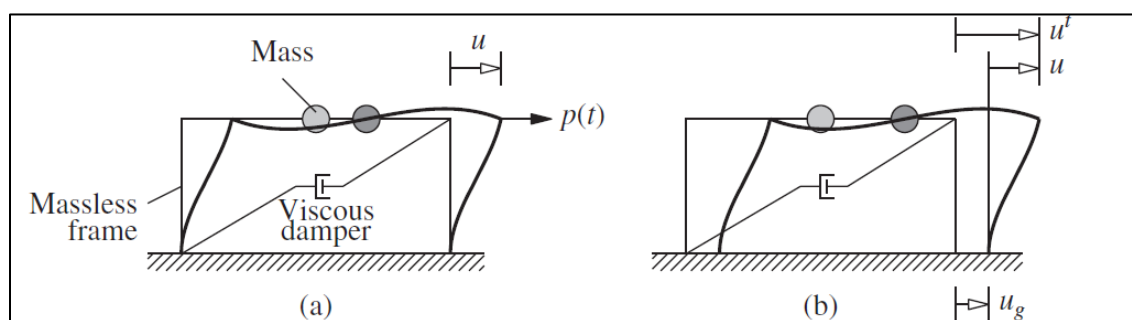
El modelo estructural debe definir propiedades post elásticas de deformación y resistencia además de propiedades del comportamiento no lineal de los materiales. Para la caracterización del movimiento sísmico se deben tomar en cuenta la amplitud, la fase y el contenido de frecuencia que dependen del régimen tectónico en donde se encuentre implantada la estructura, estos movimientos quedan expresados en registros de aceleración,

velocidad y desplazamiento en función del tiempo, a estos registros se los puede transformar en espectros elásticos de respuesta (Federal Emergency Management Agency, 2005).

2.2. El oscilador de un grado de libertad

Un oscilador de un grado de libertad se utiliza para simplificar la representación de sistemas estructurales desde una perspectiva dinámica. En la **Imagen 2** se describe un sistema que consta de una masa concentrada en la parte superior, un pórtico sin masa que proporciona rigidez y un amortiguador viscoso que disipa la energía del sistema. Aunque esta representación supone que las vigas y columnas no se deforman axialmente, se considera una idealización de una estructura de piso. En esta idealización, todas las propiedades inerciales, elásticas y de disipación de energía se concentran en tres componentes distintos: masa, rigidez y amortiguamiento (Chopra, 2014).

Imagen 2. (a) fuerza aplicada; (b) movimiento del terreno.

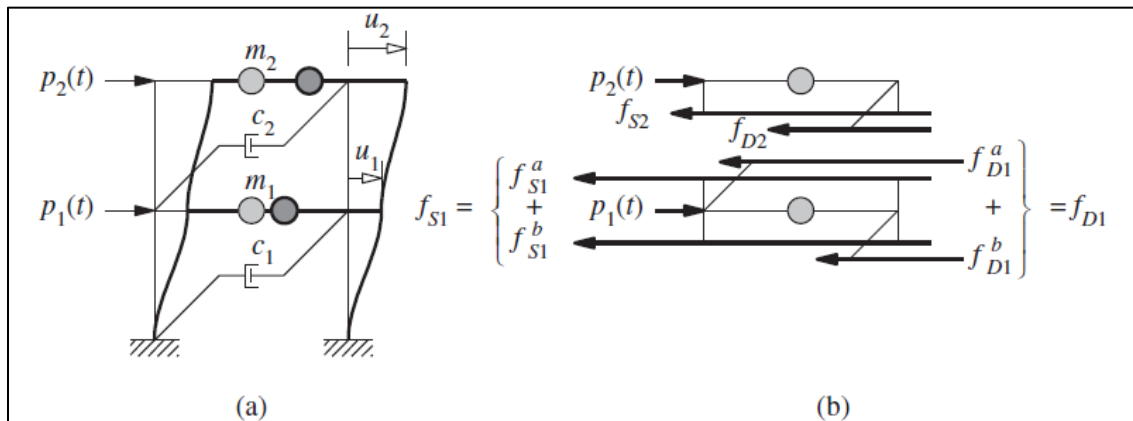


Fuente: Chopra, 2014.

2.3. Sistema de varios grados de libertad

Cuando tratamos con estructuras en las que la respuesta en el tiempo varía en términos de amplitud y deformación, es necesario utilizar modelos de múltiples grados de libertad. En el diseño de edificios altos, se emplean modelos matemáticos que consideran tres grados de libertad por piso. Cada piso se representa como un diafragma infinitamente rígido para asegurarse de que no se tome en cuenta la posibilidad de que los pisos se alarguen o deformen fuera de su plano (Chopra, 2014).

Imagen 3. (a) Pórticos de cortante de 2 niveles; (b) Fuerzas sobre las 2 masas.



Fuente: Chopra, 2014.

2.4. Movimiento periódico

En el movimiento periódico el objeto regresa regularmente a una posición conocida después de un intervalo de tiempo fijo. Un cuerpo que tiene un movimiento periódico se caracteriza por una posición de equilibrio estable, cuando se le aleja de esa posición y se suelta, entre en acción una fuerza o torca para hacerlo regresar al equilibrio. Sin embargo, para cuando llega ahí ya ha adquirido cierta energía cinética que le permite continuar su movimiento hasta detenerse del otro lado, de donde será impulsado nuevamente hacia su posición de equilibrio.

2.4.1. Movimiento armónico simple

El tipo de oscilación más sencillo sucede cuando la fuerza de restitución es directamente proporcional al desplazamiento con respecto al equilibrio.

2.4.2. El péndulo

En péndulo simple es un sistema mecánico que muestra el movimiento periódico. Consiste en una plomada parecida a una partícula de masa “m” suspendida de una cuerda ligera de longitud “L” que está fijada en el extremo superior. El movimiento se presenta en el plano vertical y es impulsado por la fuerza gravitacional.

El periodo y la frecuencia de un péndulo simple solo depende de la longitud de la cuerda y de la aceleración debida a la gravedad.

2.4.3. Oscilaciones amortiguadas

En el sistema armónico simple idealizado que se vio no tiene fricción; no hay fuerzas no conservativas, la energía mecánica total es constante, y un sistema puesto en movimiento sigue oscilando eternamente sin disminución de la amplitud.

Sin embargo, los sistemas del mundo real siempre tienen fuerzas disipativas y las oscilaciones cesan con el tiempo, a menos que un mecanismo reponga la energía mecánica disipada. Un reloj mecánico de péndulo sigue andando porque la energía potencial almacenada en el resorte, o en un sistema pesos colgantes, repone la energía mecánica perdida por la fricción en el pivote y los engranes. Al final de cuentas, el resorte perderá su tensión o los pesos llegarán al fondo de su trayecto. Al no haber más energía disponible, la amplitud de oscilación del péndulo disminuirá, y el reloj se detendrá.

La disminución de la amplitud causada por fuerzas disipativas se denominan amortiguamiento, y el movimiento correspondiente se llama oscilación amortiguada. El caso más sencillo para un análisis detallado es un oscilador armónico simple, con una fuerza de amortiguamiento por fricción directamente proporcional a la velocidad del cuerpo oscilante. Este comportamiento se observa en la fricción por flujos de fluidos viscosos, como en los amortiguadores de los automóviles o el deslizamiento entre superficies lubricadas con aceite.

2.5. Análisis plástico de las estructuras

Los elementos estructurales a menudo no siguen las ecuaciones lineales de la Teoría de la Elasticidad debido a varias razones, la experiencia y las pruebas nos muestran que esta teoría puede utilizarse con precisión dentro de ciertos márgenes de carga. Sin embargo, cuando las cargas se acercan al punto de colapso de la estructura o exceden esos límites, los elementos estructurales se comportan de manera diferente y siguen leyes de deformación plástica o elastoplástica. Una vez que la estructura entre en el rango inelástico, la teoría de la elasticidad ya no es aplicable, debido a que el material responde a leyes distintas y la incertidumbre del comportamiento es mayor (Rodríguez, L., & Linero, D., 2012)

2.6. Procedimientos de análisis sísmico de estructuras

Los principales procedimientos de análisis sísmico son los siguientes:

Tabla 1. Tipos de análisis para cálculo.

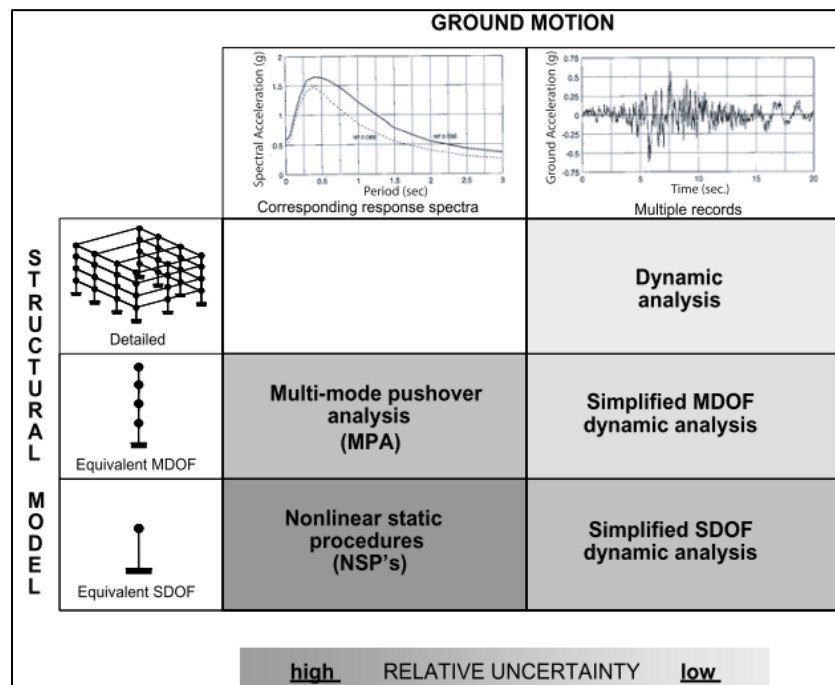
Análisis lineal	Análisis estático lineal
	Análisis dinámico lineal
Análisis no lineal	Análisis estático no lineal
	Análisis dinámico no lineal

Fuente: Elaboración propia.

2.6.1. Opciones para análisis inelásticos

La elección de cómo realizar análisis inelásticos depende de factores como el propósito del análisis, los resultados que se buscan, cuánta incertidumbre se puede tolerar y los recursos y datos disponibles. Hay diversas opciones basadas en diferentes modelos estructurales y formas de describir el movimiento sísmico, y la elección se hace en función de estas consideraciones (Federal Emergency Management Agency, 2005).

Imagen 4. Procedimiento de análisis sísmico inelástico.



Fuente: Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures.

2.6.2. Análisis estático no lineal (Pushover)

Se trata de simplificar modelos de múltiples grados de libertad (MDOF) a un modelo equivalente de un solo grado de libertad (SDOF) y utilizar espectros de respuesta sísmica que

generan desplazamientos máximos globales, deformaciones de piso y fuerzas. Las acciones de los componentes se relacionan con las demandas globales definidas por la curva de capacidad (Federal Emergency Management Agency, 2005).

2.7. Demanda

En los métodos de análisis no lineal, se utilizan desplazamientos laterales en lugar de fuerzas laterales como criterio de diseño. Esto se debe a que los desplazamientos son más directos y prácticos de aplicar. Cuando se trata de una estructura sometida a una carga sísmica, el desplazamiento de demanda es una estimación de la máxima respuesta que se espera durante un terremoto.

2.7.1. Amenaza sísmica en Bolivia

La actividad tectónica en Bolivia está asociada al proceso de subducción entre la Placa de Nazca (oceánica) que se hunde por debajo de la Placa Sudamericana (continental), por la fosa Perú-Chile, con una dirección de convergencia a una velocidad de 78mm/año.

Bolivia está ubicada en la región más alta y más ancha de la cordillera de los Andes Centrales, denominada Oroclino boliviano, que se caracteriza por la intensa deformación cortical. En Bolivia, los principales sistemas de falla se encuentran en la Cordillera Occidental, Altiplano, Cordillera Oriental, Subandina, Llanura Chaco-beniana y Cratón Brasileño.

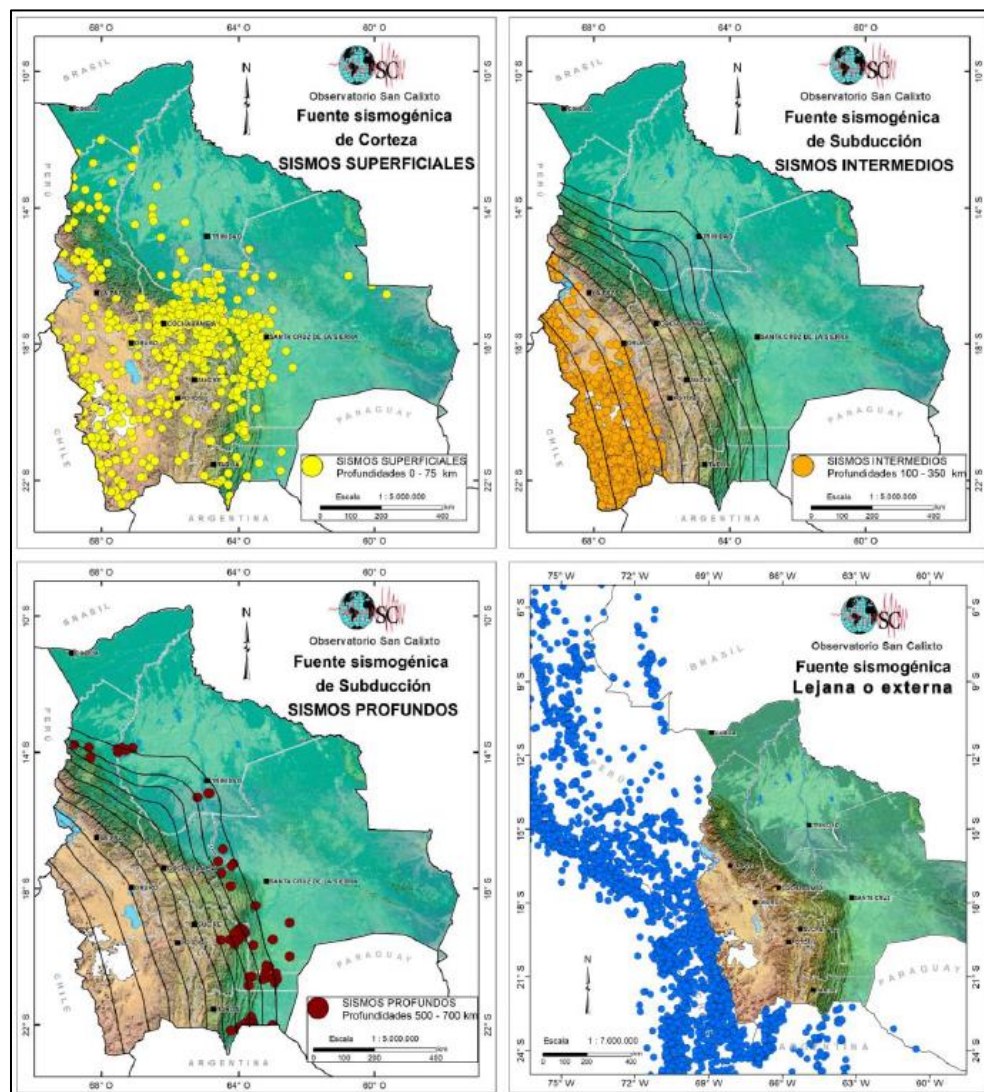
Las principales fuentes generadoras en Bolivia son:

- La zona central de Bolivia (Cochabamba, Chuquisaca, parte de Santa Cruz y Tarija) que manifiesta sismos de tipo superficiales, muy destructores, no tanto por su magnitud, sino por su poca profundidad.
- La zona de “Consta-Mapiri” en la parte norte del departamento de La Paz, con sismos también superficiales y destructores.
- La zona costera norte de Chile y Sur de Perú, donde ocurren fuertes sismos que son sentidos en Bolivia, especialmente en la ciudad de La Paz. Además, existe en una parte de esa zona un “vacío” o “laguna sísmica” de más de 120 años, que significa que en todos esos años no se ha presentado un sismo importante, que ocurrió allí hace más de 120 años, por lo que la energía sísmica se está acumulando y puede liberarse súbitamente originando un enorme terremoto.

Sin embargo, se puede considerar a Bolivia como una región de sismicidad moderada por sus relativamente bajos efectos. Las magnitudes máximas e intensidades sentidas no son muy fuertes, pero contrapartida la vulnerabilidad es muy alta, por lo que el riesgo sísmico es elevado (Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda, Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, 2023).

En la **Imagen 5** se presenta el mapa de la actividad sísmica entre 1900 y 2018. Los sismos fueron diferenciados por su rango de profundidad focal; en superficiales ($h < 75\text{km}$), intermedios ($100 < h < 350\text{km}$) y profundos ($350 < h < 700\text{ km}$). (Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda, Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, 2023)

***Imagen 5.** Tipos de sismo en el territorio boliviano.*



Fuente: Norma boliviana de diseño sísmico del 2023.

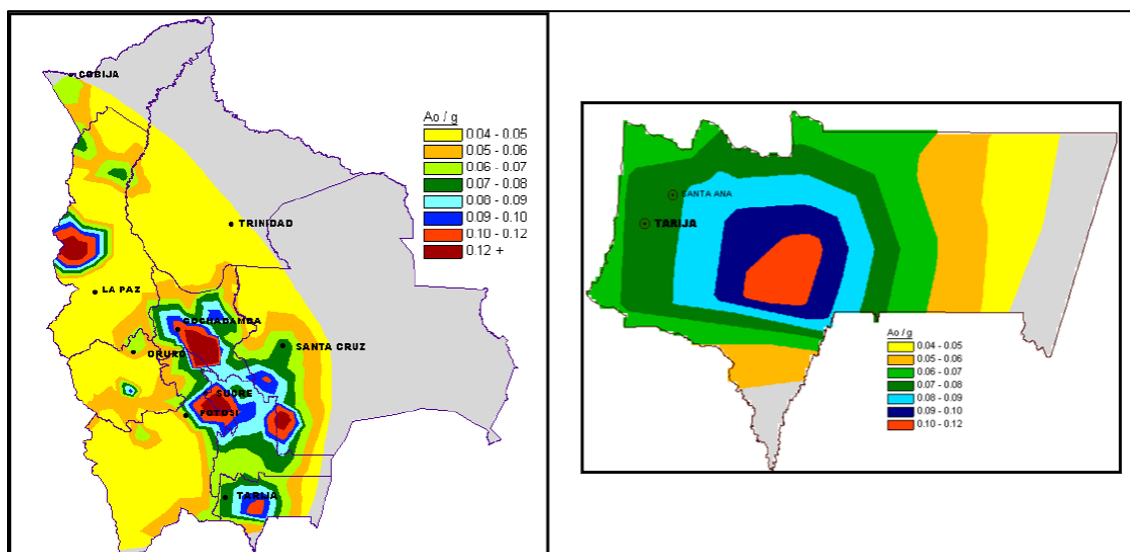
2.7.2. Aceleración sísmica de Bolivia

Los valores de aceleración máxima probable obtenidos para las distintas zonas oscilan entre 10% a 32% de g, se consideró el valor Vs30 de 760m/s. La mayor aceleración por sismos corticales está concentrada entre Cochabamba, Chuquisaca y Santa Cruz, se obtuvieron valores máximos probables entre 16% a 24% de g. Entre la frontera Bolivia – Chile se obtuvieron aceleraciones máximas entre 18% a 32% de g.

Para las capitales de los departamentos de La Paz, Oruro y Potosí se tiene valores entre 12% a 16% de g. Para los departamentos de Tarija, Beni y Pando se tiene aceleraciones máximas probables entre 6% a 8% de g. Se debe mencionar que la sismicidad de fuentes lejanas tiene influencia en los municipios de La Paz, Yacuiba y todos aquellos situados cerca de la frontera occidental y al Sur del territorio nacional.

Estos resultados deben ser tomados como estimadores generales de la situación sísmica en Bolivia, debido a que en este trabajo no se consideró ningún tipo de efecto de amplificación producto de condiciones locales del suelo (efecto de sitio), siendo este aspecto motivo de análisis más detallados y trabajos futuros (Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda, Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, 2023). La siguiente imagen, fue extraída de la norma boliviana del 2006, ya que ahí si existe una sectorización de la aceleración por departamento, para que sea más representativa.

Imagen 6. Aceleración sísmica en Bolivia y Tarija.



Fuente: NBDS-2006.

2.7.3. Clasificación de los suelos de cimentación

Para tomar en cuenta los efectos del terreno de fundación en la respuesta sísmica de la estructura, los tipos de suelo se definen a continuación:

2.7.3.1. Roca dura (S0)

Roca sana con velocidad de propagación de ondas de corte mayor a 1500 m/s. (Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda, Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, 2023).

2.7.3.2. Roca (S1)

Roca de macizos homogéneos con cierto grado de fracturación con velocidades de propagación de onda de corte entre 760 m/s a 1500 m/s. (Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda, Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, 2023).

2.7.3.3. Suelo muy rígido o roca blanda (S2)

Suelos muy rígidos o roca blanda con velocidades de propagación de onda de corte entre 370 m/s a 760m/s. En suelos granulares el resultado del ensayo de penetración estándar N60 debe ser mayor a 50 golpes. Para suelos cohesivos la resistencia en condición no drenada S_u debe ser mayor que 100kPa. (Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda, Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, 2023).

2.7.3.4. Suelo rígido (S3)

Suelos rígidos con velocidades de propagación de onda de corte entre 180 m/s a 370 m/s. Los suelos granulares con resultados del ensayo de penetración estándar N60 entre 15 y 50 golpes y suelos cohesivos con resistencia al corte en condición no drenada S_u entre 50kPa y 100kPa. (Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda, Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, 2023).

2.7.3.5. Suelo blando (S4)

Suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte menor que 180 m/s. Suelos granulares con resultados del ensayo de penetración estándar N60 menor a 15 golpes y suelos cohesivos con resistencia al corte en condición no drenada S_u menor a 50kPa. (Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda, Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, 2023).

2.7.3.6. Suelos en los que se requiere un análisis de respuesta de sitio (S5)

Suelos excepcionalmente flexibles con condiciones geológicas y topográficas desfavorables en los que se deberá realizar un estudio geotécnico especial para determinar el efecto de dicho suelo de fundación sobre la respuesta sísmica de la estructura.

También se consideran dentro de esta clasificación los suelos que cumplan con alguna de las siguientes condiciones, (Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda, Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, 2023):

- a) Suelos vulnerables a fallas potenciales o colapso bajo cargas sísmicas, tal como suelos susceptibles a licuefacción, arcillas altamente sensitivas y suelos colapsables pobremente cementados.
- b) Turbas y/o arcillas altamente orgánicas con espesor mayor a 3m.
- c) Arcillas de alta plasticidad con $IP > 75$ y espesores mayores a 7,60m.
- d) Arcillas blandas/medias con espesor de más de 37m.

Tabla 2. *Parámetros de clasificación de suelos.*

Tipo de suelo	V_{s30} (m/s)	N_{60} (golpes)	S_u (kPa)
S0	$> 1\ 500$		
S1	760 a 1 500		
S2	370 a 760	> 50	> 100
S3	180 a 370	15 a 50	50 a 100
S4	< 180	< 15	< 50
S5	Estudio geotécnico y de mecánica de suelos		

Fuente: Norma boliviana de diseño sísmico 2023.

2.7.4. Clasificación de edificios y estructuras

2.7.4.1. Factor de importancia

En función del nivel de seguridad de la estructura, se tiene cuatro tipos, que son definidos de la siguiente manera (Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda, Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, 2023).

2.7.4.1.1. Tipo IV

Pertenecen a este tipo, las estructuras que se espera permanezcan operables después de un evento sísmico, por lo que se incluyen: edificios gubernamentales, de utilidad pública (cuarteles de policías, centrales eléctricas y de comunicación, radioemisoras y canales de televisión públicos, reservorios, plantas de agua potable y de bombeo, etc.) y aquellos cuyo uso es de especial importancia en caso de catástrofe como: hospitales, postas de primeros auxilios, cuarteles de bomberos, garajes para vehículos de emergencia, aeropuertos (terminales, hangares, torres de control, etc.), sistemas de transporte masivo, entre otros.

Edificios industriales que manejen sustancias tóxicas que puedan representar un peligro adicional y/o la contaminación del medio ambiente en caso de colapso de la estructura (Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda, Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, 2023).

2.7.4.1.2. Tipo III

Se contemplan edificios donde frecuentemente existe aglomeración de personas o cuyo contenido es de gran valor para la sociedad (bibliotecas, museos, templos, etc.), también se incluyen los siguiente: oficinas municipales, servicios públicos, salas que reúnan gran cantidad de personas (cine y teatros), estadios, graderías, instituciones educativas (escuelas, parvularios, recintos universitarios), terminales de buses, cárceles, lugares de reclusión, centros comerciales y mercados (Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda, Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, 2023).

2.7.4.1.3. Tipo II

Edificaciones habituales, tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos, galpones, almacenes e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes (Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda, Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, 2023).

2.7.4.1.4. Tipo I

Construcción aisladas o provisorias no destinadas a la habitación (Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda, Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, 2023).

Tabla 3. Factor de importancia.

Tipo	I_e
IV	1.5
III	1.3
II	1.0
I	0.0

Fuente: Norma boliviana de diseño sísmico 2023.

2.7.5. Espectro de diseño

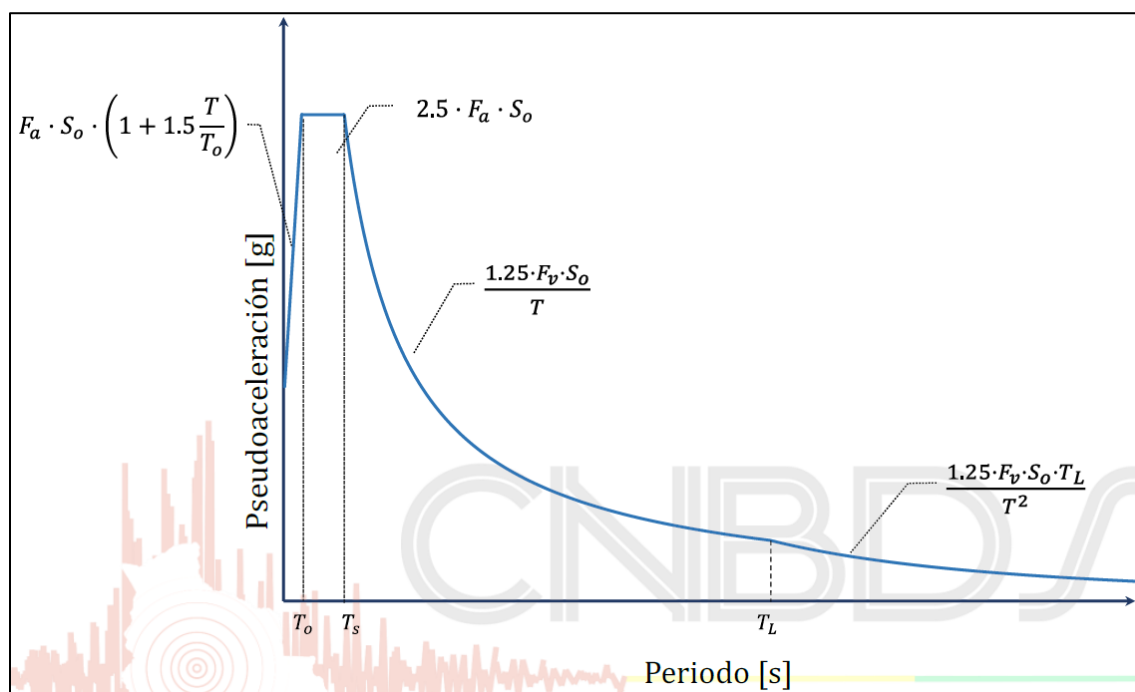
El espectro de diseño de una determinada zona es la envolvente suavizada de los espectros sísmicos de respuesta de muchos sismos cuyos efectos han sido sentidos en dicha zona.

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 (Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda, Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, 2023).

2.7.5.1. Obtención del espectro de diseño

Según la norma boliviana de diseño sísmico, el espectro de respuesta quedará definido de la siguiente manera:

Imagen 7. Espectro elástico de pseudoaceleración parametrizado.



Fuente: Norma boliviana de diseño sísmico 2023.

En la **Imagen 7**, se presenta de manera general el espectro de diseño el cual está en función a factores de sitio así también a la aceleración de la zona. Esta parametrización de la zona se la puede detallar en la **Tabla 4**.

Tabla 4. Parametrización del espectro elástico de pseudoaceleración.

Rama	Pseudoaceleración (S_{ae})
$T < T_0$	$F_a \cdot S_0 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{T}{T_0}\right)$
$T_0 \leq T \leq T_s$	$2.5 \cdot F_a \cdot S_0$
$T_s < T \leq T_L$	$\frac{1.25 \cdot F_v \cdot S_0}{T}$
$T_L < T$	$\frac{1.25 \cdot F_v \cdot S_0 \cdot T_L}{T^2}$

Fuente: Norma boliviana de diseño sísmico 2023.

Debido a las condiciones de un determinado punto, estos tres periodos son móviles y pueden desplazarse según el tipo de suelo, lo cual puede correlacionarse a la realidad boliviana ya que, los centros poblados se encuentran parcial o totalmente emplazados en rellenos sedimentarios posibles a presentar efectos de sitio, entre ellos la posible amplificación de las ondas sísmicas de periodos largos.

2.8. Capacidad

Para evaluar la capacidad de una estructura más allá de su punto elástico, se utiliza un procedimiento llamado Pushover. En este método, se realizan análisis secuenciales, comenzando con análisis elásticos y luego superponiendo sus resultados para crear un diagrama de fuerza-desplazamiento de toda la estructura.

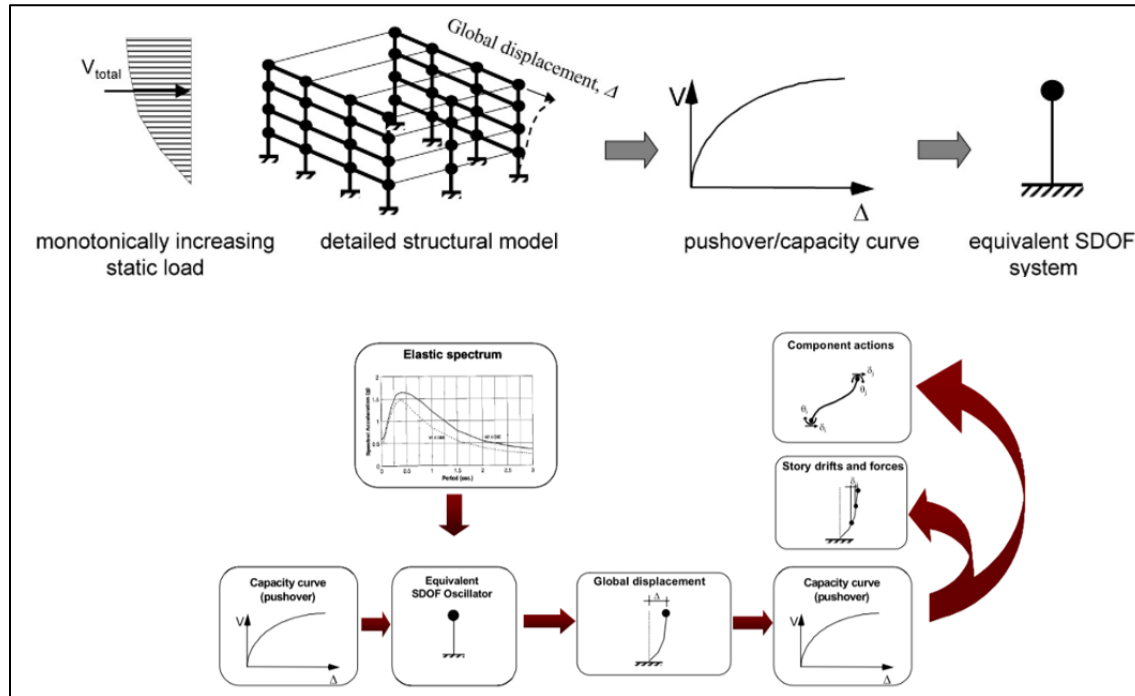
En cada paso, se ajusta el modelo matemático de la estructura para considerar la pérdida de rigidez de los componentes que han alcanzado su límite elástico. Luego, se aplica un aumento gradual en la fuerza externa para que otros componentes también lleguen a su límite elástico. Este proceso se repite hasta que la estructura se vuelva inestable o hasta que se alcance un límite previamente definido.

2.8.1. Análisis estático no lineal (Pushover)

La curva Pushover es una herramienta que ayuda a entender cómo una estructura resiste las fuerzas sísmicas. Muestra cómo la fuerza aplicada (cortante basal) se relaciona con la deformación (desplazamiento lateral máximo en el techo) a medida que se aumenta la carga lateral en la estructura. Esta curva se crea sometiendo un modelo de la estructura a cargas laterales crecientes gradualmente. La curva describe el comportamiento no lineal de la

estructura bajo cargas sísmicas y generalmente se basa en una estimación de las aceleraciones relativas asociadas con el primer modo de vibración (Federal Emergency Management Agency, 2005).

Imagen 8. Procedimiento Pushover.



Fuente: *Improvement of Nolinear Static Seismic Analysis Procedures.*

2.8.1.1. Procedimientos mejorados para la linealización equivalente

La linealización equivalente se utiliza para representar el comportamiento no lineal de un edificio como si fuera un sistema más simple de un solo grado de libertad (SDOF). El propósito es calcular el desplazamiento máximo de este sistema SDOF utilizando valores efectivos de período (T_{eff}) y amortiguación (β_{eff}). Este enfoque no es confiable cuando se enfrentan niveles de ductilidades extremadamente altos. El proceso detallado a continuación se basa en el FEMA 440 (Applied Technology Council, 1996); (Federal Emergency Management Agency, 2005); (Galarza Altamirano, 2019)

2.8.1.1.1. Parámetros básicos

Amortiguamiento efectivo β_{eff}

Valores efectivos de amortiguación viscosa, expresados como porcentaje de amortiguación crítica, para todos los modelos de histéresis los tipos y los valores alfa tienen la siguiente forma:

Para ductilidades: $1.0 < \mu < 4.0$:

$$\beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

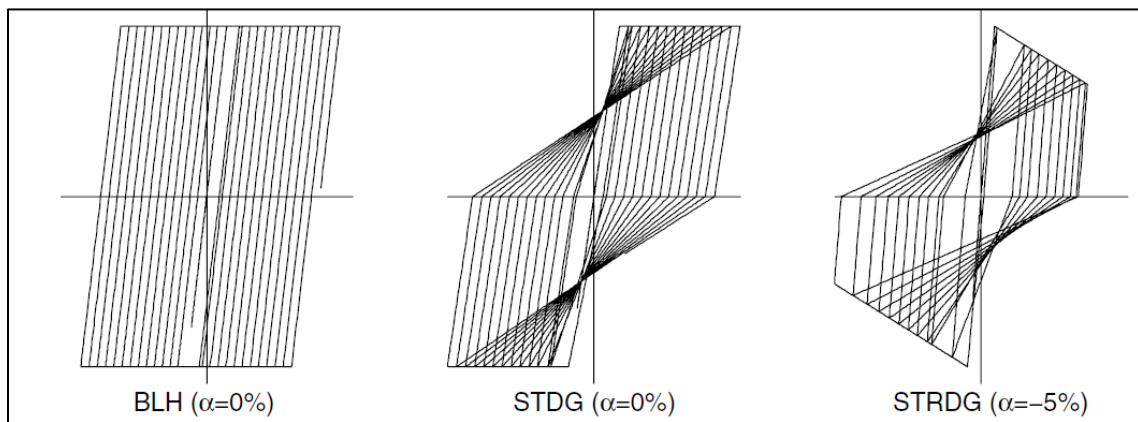
Para ductilidades: $4.0 \leq \mu \leq 6.5$:

$$\beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_0$$

Para ductilidades: $\mu > 6.5$:

$$\beta_{eff} = E \left[\frac{F(\mu - 1) - 1}{[F(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 \beta_0$$

Imagen 9. Tipos de modelos histeréticos.



Fuente: Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures.

BLH= Histerético bilineal, STDG=Degradación de la rigidez y STRDG= Degradación de fuerza.

Los valores de los coeficientes para las ecuaciones se encuentran en la **Imagen 10**. Los coeficientes están en función de las características de la curva de capacidad para el oscilador en términos de tipo histerético básico y rigidez post elástica.

Imagen 10. Coeficientes utilizados en ecuación de la amortiguación efectiva.

Table 6-1 Coefficients for use in Equations for Effective Damping							
Model	α (%)	A	B	C	D	E	F
Bilinear hysteretic	0	3.2	-0.66	11	0.12	19	0.73
Bilinear hysteretic	2	3.3	-0.64	9.4	1.1	19	0.42
Bilinear hysteretic	5	4.2	-0.83	10	1.6	22	0.40
Bilinear hysteretic	10	5.1	-1.1	12	1.6	24	0.36
Bilinear hysteretic	20	4.6	-0.99	12	1.1	25	0.37
Stiffness degrading	0	5.1	-1.1	12	1.4	20	0.62
Stiffness degrading	2	5.3	-1.2	11	1.6	20	0.51
Stiffness degrading	5	5.6	-1.3	10	1.8	20	0.38
Stiffness degrading	10	5.3	-1.2	9.2	1.9	21	0.37
Stiffness degrading	20	4.6	-1.0	9.6	1.3	23	0.34
Strength degrading	-3 ^a	5.3	-1.2	14	0.69	24	0.90
Strength degrading	-5 ^a	5.6	-1.3	14	0.61	22	0.90

a. Negative values of post-elastic stiffness should be limited to α_e , as discussed in Section 4.3

Fuente: Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures.

Las siguientes ecuaciones se han optimizado para el valor de amortiguación efectiva para cualquier curva de capacidad:

Para ductilidades: $1.0 < \mu < 4.0$:

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

Para ductilidades: $4.0 \leq \mu \leq 6.5$:

$$\beta_{eff} = 1.4 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$$

Para ductilidades: $\mu > 6.5$:

$$\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.64(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right) \beta_0$$

Periodo efectivo T_{eff}

Para valores de período efectivos para todos los tipos de modelo histeréticos y los valores alfa tienen la siguiente forma:

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1] T_0$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$:

$$T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1] T_0$$

Para $\mu > 6.5$:

$$T_{eff} = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + L(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0$$

Los valores de los coeficientes para las ecuaciones se encuentran en la **Imagen 11**. Los coeficientes están en función de las características del espectro de capacidad para el oscilador en términos de tipo histerético básico y post- elástico, rigidez, α (Federal Emergency Management Agency, 2005).

Imagen 11. Coeficientes utilizados en ecuaciones para periodos efectivos.

Table 6-2 Coefficients for use in Equations for Effective Period							
Model	$\alpha(\%)$	G	H	I	J	K	L
Bilinear hysteretic	0	0.11	-0.017	0.27	0.090	0.57	0.00
Bilinear hysteretic	2	0.10	-0.014	0.17	0.12	0.67	0.02
Bilinear hysteretic	5	0.11	-0.018	0.09	0.14	0.77	0.05
Bilinear hysteretic	10	0.13	-0.022	0.27	0.10	0.87	0.10
Bilinear hysteretic	20	0.10	-0.015	0.17	0.094	0.98	0.20
Stiffness degrading	0	0.17	-0.032	0.10	0.19	0.85	0.00
Stiffness degrading	2	0.18	-0.034	0.22	0.16	0.88	0.02
Stiffness degrading	5	0.18	-0.037	0.15	0.16	0.92	0.05
Stiffness degrading	10	0.17	-0.034	0.26	0.12	0.97	0.10
Stiffness degrading	20	0.13	-0.027	0.11	0.11	1.0	0.20
Strength degrading	-3 ^a	0.18	-0.033	0.17	0.18	0.76	-0.03
Strength degrading	-5 ^a	0.20	-0.038	0.25	0.17	0.71	-0.05
a.Negative values of post-elastic stiffness may be limited to α_e , as discussed in Section 4.3							

Fuente: (Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures.

El uso de estos coeficientes en la **Imagen 11** para edificios reales está sujeto a las mismas limitaciones que para amortiguamiento efectivo. Las siguientes ecuaciones de período efectivo han sido optimizadas para la aplicación a cualquier espectro de capacidad, independientemente del tipo de modelo histerético o valor alfa:

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$T_{eff} = \{0.2(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1\}T_0$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$:

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$$

Para $\mu > 6.5$:

$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0$$

Tenga en cuenta que estas expresiones se aplican solo para $T_0 = 0.2$ a 2.0 s.

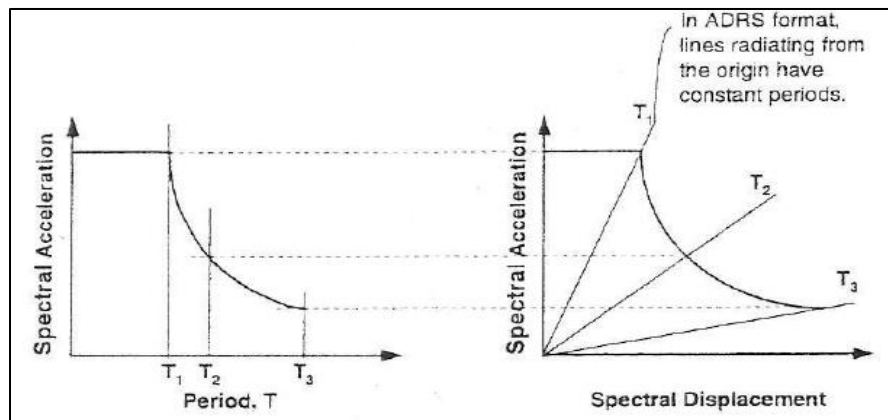
Proceso de solución

El método sirve para encontrar el desplazamiento inelástico de una estructura ante una demanda sísmica

1. Seleccionar una representación espectral del movimiento de tierra de interés con un amortiguamiento inicial, β_i (normalmente 5%).
2. Modificar el espectro seleccionado, según corresponda, para la interacción de suelo-estructura (SSI). Esto involucra a una reducción potencial en ordenadas espectrales para interacción cinemática y una modificación en el sistema amortiguamiento del valor inicial, β_i a β_0 , a la cuenta para la amortiguación de la base. Si la amortiguación de la base es ignorada, β_0 es igual a β_i .
3. Convertir el espectro seleccionado, modificado para SSI cuando sea apropiado, de un sistema aceleración-desplazamiento a un formato de espectro de respuesta de acuerdo en ATC-40. Este espectro es el inicial Demanda de ADRS (**Imagen 12**).

Según ATC 40 se transforma el espectro de demanda a formato ADRS con las siguientes fórmulas:

Imagen 12. Conversión del espectro de respuesta.



Fuente: *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*.

$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} S_a T^2$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

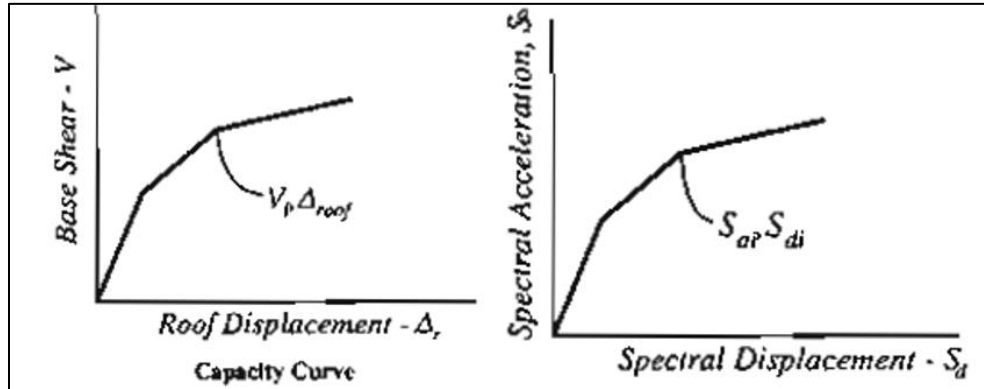
Donde:

S_d = desplazamiento espectral
 T = período de vibración del punto

4. Generar una curva de capacidad para la estructura que va a hacer analizada. Esta es una relación fundamental para un Modelo SDOF de la estructura entre espectral aceleración y desplazamiento espectral (**Imagen 13**).

Es necesario convertir la curva de capacidad que está en términos de cortante basal / desplazamiento de techo al espectro de capacidad el cual es la representación de la curva de capacidad en formato ADRS que está en términos de aceleración espectral /desplazamiento espectral. Mediante las siguientes formas:

Imagen 13. Conversión del espectro de capacidad.



Fuente: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.

$$Sd_i = \frac{\Delta_{roof}}{(PF \times \phi_{1,roof})}$$

$$Sa_i = \frac{V_i/W}{\alpha_1}$$

Donde:

Δ_{roof} = desplazamiento de la estructura

V_i = cortante basal i de la estructura

W = peso total de la estructura

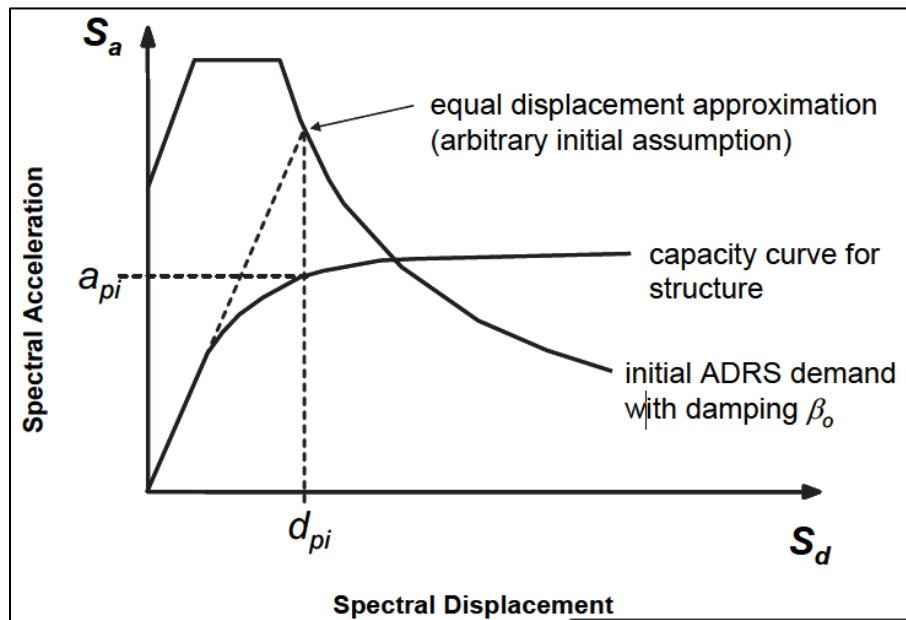
PF = factor de participación modal de la masa

$\phi_{1,roof}$ = amplitud a nivel del techo en el primer piso

α_1 = coeficiente de participación modal de la masa

5. Seleccione un punto de comportamiento inicial (máximo aceleración, a_{pi} y desplazamiento, d_{pi})). Esto puede estar basado en una aproximación de desplazamiento equitativo como se muestra en la **Imagen 14**.

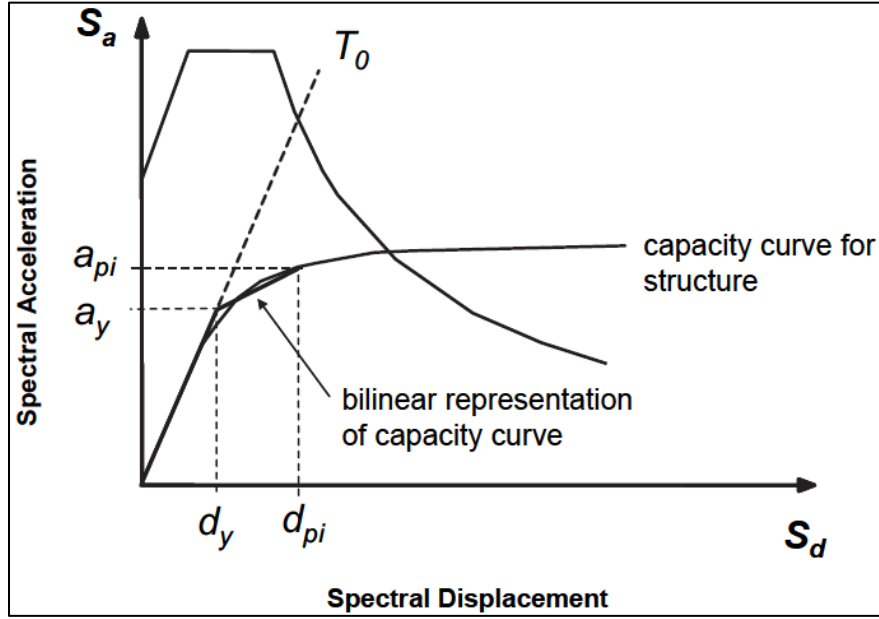
Imagen 14. Capacidad y demanda inicial de ADRS espectro.



Fuente: *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*.

6. Desarrollar una representación bilineal del espectro de capacidad de acuerdo con los procedimientos en ATC-40. Definiendo el período inicial, T_0 , rendimiento desplazamiento, d_y , y aceleración de rendimiento, a_y . (**Imagen 15**).

Imagen 15. Representación bilineal de la capacidad espectro.



Fuente: Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures.

7. Para la representación bilineal desarrollada en el Paso 6, calcule los valores de la rigidez post elástica, α , y ductilidad, μ , de la siguiente manera:

$$\alpha = \frac{\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - a_y}}{\frac{a_y}{d_y}}$$

$$\mu = \frac{a_y}{d_y}$$

8. Usando los valores calculados para la rigidez post elástica, α , y ductilidad, μ , del Paso 7, calcule amortiguación efectiva correspondiente, β_{eff} ,. Del mismo modo calcular el correspondiente período efectivo, T_{eff} . El proceso está explicado en el literal 0.

Procedimiento C (MADRS Puntos de rendimiento)

Este enfoque usa el espectro modificado de aceleración-respuesta para múltiples supuestos soluciones (a_{pi} , d_{pi}) y las ductilidades correspondientes a generar un lugar geométrico de posibles puntos de rendimiento. El punto de rendimiento real se encuentra en la intersección de este lugar geométrico y el espectro de capacidad.

9. Usando la amortiguación efectiva determinada a partir de Paso 8, ajuste los ADRS iniciales a β_{eff} . Se debe utilizar los factores de reducción espectral para ajustar al inicial espectro de respuesta a un apropiado nivel de amortiguamiento efectivo.

10. Multiplicar las ordenadas de aceleración del ADRS para β_{eff} por el factor de modificación, M, determinado usando el período efectivo calculado, T_{eff} .

$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}}$$

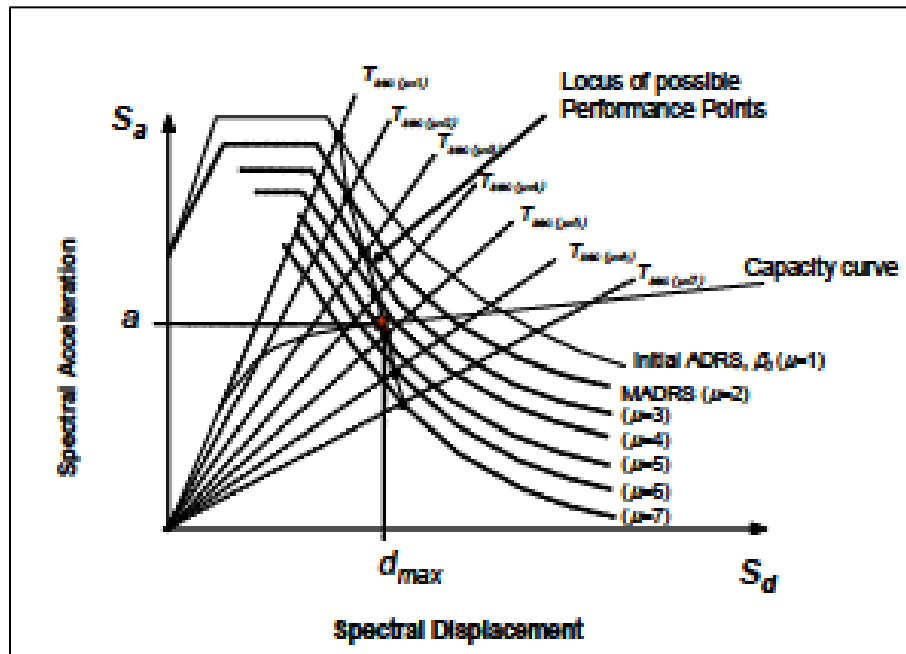
$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}} \right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{sec}} \right)^2$$

$$\left(\frac{T_0}{T_{sec}} \right)^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}$$

Donde α es la rigidez post – elástica

11. Un posible punto de rendimiento es generado por la intersección del período secante radial, T_{sec} , con los MADRS.

Imagen 16. Posible comportamiento de puntos usando MADRS.



Fuente: Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures.

12. Aumentar o disminuir el rendimiento asumido señalar y repetir el proceso para generar una serie de posibles puntos de rendimiento.
13. El punto de comportamiento real está definido por intersección geométrica de puntos del Paso 12 y el espectro de capacidad.

Tener en cuenta que el Procedimiento C es propicio para un proceso de automatización en el que se supone que la solución inicial corresponde a una ductilidad de 1.0 y los ensayos posteriores son establecer como ductilidades incrementalmente mayores (p. ej., 2, 3, 4, 5, ...).

2.8.2. Cortante basal

La fuerza de cortante basal (V) está definida, con la siguiente ecuación:

$$V = C_s * W$$

Donde:

V = Cortante basal.

C_s = Coeficiente de respuesta sísmica.

W = Peso sísmico efectivo.

$$C_s = \frac{2,5 * F_a * S_0}{\left(R/I_e\right)}$$

Donde:

F_a = Coeficiente de periodo corto, que se obtiene de la **Tabla 5**.

Tabla 5. Coeficiente de periodo corto.

Tipo de suelo	S_0					
	< 0.067	0.133	0.200	0.267	0.333	> 0.400
S0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S1	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
S2	1.3	1.3	1.2	1.1	1.1	1.1
S3	1.6	1.4	1.2	1.1	1.1	1.1
S4	2.4	1.7	1.3	1.2	1.2	1.2

Fuente: Norma boliviana de diseño sísmico 2023.

S_0 = Aceleración máxima probable.

R = Coeficiente de reducción.

Tabla 6. Coeficiente de reducción.

Sistema Estructural	R	C _d	Δ ¹
Hormigón²			
Sistema de Pórticos			
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos	8	5.5	0.012
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos	5	4.5	0.011
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos	3	2.5	0.010
Sistema de Entrepiso sin Viga			
Entrepisos planos compuestos por losas macizas o nervadas bidireccionales con ábacos, apoyados en columnas con o sin capiteles. Altura máxima, 30 m.	2.5	1.8	0.007
Entrepisos planos compuestos por losas macizas o nervadas bidireccionales con ábacos, apoyados en columnas con o sin capiteles y muros de corte ordinarios. Altura máxima, 30 m.	4	3.6	0.008
Sistema de Entrepiso con Vigas Planas			
Entrepisos planos apoyados en vigas planas y columnas. Altura máxima, 30 m.	2.5	1.8	0.007
Entrepisos planos apoyados en vigas planas (b ≥ 400 mm) y columnas. Altura máxima, 30 m.	4	3.6	0.008
Entrepisos planos de losas macizas o nervadas bidireccionales con ábacos apoyados en un sistema dual de columnas especiales con o sin capiteles y muros de corte especiales y vigas planas (b ≥ 400 mm).	5.5	4.5	0.009
Sistema de Muros			
Muros estructurales Especiales	6	5	0.009
Muros estructurales Ordinarios	5	4.5	0.008
Sistemas Duales			
Pórticos Especiales con Muros Especiales	7	5.5	0.010
Pórticos Especiales con Muros Especiales acoplados	8	8	0.010
Pórticos Especiales con Muros Ordinarios	6	5	0.009
Pórticos Intermedios con Muros Especiales	6.5	5	0.009
Pórticos Intermedios con Muros Ordinarios	5.5	4.5	0.008
Pórticos Ordinarios con Muros Ordinarios	4.5	4	0.007
Sistemas de muros de ductilidad limitada	4	3.6	0.006
Acero			
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos	8	5.5	0.010
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos	4.5	4	0.009
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos	3.5	3	0.008
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados	6	5	0.009
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados	3.25	3.25	0.008
Pórticos Excéntricamente Arriostrados	8	4	0.010

Fuente: Norma boliviana de diseño sísmico 2023.

I_e = Factor de importancia, **Tabla 3.**

El valor del coeficiente de respuesta sísmica calculado, no debe exceder las siguientes condiciones:

$$C_s = \frac{1,25 * F_v * S_0}{T * \left(R/I_e\right)} \quad \text{Para } T \leq T_L$$

$$C_s = \frac{1,25 * F_v * S_0 * T_L}{T^2 * \left(R/I_e\right)} \quad \text{Para } T > T_L$$

Donde:

Fv = Factor de periodo largo, **Tabla 7**.

Tabla 7. Factor de periodo largo.

Tipo de suelo	S ₀					
	< 0.053	0.107	0.160	0.213	0.267	> 0.320
S0	0.64	0.7	0.8	0.8	0.8	0.8
S1	0.64	0.7	0.8	0.8	0.8	0.8
S2	1.2	1.3	1.5	1.5	1.5	1.4
S3	2.0	2.0	2.0	1.9	1.8	1.7
S4	3.5	3.0	2.8	2.4	2.4	2.4

Fuente: Norma boliviana de diseño sísmico 2023.

T = Periodo fundamental de la estructura (s).

$$T = C_t * h_n^x$$

Donde:

h = Altura de la edificación

Ct y x = Coeficientes que se encuentran en la **Tabla 8**.

Tabla 8. Coeficientes Ct y x.

Tipo de estructura	C _t	x
Pórticos resistentes a momentos en los que los pórticos resisten el 100% de la fuerza sísmica y que no estén ligados a componentes rígidos que impidan o restrinjan su desplazamiento lateral.		
• Pórticos de acero resistentes a momentos.	0.0724	0.80
• Pórticos de hormigón resistentes a momentos.	0.0466	0.90
Pórticos de acero arriostrados excéntricamente.	0.0731	0.75
Pórticos de acero arriostrados con pandeo restringido.	0.0731	0.75
Otros sistemas estructurales.	0.0466	0.75

Fuente: Norma boliviana de diseño sísmico 2023 (J.B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, Fell, 1988).

Una alternativa, para estructuras de hasta 12 pisos, considerando que cada piso es de 3m de altura y cuando el sistema estructural consiste en pórticos resistentes a momentos de

hormigón o acero, se puede calcular con la siguiente fórmula, donde “N” es el número de pisos, el periodo nos entrega en segundos.

$$T_a = 0,10 * N$$

TL = Periodo largo (s)

$$T_L = 4 * \frac{F_v}{F_a}$$

Y el coeficiente de respuesta sísmica, tampoco debe ser menor que la siguiente expresión:

$$C_s = 0,11 * F_a * S_0 * I_e \geq 0,01$$

2.8.2.1. Distribución del cortante basal

La fuerza sísmica lateral F_x , inducida en cualquier nivel será determinada con la siguiente ecuación:

$$F_x = C_{vx} * V$$

Donde:

C_{vx} = Coeficiente de distribución.

V = Cortante basal.

$$C_{vx} = \frac{w_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i * h_i^k}$$

Donde:

w_i y w_x = Porción del peso sísmico efectivo de la estructura, localizado o asignado al nivel “i” o “x”.

h_i y h_x = Altura desde la base al nivel “i” o “x”.

k = Exponente relacionado al periodo de la estructura.

$$k = 1 \quad \text{para} \quad T \leq 0,5 \text{ s}$$

$$k = 2 \quad \text{para} \quad T \geq 2,5 \text{ s}$$

Para estructuras que tienen un periodo entre 0,5 y 2,5 segundos, el valor de “k” se debe interpolar entre 1 y 2.

2.8.3. Peso sísmico efectivo

Para el cálculo del peso sísmico efectivo, se debe considerar la totalidad de las cargas permanentes (Peso propio y peso muerto), además de un porcentaje de la sobrecarga de uso, que no podrá ser inferior al 25% en construcciones dedicadas a uso privado o al uso público,

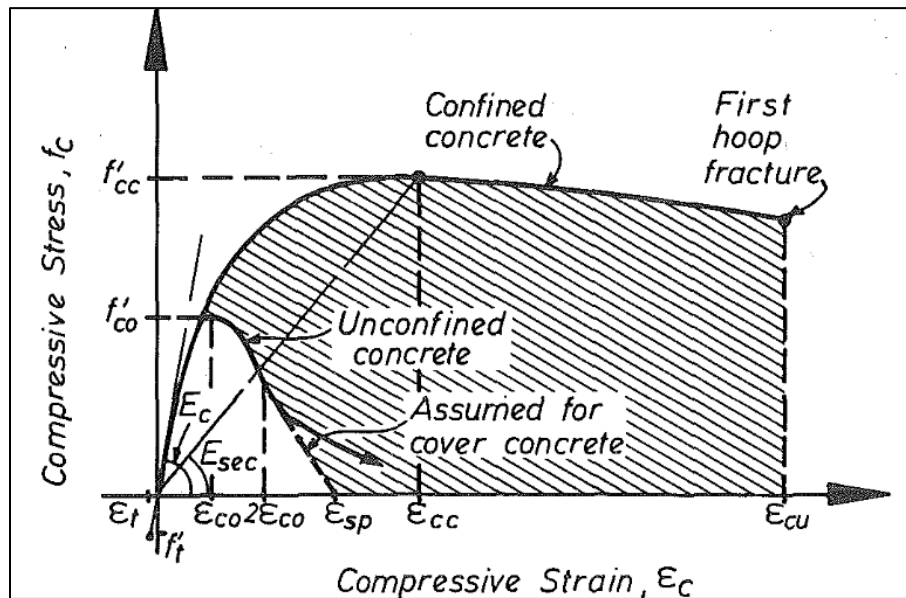
donde no es usual el aglomeramiento de personas o mobiliario, ni menor al 50% en construcciones donde es usual esa aglomeración.

2.8.4. Modelos constitutivos de los materiales

2.8.4.1. Hormigón: Curvas esfuerzo / deformación

El modelo de Mander para la curva esfuerzo / deformación parte de la suposición es que las columnas de hormigón armado son zonas en donde existe comportamiento plástico y el acero de refuerzo debe ser dúctil asegurando la distribución de momento para evitar el colapso durante un terremoto. En el proceso de diseño, es necesario proporcionar suficiente refuerzo adicional en dirección perpendicular para evitar que las barras principales se doblen y para prevenir fallos debidos a fuerzas de corte (J.B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, Fell, 1988).

Imagen 17. Modelo de esfuerzo/deformación del concreto confinado y no confinado.



Fuente: J.B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park, Fellow, 1988.

Ecuaciones

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r}$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$$

Relación de módulos de elasticidad

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

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

$$fl = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh}$$

Donde:

f'_{cc} , Esfuerzo máximo de compresión del concreto confinado

f'_{co} , Esfuerzo máximo de compresión del concreto no confinado

fl , Presión radial máxima efectiva del confinamiento

f_c , Esfuerzo de compresión del concreto

ε_c , Deformación al esfuerzo máximo de compresión del concreto confinado

ε_{cc} , Deformación de compresión

k_e , Factor de efectividad del confinamiento

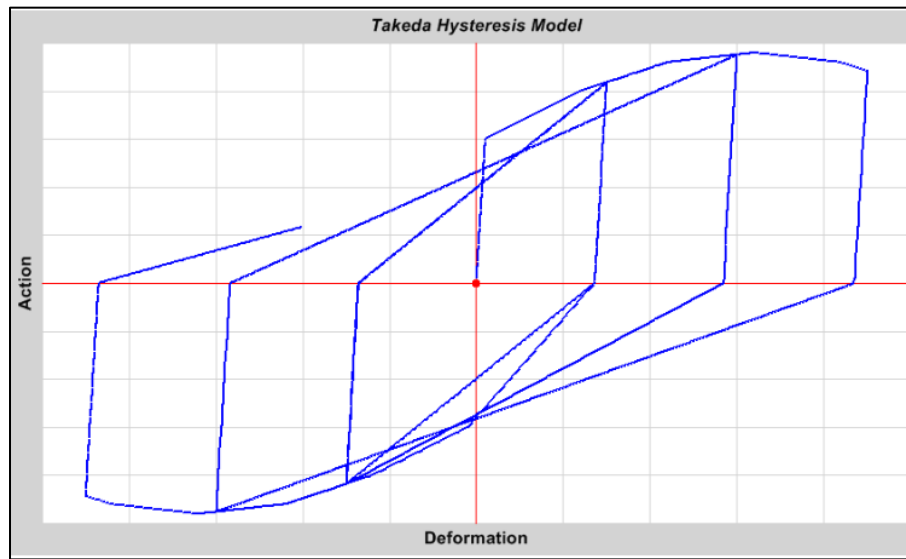
ρ_s , Radio volumétrico del refuerzo transversal

f_{yh} , Esfuerzo de fluencia del acero transversal

2.8.4.2. Hormigón: tipo de histéresis

El modelo de Takeda para hormigón utiliza una curva de histéresis degradada, no requiere muchos parámetros. Cuando descargamos, la respuesta sigue los segmentos elásticos, similar al modelo cinemático. Sin embargo, al cargar nuevamente, la curva sigue una línea recta que se conecta a la curva de carga en la dirección opuesta. El punto final de esta línea recta se encuentra en la máxima deformación que ocurrió en esa dirección durante los ciclos de carga previos. Esto resulta en una disminución en la cantidad de energía disipada a medida que las deformaciones aumentan (Computers and Structures, Inc., 2010).

Imagen 18. Modelo de histéresis de Takeda.

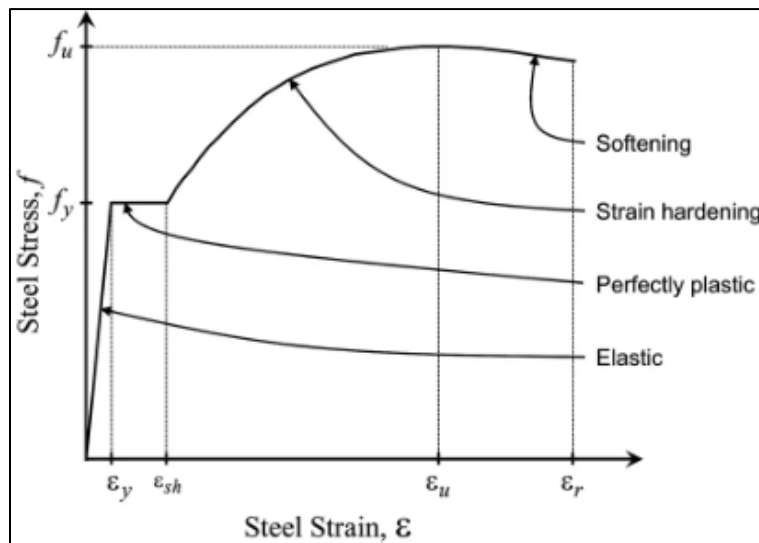


Fuente: CSI Computers and Structures, 2010.

2.8.4.3. Acero: curva esfuerzo/deformación

La curva paramétrica simple esfuerzo / deformación para acero estructural tiene cuatro regiones distintas, una región elástica, una región perfectamente plástica, una región de endurecimiento por deformación y una región de ablandamiento (Computers and Structures, Inc., 2010).

Imagen 19. Curva paramétrica simple esfuerzo/deformación para acero estructural.



Fuente: CSI Computers and Structures, 2010.

Los siguientes parámetros definen la curva paramétrica:

ε , esfuerzo del acero

f , deformación del acero

E , módulo de elasticidad

f_y , límite elástico del acero

f_u , tensión máxima del acero

ε_{sh} , deformación al inicio del endurecimiento por deformación

ε_u , deformación correspondiente a la tensión máxima del acero

ε_r , tensión en la rotura del acero

La deformación elástica del acero ε_y se determina a partir de $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E}$

Para $\varepsilon \leq \varepsilon_y$ (zona elástica)

$$f = E\varepsilon$$

Para $\varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon_{sh}$ (zona perfectamente elástica)

$$f = f_y$$

Para $\varepsilon_{sh} < \varepsilon \leq \varepsilon_r$ (zona de endurecimiento y ablandamiento por deformación)

$$f = f_y \left(1 + r \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) e^{(1-r)} \right)$$

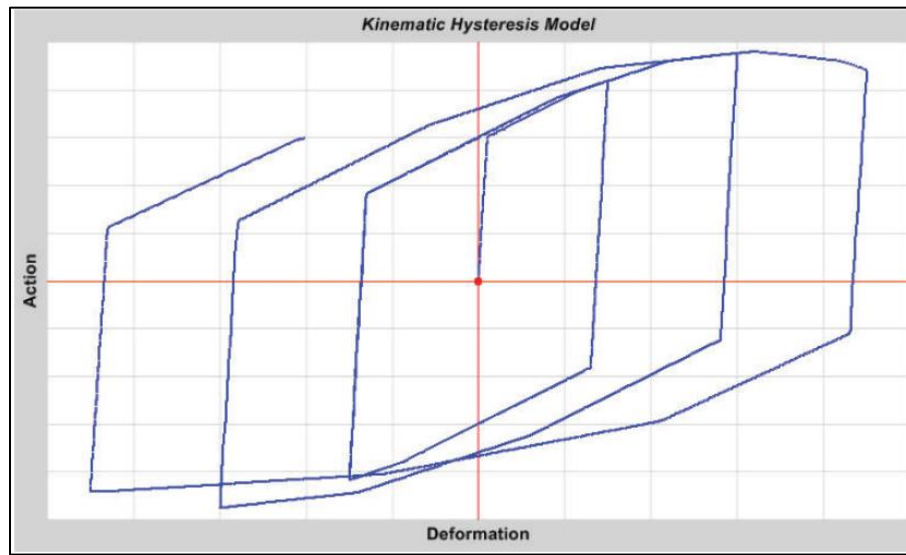
Donde

$$r = \frac{\varepsilon - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}}$$

2.8.4.4. Acero: tipo de histéresis

El modelo cinemático es adecuado para materiales que pueden deformarse de manera significativa, como los materiales dúctiles. Al cargar y descargar, la curva de respuesta sigue un patrón formado por segmentos paralelos de la misma longitud que los segmentos cargados previamente y sus contrapartes opuestas. Este patrón se mantiene hasta que la curva se une nuevamente al cargar en la dirección opuesta (Computers and Structures, Inc., 2010).

Imagen 20. Modelo de histéresis cinemático.



Fuente: (CSI Computers and Structures, 2010).

2.8.5. Rótulas plásticas

Después de comprender cómo se comportan los materiales, es esencial entender la capacidad individual de los componentes que forman una estructura antes de evaluar su capacidad global. Esto se logra al analizar el diagrama momento-curvatura de cada zona donde se espera comportamiento no lineal.

En análisis no lineal, FEMA establece restricciones en la cantidad de deformación que los puntos del diagrama pueden experimentar, así como criterios numéricos para evaluar los diferentes niveles de desempeño de la estructura. Estos límites y criterios se calculan en función del tipo de elemento estructural que se está considerando, es decir, dependen del tipo de carga externa predominante y del modo de falla esperado en ese elemento.

Para el cálculo de rótulas plásticas en el software SAP se basan en las siguientes tablas extraídas del ASCE / SEI 41-17.

Imagen 21. Parámetros de modelaje y criterios de aceptación para vigas.

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)		
				Performance Level		
	a	b		IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure ^b						
$\frac{b-d}{b_{bal}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f_{cE}}}$				
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015
Condition ii. Beams controlled by shear ^b						
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b						
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b						
			0.015	0.03	0.2	0.01
						0.02
						0.03

Note: f_{cE} in lb/in.² (MPa) units.

^a Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^b Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^c "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_d) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE / SEI 41-17, 2017.

Imagen 22. Parámetros de modelaje y criterios de aceptación para columnas.

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318			
Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle (radians)		
	Performance Level		
Plastic Rotation Angles, a and b (radians) Residual Strength Ratio, c	IO	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^a			
$a = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{CoIE}} \right) \geq 0.0$	$0.15 a$ ≤ 0.005	$0.5 b^b$	$0.7 b^b$
For $\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \leq 0.5$ $\left\{ \begin{array}{l} b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f'_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f'_{cE}}{f_{yIE}}} - 0.01 \geq a^a \end{array} \right.$			
$c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \geq 0.0$			
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^c			
$a = \left(\frac{1 \rho_t f_{yIE}}{8 \rho_t f_{yIE}} \right) \geq 0.0$ $\leq 0.025^d$	0.0	$0.5 b$	$0.7 b$
$b = \left(0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 12 \rho_t^e \right) \geq 0.0$ ≤ 0.06			
$c = 0.15 + 36 \rho_t \leq 0.4$			
Notes: ρ_t shall not be taken as greater than 0.0175 in any case nor greater than 0.0075 when ties are not adequately anchored in the core. Equations in the table are not valid for columns with ρ_t smaller than 0.0005. V_{yE}/V_{CoIE} shall not be taken as less than 0.2. N_{UD} shall be the maximum compressive axial load accounting for the effects of lateral forces as described in Eq. (7-34). Alternatively, it shall be permitted to evaluate N_{UD} based on a limit-state analysis. ^a b shall be reduced linearly for $N_{UD}/(A_g f'_{cE}) > 0.5$ from its value at $N_{UD}/(A_g f'_{cE}) = 0.5$ to zero at $N_{UD}/(A_g f'_{cE}) = 0.7$ but shall not be smaller than a . ^b $N_{UD}/(A_g f'_{cE})$ shall not be taken as smaller than 0.1. ^c Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-1a) or (10-1b). Modeling parameter for columns controlled by inadequate development or splicing shall never exceed those of columns not controlled by inadequate development or splicing. ^d a for columns controlled by inadequate development or splicing shall be taken as zero if the splice region is not crossed by at least two tie groups over its length. ^e ρ_t shall not be taken as greater than 0.0075.			

Fuente: ASCE / SEI 41-17, 2017.

Imagen 23. Parámetros de modelaje y criterios de aceptación para columnas.

Table 10-9. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Circular Columns with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
Plastic Rotation Angles, a and b (radians) Residual Strength Ratio, c	Plastic Rotation Angle (radians)		
	Performance Level		
	IO	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^a			
$a = \left(0.06 - 0.06 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 1.3 \rho_t - 0.037 \frac{V_{FE}}{V_{C\&OE}} \right) \geq 0.0$	$0.15 \ a$ ≤ 0.005	$0.5 \ b^b$	$0.7 \ b^b$
$\text{For } \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \leq 0.5 \left\{ b = \frac{0.65}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f'_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f'_{cE}}{f_{yIE}}} - 0.01 \geq a^* \right.$			
$c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \geq 0.0$			
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^c			
$a = \left(\frac{1}{8} \frac{\rho_t f_{yIE}}{\rho_t f_{yIE}} \right) \geq 0.0$	0.0	0.5 b	0.7 b
$b = \left(0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 12 \rho_t^* \right) \geq a$			
$c = 0.15 + 36 \rho_t \leq 0.4$			

Notes: ρ_t shall not be taken as greater than 0.0175 in any case nor greater than 0.0075 when ties are not adequately anchored in the core.

Equations in the table are not valid for columns with ρ_t smaller than 0.0005.

$V_{FE}/V_{C\&OE}$ shall not be taken as less than 0.2.

N_{UD} shall be the maximum compressive axial load accounting for the effects of lateral forces as described in Eq. (7-34). Alternatively, it shall be permitted to evaluate N_{UD} based on a limit-state analysis.

^a b shall be reduced linearly for $N_{UD}/(A_g f'_{cE}) > 0.5$ from its value at $N_{UD}/(A_g f'_{cE}) = 0.5$ to zero at $N_{UD}/(A_g f'_{cE}) = 0.7$ but shall not be smaller than a .

^b $N_{UD}/(A_g f'_{cE})$ shall not be taken as smaller than 0.1.

^c Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-1a) or (10-1b). Modeling parameter for columns controlled by inadequate development or splicing shall never exceed those of columns not controlled by inadequate development or splicing.

^d a for columns controlled by inadequate development or splicing shall be taken as zero if the splice region is not crossed by at least two tie groups over its length.

^e ρ_t shall not be taken as greater than 0.0075.

Fuente: ASCE / SEI 41-17, 2017.

2.9. Desempeño

En la evaluación y diseño de estructuras, se emplea el análisis sísmico inelástico, cuyo propósito es anticipar cómo se comportará la estructura durante un terremoto futuro, así como estimar la magnitud de las deformaciones y distorsiones. El diseño basado en desempeño (PEB) se enfoca en describir el daño en componentes estructurales y no estructurales (Federal Emergency Management Agency, 2005).

El diseño basado en el desempeño sísmico se trata de elegir métodos de evaluación adecuados para diseñar y detallar componentes no estructurales, estructurales y contenidos de una forma que, bajo ciertos niveles de actividad sísmica se asegura que la estructura no sufrirá daños que superen ciertos límites predefinidos (Medina, C.; Medina, S., 2017).

- Los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales.
- La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños.
- La capacidad del edificio para seguir funcionando adecuadamente después de un terremoto.

Agencias como VISION 2000, ATC-40 y FEMA 273-356 proponen niveles de desempeño para elementos estructurales y no estructurales.

2.9.1. Niveles de desempeño para elementos estructurales

2.9.1.1. Ocupación inmediata (S-1)

Se refiere a la condición posterior a un terremoto en la que un edificio es seguro para su ocupación, los daños son mínimos y no afectan significativamente la capacidad de la estructura para soportar cargas laterales y verticales. No hay riesgo de pérdida de vidas humanas.

2.9.1.2. Control de daño (S-2)

Se encuentra en un punto intermedio entre ocupación inmediata y seguridad de vida. La vida de las personas que ocupan el lugar no corre peligro, pero podrían experimentar algunas molestias o inconvenientes.

2.9.1.3. Seguridad de vida (S-3)

En este nivel existe daños en los componentes estructurales, pero aún no se alcanza el límite crítico que llevaría al colapso parcial o total de la estructura. El riesgo de vida para las personas que están dentro del edificio es bajo, aunque podría haber personas heridas.

2.9.1.4. Seguridad limitada (S-4)

Se sitúa en una posición intermedia entre seguridad de vida y prevención del colapso. Algunos componentes pueden necesitar refuerzos antes de permitir que la estructura sea ocupada nuevamente.

2.9.1.5. Prevención de colapso (S-5)

Se trata de una situación en la que la estructura tiene dificultades para sostener cargas verticales, pero es particularmente vulnerable al colapso parcial o total debido a fuerzas laterales.

2.9.1.6. No considerado (S-6)

No es un nivel de desempeño considerado.

2.9.2. Niveles de desempeño para los elementos no estructurales

Operacional (N-A): después del terremoto, los componentes no estructurales, las maquinarias y los sistemas del edificio continúan operando con normalidad.

Ocupación inmediata (N-B): este nivel de daño implica que los elementos no estructurales, pueden estar afectados, pero las vías de acceso al edificio y los sistemas de seguridad, como puertas, escaleras, ascensores, iluminación de emergencia y alarmas contra incendios, siguen funcionando.

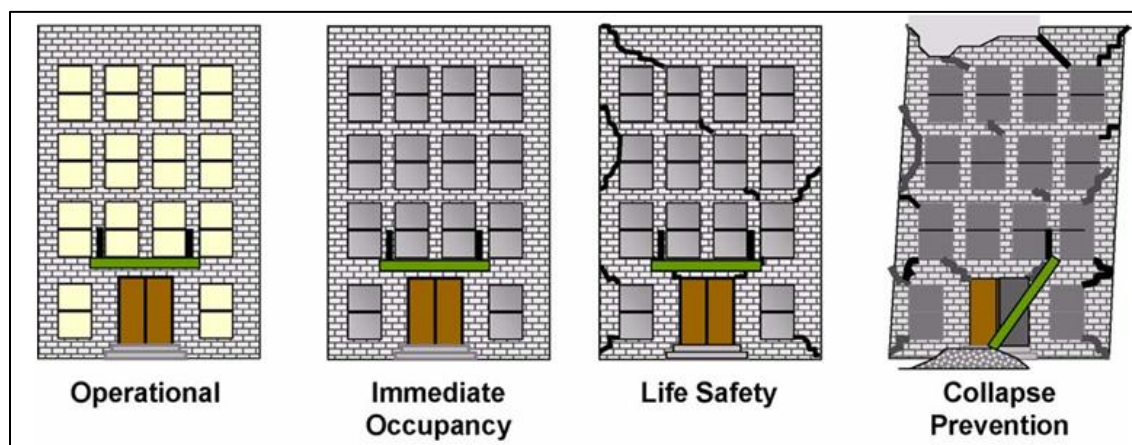
Seguridad de vida (N-C): se refiere a un grado de daño en el que los componentes no estructurales sufren daños moderados, pero no representan una amenaza para la seguridad para los ocupantes.

Amenaza reducida (N-D): se trata de un nivel de daño en el que los componentes estructurales experimentan daños significativos, pero no llegan al punto de colapsar por completo, evitando así lesiones graves a personas.

No considerado (N-E): no es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales.

2.9.3. Niveles de desempeño para las estructuras

Imagen 24. Niveles de desempeño para las estructuras.



Fuente: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 2005.

Operacional (1-A): los daños a la estructura son mínimos, y los daños en elementos no estructurales no afectan la capacidad de la estructura para seguir funcionando de manera normal.

Ocupación inmediata (1-B): después del sismo, todos los espacios y sistemas de la estructura pueden continuar utilizándose sin problema. Solo se necesitan reparaciones menores en elementos no estructurales, pero esto no afecta la ocupación del edificio y se garantiza la seguridad de los ocupantes.

Seguridad de vida (3-C): hay daños limitados en los elementos estructurales y es posible que algunos elementos no estructurales fallen, pero no existe ningún riesgo de pérdida de vidas humanas.

Prevención de colapso: la estructura puede soportar cargas verticales, pero el margen de seguridad para resistir cargas laterales está al límite, y existe una alta probabilidad de que colapse en caso de réplicas sísmicas. Los componentes no estructurales han sufrido daños totales y no es necesario evaluarlos. La seguridad de los ocupantes está en riesgo significativo.

Tabla 9. Niveles de desempeño para estructuras.

NO ESTRUCTURAL	NIVELES DE DESEMPEÑO					
	ESTRUCTURAL					
	S-1	S-2	S-3	S-4	S-5	S-6
N-A	1-A OPERACIONAL	2-A	NR	NR	NR	NR
N-B	1-B OCUPACIÓN INMEDIATA	2-B	3-B	NR	NR	NR
N-C	1-C	2-C	3-C SEGURIDAD DE VIDA	4-C	5-C	6-C
N-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
N-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E PREVENCIÓN DE COLAPSO	NA

NR= No recomendable

NA = No aplicable

Fuente: Adaptado Visión 2000.

2.10. Sectorización de la curva de capacidad

La sectorización de la curva de capacidad permite analizar el comportamiento que tendrán las edificaciones, con relación a diferentes solicitaciones externas representadas por

desplazamientos o cortantes, para este proceso se define el punto de fluencia efectiva con lo que se calcula la capacidad de desplazamiento elástico e inelástico. Los niveles de la sectorización quedan definidos por la capacidad de desplazamiento inelástico y elástico (Borda Meza, L. M.; Pastor Dulanto, A. E., 2007).

Capacidad de desplazamiento elástico: desplazamiento obtenido hasta el punto de fluencia efectiva.

Capacidad de desplazamiento inelástico: desplazamiento obtenido a partir del punto de fluencia efectiva hasta el punto de colapso total de la estructura.

Ocupacional: 100% de la capacidad de desplazamiento elástico.

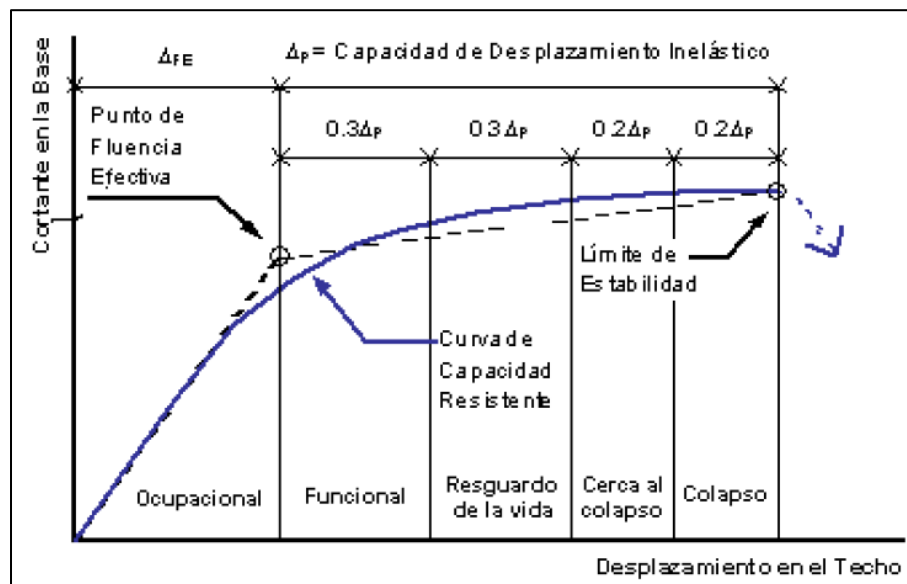
Funcional: 30% de la capacidad de desplazamiento inelástico.

Seguridad de vida: 30% de la capacidad de desplazamiento inelástico.

Prevención del colapso: 20% de la capacidad de desplazamiento inelástico.

Colapso: 20% de la capacidad de desplazamiento inelástico.

Imagen 25. Sectorización de la curva de capacidad.



Fuente: Borda & Pastor, 2007.

2.11. Deriva de piso

La deriva de piso es un parámetro fundamental en el análisis sísmico de edificaciones, utilizando para medir la deformación relativa entre dos niveles consecutivos de una estructura cuando está sometida a acciones laterales, como las inducidas por un sismo. Esta se define

como el desplazamiento lateral relativo entre dos pisos adyacentes, dividido por la altura del entre piso correspondiente (Federal Emergency Management Agency, 2005).

$$\text{Deriva de piso} = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{h}$$

Donde:

δ_i = Desplazamiento lateral del nivel i .

δ_{i-1} = Desplazamiento lateral del nivel inferior.

h = Altura entre pisos.

La deriva de piso es un indicador del daño potencial que puede sus elementos estructurales y no estructurales ante movimientos sísmicos. Altos valores de deriva están asociados a:

- Daños en muros divisorios, fachadas y tabiques.
- Deformaciones excesivas en columnas, lo cual puede llevar a mecanismos de pandeo o falla por cortante.
- Desarrollo de irregularidades en altura, como la formación de un piso blando, que altamente vulnerable ante colapso.

2.11.1. Clasificación de la deriva de piso

En la norma boliviana de diseño sísmico 2023, presenta una tabla en la cual se presenta una clasificación de la deriva de piso (drm %) la cual la presenta en porcentaje.

Tabla 10. Nivel de desempeño en función a la deriva de piso y daño global.

	Nivel de Desempeño				
	Completamente Operacional	Operacional	Daño Controlado	Cerca del Colapso	Colapso
Daño Global drm %	Imperceptible < 0.2	Menor < 0.5	Moderado < 1.5	Severo < 2.5	Completo > 2.5

Fuente: Norma boliviana de diseño sísmico 2023.

CAPÍTULO III

3. DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN (MÉTODO PUSHOVER)

3.1. Presentación de la información

El desarrollo de la metodología se lo realizará en tres edificaciones, ubicadas en el barrio San Roque, Parque Bolívar y Barrio Pedro Antonio Flores; de las cuales la todas se encuentran ya construidas sin tomar en cuenta criterios sismorresistentes.

Dentro de la información que se requieren para realizar el modelaje dentro del software, se necesita los planos arquitectónicos del cual se obtendrá las dimensiones de toda la edificación, planos estructurales para obtener la cantidad de acero, tipo de armado y dimensiones tanto de vigas como de columnas; y un estudio de suelos del lugar, al tratarse de construcciones privadas, estas no cuentan con un estudio de suelo específico entonces lo que se hizo fue, buscar información del laboratorio de Suelos de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, estudios de suelos cercanos a las zonas de ubicación de cada una de las edificaciones.

3.1.1. Descripción de las edificaciones

3.1.1.1. Edificio Corrado

La primera edificación que se encuentra ubicada en el barrio San Roque, la cual se encuentra construida, tiene 6 niveles y una altura total de 18m, siendo cada piso de una altura de 3,20m; con un área de construcción de 146,34m² por planta, se tiene una edificación no muy irregular, teniendo pequeñas entradas en planta; los planos arquitectónicos de la edificación con sus vistas en planta y corte estarán en el Anexo 3.

Imagen 26. Ubicación del edificio Corrado.



Fuente: Elaboración propia.

3.1.1.2. Edificio Parque Bolívar

La segunda edificación que se encuentra ubicada en el barrio Villa Fátima, frente al parque bolívar, la cual ya se encuentra construida, tiene 6 niveles y una altura total de 18,50m, siendo la primera altura de la planta baja a la primera losa de 3,5m y las siguientes losas cada 3m, con un área de construcción de $165,64\text{m}^2$ por planta, se tiene una edificación un poco irregular, teniendo pequeñas entradas en planta y vigas diagonales; los planos arquitectónicos de la edificación con sus vistas en planta y corte estarán en el Anexo 3.

Imagen 27. Ubicación del edificio Parque Bolívar.



Fuente: Elaboración propia.

3.1.1.3. Edificio Pedro Antonio Flores

La tercera edificación que se encuentra ubicado en el barrio Pedro Antonio Flores, tiene 5 niveles y una altura total de 16m, siendo cada piso de una altura de 3,10m; con un área de construcción de 248,71m² por planta, se tiene una edificación no muy irregular, teniendo pequeñas entradas en planta; los planos arquitectónicos de la edificación con sus vistas en planta y corte estarán en el Anexo 3.

Imagen 28. Ubicación del edificio Pedro Antonio Flores.



Fuente: Elaboración propia.

3.1.2. Tipo de suelo

Al ser estas edificaciones construcciones privadas, las cuales en muy pocas veces cuentan con estudios de suelos, además de que estas ya fueron construidas, saber el tipo de suelo de fundación fue difícil el poder determinar.

Por esta razón utilizando estudios de suelos cercanos a las zonas de interés (Anexo 2), con esa información y con ayuda de la **Tabla 2** se determinó la clasificación de suelos de fundación según la norma boliviana de diseño sísmico.

Como indica en la siguiente tabla:

Tabla 11. Tipo de suelo de cimentación de cada edificación

Edificación	Tipo de Suelo
Edificio Corrado	S3
Edificio Parque Bolivar	S4
Edificio Pedro Antonio Flores	S4

Fuente: Elaboración propia.

3.1.3. Espectro de respuesta

Para el cálculo del espectro de respuesta, primeramente, se tiene que establecer la aceleración máxima probable del sitio y el tipo de suelo que este tiene, con esto se obtienen los coeficientes de sitio (F_a y F_v) con los cuales se ingresan a la **Tabla 5**, **Tabla 7** y para obtener el periodo inicial, corto y largo se ingresa a la **Tabla 4**.

Tabla 12. Resumen de los límites del espectro de diseño de cada edificación.

Edificación	Periodo Inicial (T_0)	Periodo Corto (T_s)	Periodo Largo (T_L)
Edificio Corrado	0,20 s	0,65 s	5,23 s
Edificio Parque Bolivar	0,22 s	0,73 s	5,86 s
Edificio Pedro Antonio Flores	0,22 s	0,73 s	5,86 s

Fuente: Elaboración propia.

Como se indica en la

Tabla 12, se encuentran los periodos inicial, corto y largo de cada una de las edificaciones.

Con toda esta información se tiene que aplicar las ecuaciones de parametrización del espectro que se encuentran en la **Tabla 4**.

De esta manera se obtiene el espectro de respuesta de cada una de las edificaciones siendo los siguientes:

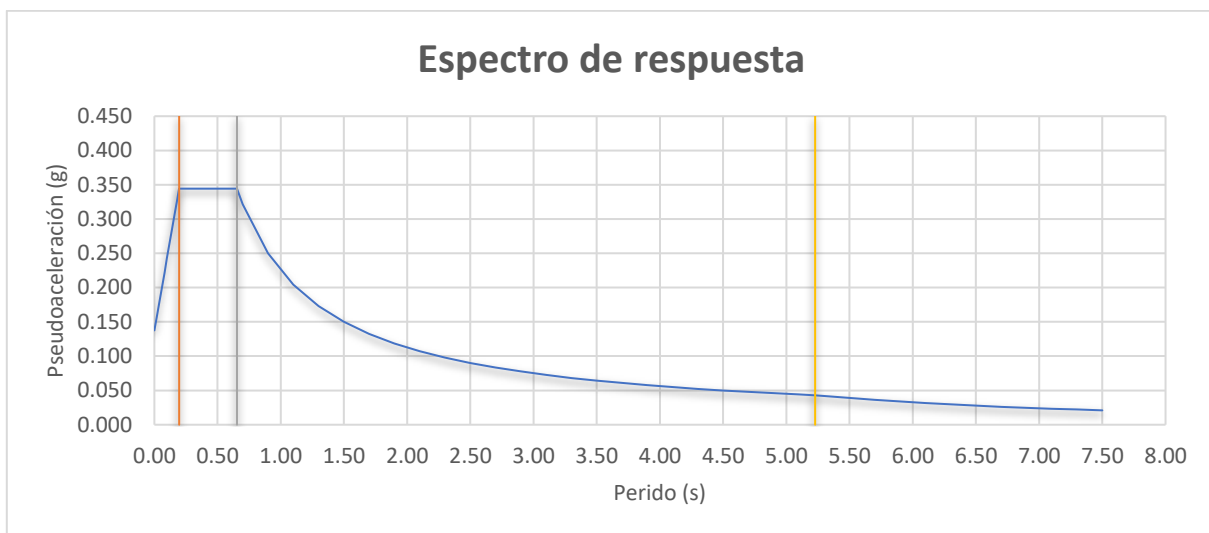
Tabla 13. Valores del espectro de respuesta edificación Corrado.

T (s)	Pseudoaceleración (g)
0.00	0.138
0.02	0.159
0.04	0.180
0.06	0.201
0.08	0.222
0.10	0.243
0.12	0.264
0.14	0.285
0.16	0.306
0.18	0.327
0.20	0.344
0.65	0.344
0.70	0.321
0.90	0.250
1.10	0.205
1.30	0.173
1.50	0.150

1.70	0.132
1.90	0.118
2.10	0.107
2.30	0.098
2.50	0.090
2.70	0.083
2.90	0.078
3.10	0.073
3.30	0.068
3.50	0.064
3.70	0.061
3.90	0.058
4.10	0.055
4.30	0.052
4.50	0.050
4.70	0.048
4.90	0.046
5.10	0.044
5.23	0.043
5.30	0.042
5.50	0.039
5.70	0.036
5.90	0.034
6.10	0.032
6.30	0.030
6.50	0.028
6.70	0.026
6.90	0.025
7.10	0.023
7.30	0.022
7.50	0.021

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 1. Edificio Corrado.



Fuente: Elaboración propia.

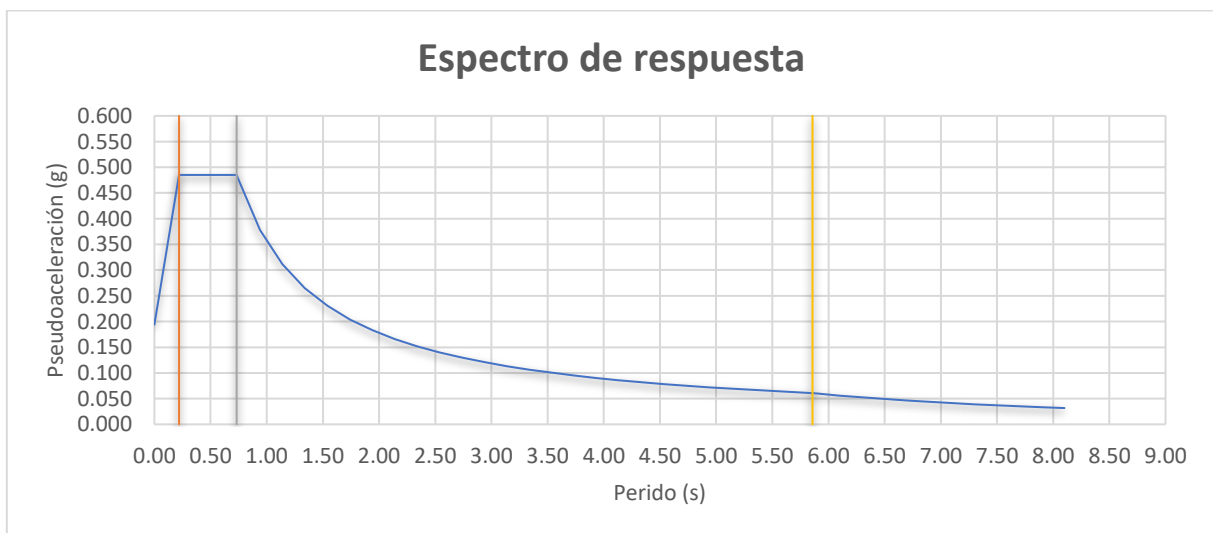
Tabla 14. Valores del espectro de diseño edificio Parque Bolívar.

T (s)	Pseudoaceleración (g)
0.00	0.194
0.02	0.221
0.04	0.247
0.06	0.274
0.08	0.300
0.10	0.327
0.12	0.353
0.14	0.380
0.16	0.406
0.18	0.433
0.22	0.485
0.73	0.485
0.74	0.480
0.94	0.378
1.14	0.312
1.34	0.265
1.54	0.231
1.74	0.204
1.94	0.183
2.14	0.166
2.34	0.152
2.54	0.140
2.74	0.130

2.94	0.121
3.14	0.113
3.34	0.106
3.54	0.100
3.74	0.095
3.94	0.090
4.14	0.086
4.34	0.082
4.54	0.078
4.74	0.075
4.94	0.072
5.14	0.069
5.86	0.061
5.90	0.060
6.10	0.056
6.30	0.052
6.50	0.049
6.70	0.046
6.90	0.044
7.10	0.041
7.30	0.039
7.50	0.037
7.70	0.035
7.90	0.033
8.10	0.032

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 2. Edificio Parque Bolívar.



Fuente: Elaboración propia.

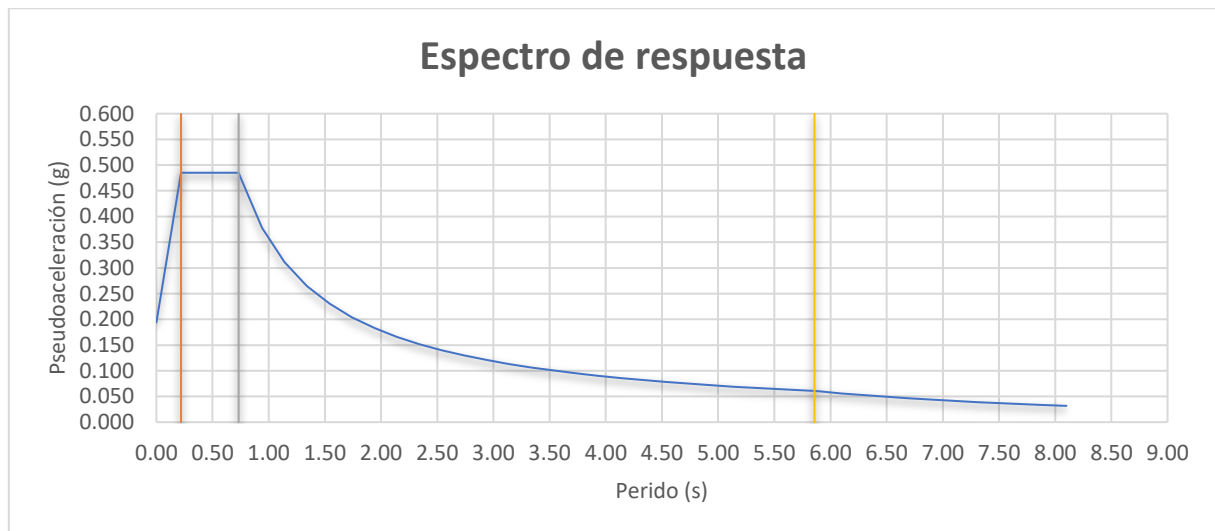
Tabla 15. Valores del espectro de respuesta edificio Pedro Antonio Flores.

T (s)	Pseudoaceleración (g)
0.00	0.194
0.02	0.221
0.04	0.247
0.06	0.274
0.08	0.300
0.10	0.327
0.12	0.353
0.14	0.380
0.16	0.406
0.18	0.433
0.22	0.485
0.73	0.485
0.74	0.480
0.94	0.378
1.14	0.312
1.34	0.265
1.54	0.231
1.74	0.204
1.94	0.183
2.14	0.166
2.34	0.152
2.54	0.140
2.74	0.130
2.94	0.121
3.14	0.113
3.34	0.106
3.54	0.100
3.74	0.095
3.94	0.090
4.14	0.086
4.34	0.082
4.54	0.078
4.74	0.075
4.94	0.072
5.14	0.069
5.86	0.061
5.90	0.060
6.10	0.056
6.30	0.052
6.50	0.049
6.70	0.046

6.90	0.044
7.10	0.041
7.30	0.039
7.50	0.037
7.70	0.035
7.90	0.033
8.10	0.032

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 3. Edificio Pedro Antonio Flores.



Fuente: Elaboración propia.

3.1.4. Dimensión y cantidad de acero de los elementos estructurales

3.1.4.1. Columnas

Para las secciones transversales de cada una de las columnas y su armado, se tiene los planos estructurales y memoria de cálculo, de la cual se sacó esta información, todo esto se lo hizo en cada una de las edificaciones, presentando un resumen de su dimensiones y armado en la **Tabla 16**, **Tabla 17**, **Tabla 18**, por otra parte, para ver el tipo de estribo se utilizó directamente los planos estructurales.

Tabla 16. Resumen de dimensiones y armado del edificio Corrado.

Nº	Tramo	Dimensiones (cm)		Esquinas		Refuerzos	
		Alto	Ancho	Superior	Inferior	Superior	Inferior
C-2	PB - Cu	30	30	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12
C-3	PB - Cu	30	30	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12
C-4	PB - Cu	30	30	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12

C-5	PB - Cu	30	30	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12
C-6	PB - Cu	30	30	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12
C-7	PB - Cu	30	30	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12
C-8	PB - Cu	30	30	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12
C-9	PB - Cu	30	30	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12
C-10	PB - Cu	30	30	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12
C-11	PB - Cu	30	30	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12
C-12	PB - Cu	30	30	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12
C-13	PB - Cu	30	30	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12
C-14	PB - Cu	40	40	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16
C-15	PB - Cu	30	30	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12
C-16	PB - Cu	30	30	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12
C-17	PB - Cu	30	30	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12
C-18	PB - Cu	30	30	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12
C-19	PB - Cu	30	30	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12
C-20	PB - Cu	30	30	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12
C-21	PB - Cu	30	30	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12
C-22	PB - Cu	30	30	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12
C-23	PB - Cu	30	30	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12
C-24	PB - Cu	30	30	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 17. Resumen de dimensiones y armado del edificio Parque Bolívar.

Nº	Tramo	Dimensiones (cm)		Esquinas		Refuerzos	
		Alto	Ancho	Superior	Inferior	Cara X	Cara Y
C-1	Ci-PB	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ12
	PB - Az			2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12
C-2	Ci-PB	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ12
	PB - Az			2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12
C-3	Ci - Az	25	60	2Φ12	2Φ12	2Φ12	8Φ12
C-4	Ci-PB	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ12
	PB - Az			2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12
C-5	Ci - Az	30	60	2Φ12	2Φ12	2Φ12	8Φ12
C-6	Ci - Az	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12
C-7	Ci - Az	30	35	2Φ12	2Φ12	2Φ12	4Φ12
C-8	Ci - Az	30	35	2Φ12	2Φ12	2Φ12	4Φ12
C-9	Ci - Az	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12
C-10	Ci - Az	30	35	2Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ12
C-11	Ci - Az	30	35	2Φ12	2Φ12	4Φ12	2Φ12
C-12	Ci - Az	25	60	2Φ12	2Φ12	2Φ12	8Φ12
C-13	Ci - Az	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12
C-14	Ci - 1P	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12
C-15	Ci - Az	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12

C-16	Ci - Az	30	60	2Φ12	2Φ12	4Φ12	8Φ12
C-17	Ci - 1P	25	35	2Φ12	2Φ12	2Φ12	2Φ12
C-18	Ci - Az	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12
C-19	Ci - Az	25	60	2Φ12	2Φ12	2Φ12	8Φ12
C-20	Ci - Az	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12
C-21	Ci - Az	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 18. Resumen de dimensiones y armado del edificio Pedro Antonio Flores.

Nº	Tramo	Dimensiones (cm)		Esquinas		Refuerzos	
		Alto	Ancho	Superior	Inferior	Cara X	Cara Y
C-3	Ci - Az	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12
C-4	Ci - Az	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12
C-5	Ci - Az	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12
C-6	Ci - Az	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12
C-7	Ci - Az	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12
C-8	Ci - Az	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12
C-9	Ci - Az	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12
C-10	Ci - Az	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12
C-11	Ci - Az	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12
C-12	Ci - Az	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12
C-13	Ci - PB	25	50	2Φ20	2Φ20	-	2Φ12
	PB - Az	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12
C-14	Ci - PB	25	50	2Φ20	2Φ20	-	2Φ12
	PB - Az	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12
C-15	Ci - Az	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12
C-16	Ci - Az	35	50	2Φ12	2Φ12	4Φ12	8Φ12
C-17	Ci - Az	35	50	2Φ12	2Φ12	4Φ12	8Φ12
C-18	Ci - Az	35	50	2Φ12	2Φ12	4Φ12	8Φ12
C-19	Ci - Az	35	50	2Φ12	2Φ12	4Φ12	8Φ12
C-20	Ci - Az	35	50	2Φ12	2Φ12	4Φ12	8Φ12
C-21	Ci - Az	35	50	2Φ12	2Φ12	4Φ12	8Φ12
C-22	Ci - PB	25	50	2Φ25	2Φ25	-	8Φ25
	PB - Az	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12
C-23	Ci - Az	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12
C-24	Ci - Az	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12
C-25	Ci - Az	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12
C-26	Ci - Az	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12
C-27	Ci - Az	25	50	2Φ16	2Φ16	2Φ12	2Φ12

Fuente: Elaboración propia.

3.1.4.2. Vigas

Para las secciones transversales de todos los elementos vigas, se toma en cuenta el armado a la unión viga-columna, así que ahí es donde presentará el armado, por esta razón se presentará una tabla resumen con todas las vigas y el armado de cada una de las edificaciones.

Tabla 19. Resumen de secciones y armado de vigas edificio Corrado.

TIPO DE VIGA	Nº	Tramo entre cruces	Dimensiones		Área de acero			
					Izquierda arriba (cm²)	Izquierda abajo (cm²)	Derecha arriba (cm²)	Derecha abajo (cm²)
			Alto (cm)	Ancho (cm)				
TIPO I	V-4	C-7 - C-8	45	20	1	1	1	1
	V-5	C-8 - C-9	45	20	1	1	1	1
	V-6	C-9 - C-10	45	20	1	1	1	1
	V-7	C-10 - C-11	45	20	1	1	1	1
	V-34	B-6 - B-8	45	20	1	1	1	1
	V-37	B-0 - C-23	45	20	1	1	1	1
	V-38	B-9 - B-11	45	20	1	1	1	1
	V-45	C-22 - C-17	45	20	1	1	1	1
	V-48	C-7 - C-8	45	20	1	1	1	1
	V-55	B-21 - B-22	45	20	1	1	1	1
	V-56	B-22 - B-18	45	20	1	1	1	1
	V-66	B-1 - B-3	45	20	1	1	1	1
	V-67	B3 - B-4	45	20	1	1	1	1
	V-71	B-5 - B-2	45	20	1	1	1	1
	V-87	B-8 - B-15	45	20	1	1	1	1
	V-90	B-0 - C-23	45	20	1	1	1	1
	V-91	B-10 - B-16	45	20	1	1	1	1
	V-100	B-18 - C-11	45	20	1	1	1	1
TIPO II	V-8	C-12 - C-13	45	20	1	1	1.79	1
	V-11	B-3 - B-4	45	20	1	1	1.79	1
	V-16	C-18 - C-19	45	20	1	1	1.79	1
	V-35	B-8 - B-7	45	20	1	1	1.79	1
	V-39	B-11 - B-10	45	20	1	1	1.79	1
	V-42	C-21 - C-16	45	20	1	1	1.79	1
	V-49	C-8 - C-9	45	20	1	1	1.79	1
	V-52	B-17 - B-19	45	20	1	1	1.79	1
	V-57	C-12 - C-13	45	20	1	1	1.79	1
	V-60	B-12 - B-13	45	20	1	1	1.79	1
	V-88	B-15 - B-9	45	20	1	1	1.79	1
	V-92	B-16 - B-11	45	20	1	1	1.79	1

	V-101	B-2 - C-22	45	20	1	1	1.79	1
TIPO III	V-13	B-5 - B-11	45	20	1.79	1	1	1.79
	V-24	C-19 - B-4	45	20	1.79	1	1	1.79
	V-62	B-14 - B-15	45	20	1.79	1	1	1.79
TIPO IV	V-14	B-11 - C-16	45	20	1	1.79	3.01	1
	V-25	B-4 - C-13	45	20	1	1.79	3.01	1
TIPO V	V-26	C-13 - C-7	45	20	3.01	1	2.13	1
	V-32	C-14 - C-8	45	20	3.01	1	2.13	1
TIPO VI	V-17	C-19 - C-20	45	20	1.79	1	2.13	1
	V-43	C-16 - C-15	45	20	1.79	1	2.13	1
TIPO VII	V-28	C-3 - C-24	45	20	1.79	1	1	1
	V-36	B-7 - C-9	45	20	1.79	1	1	1
	V-51	C-10 - C-11	45	20	1.79	1	1	1
	V-54	B-20 - B-21	45	20	1.79	1	1	1
	V-93	B-11 - B-22	45	20	1.79	1	1	1
	V-102	C-22 - C-17	45	20	1.79	1	1	1
TIPO VIII	V-21	C-21 - C-22	45	20	2.13	1	1	1
	V-33	C-8 - C-4	45	20	2.13	1	1	1
	V-44	C-15 - C-11	45	20	2.13	1	1	1
	V-80	C-3 - C-24	45	20	2.13	1	1	1
TIPO IX	V-23	C-12 - C-6	45	20	2.58	1	1	1
	V-41	C-10 - C-5	45	20	2.58	1	1	1
	V-86	C-8 - C-4	45	20	2.58	1	1	1
	V-95	C-10 - C-5	45	20	2.58	1	1	1
TIPO X	V-12	B-4 - B-5	45	20	1.79	1	1.79	1
	V-50	C-9 - C-10	45	20	1.79	1	1.79	1
	V-53	B-19 - B-20	45	20	1.79	1	1.79	1
	V-61	B-13 - B-14	45	20	1.79	1	1.79	1
	V-89	B-9 - C-9	45	20	1.79	1	1.79	1
TIPO XI	V-1	C-24 - C-23	45	20	1	1.79	1	1
	V-45	C-24 - C-23	45	20	1	1.79	1	1
	V-70	B-10 - B-5	45	20	1	1.79	1	1
TIPO XII	V-9	C-13 - C-14	45	20	1.79	1	3.26	1
	V-58	C-13 - C-14	45	20	1.79	1	3.26	1
TIPO XIII	V-10	C-14 - C-15	45	20	3.26	1	1	1
	V-65	C-16 - C-17	45	20	3.26	1	1	1
TIPO XIV	V-19	B-6 - B-9	45	20	1	1.79	1	1.79
	V-69	B-8 - B-10	45	20	1	1.79	1	1.79
TIPO XV	V-22	C-18 - C-12	45	20	1	1	2.58	1
	V-94	B-22 - C-10	45	20	1	1	2.58	1
TIPO XVI	V-27	C-7 - C-3	45	20	2.13	1	1.79	1
	V-74	C-12 - C-6	45	20	2.13	1	1.79	1
TIPO XVII	V-78	B-19 - C-7	45	20	1	1.79	2.58	1
	V-85	B-20 - C-8	45	20	1	1.79	2.58	1

TIPO XVIII	V-77	C-13 - B-19	45	20	3.01	1	1	1.79
	V-84	C-14 - B-20	45	20	3.01	1	1	1.79
Es-1	V-3	C-4 - C-5	45	20	3.01	5.02	1	1
Es-2	V-15	C-16 - C-17	45	20	3.01	1	1	1
Es-3	V-18	C-20 - B-6	45	20	2.13	1	1	1.79
Es-4	V-20	B-9 - C-21	45	20	1	1.79	2.13	1
Es-5	V-29	B-1 - B-2	45	20	1	4.02	1	4.02
Es-6	V-30	C-20 - B-5	45	20	1.79	1	1	2.13
Es-7	V-31	B-5 - C-14	45	20	1	2.13	3.01	1
Es-8	V-40	B-10 - C-10	45	20	1.79	1	2.58	1
Es-9	V-2	C-3 - C-4	45	20	3.01	4.02	3.01	4.02
Es-10	V-46	C-3 - C-4	45	20	1	1.58	2.13	2.37
Es-11	V-47	C-4 - C-5	45	20	2.13	1.79	1	1
Es-12	V-59	C-14 - C-15	45	20	3.26	1	2.13	1
Es-13	V-63	B-15 - B-16	45	20	1	2.37	1	1.58
Es-14	V-64	B-16 - C-16	45	20	1	1	3.26	1
Es-15	V-68	B-4 - B-8	45	20	1	1	1	1.79
Es-16	V-72	B-1 - C-18	45	20	3.01	1	3.01	1.79
Es-17	V-73	C-18 - C-12	45	20	3.01	1.79	2.13	1
Es-18	V-75	B-3 - C-19	45	20	2.13	1	2.13	1
Es-19	V-76	C-19 - C-13	45	20	2.13	1	3.01	1
Es-20	V-79	C-7 - C-3	45	20	2.58	1	2.13	1
Es-21	V-81	B-7 - B-6	45	20	1	1.58	1	1.58
Es-22	V-82	B-4 - C-20	45	20	4.14	1.79	4.14	1.79
Es-23	V-83	C-20 - C-14	45	20	1.79	1.79	3.01	1
Es-24	V-96	B-5 - C-21	45	20	2.58	1.79	2.58	1.79
Es-25	V-97	C-21 - C-16	45	20	2.58	1.79	3.26	1.79
Es-26	V-98	C-16 - C-15	45	20	3.26	1.79	4.14	1.79
Es-27	V-99	C-15 - B-18	45	20	4.14	1.79	1	1

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 20. Resumen de secciones y armado de vigas edificio Parque Bolívar.

TIPO DE VIGA	Nº	Tramo entre cruces	Dimensiones		Área de acero			
			Alto (cm)	Ancho (cm)	Izquierda arriba (cm²)	Izquierda abajo (cm²)	Derecha arriba (cm²)	Derecha abajo (cm²)
TIPO I	V-31	C-17 - C-18	45	25	6.03	6.03	6.03	6.03
	V-30	C-16 - C-17	45	25	6.03	6.03	6.03	6.03
	V-29	C-15 - C-16	45	25	6.03	6.03	6.03	6.03
TIPO II	V-21	C-5 - C-12	45	25	1	1	1	1

	V-10	C-10 - C-11	45	25	1	1	1	1
	V-4	C-7 - C-10	45	25	1	1	1	1
	V-3	C-8 - C-11	45	25	1	1	1	1
	V-50	C-7 - C-10	45	25	1	1	1	1
TIPO III	V-56	C-5 - C-6	45	25	6.03	4.02	6.03	4.02
	V-55	C-4 - C-5	45	25	6.03	4.02	6.03	4.02
TIPO IV	V-68	C-17 - C-18	45	25	5.15	4.02	5.15	4.02
	V-97	C-6 - B-24	45	25	5.15	4.02	5.15	4.02
TIPO V	V-66	C-15 - C-16	45	25	4.02	4.02	4.02	4.02
	V-45	C-12 - C-14	45	25	4.02	4.02	4.02	4.02
	V-118	C-11 - C-12	45	25	4.02	4.02	4.02	4.02
TIPO VI	V-60	C-8 - B-20	45	25	4.02	1.58	4.02	1.58
	V-59	C-7 - C-8	45	25	4.02	1.58	4.02	1.58
TIPO VII	V-79	B-19 - B-15	20	25	1.58	1.58	1.58	1.58
	V-78	B-18 - B-19	20	25	1.58	1.58	1.58	1.58
	V-77	B-17 - B-18	20	25	1.58	1.58	1.58	1.58
	V-76	B-16 - B-17	20	25	1.58	1.58	1.58	1.58
TIPO VIII	V-61	C-10 - C-11	45	25	1.58	1.58	1.58	1.58
	V-58	B-0 - C-7	45	25	1.58	1.58	1.58	1.58
	V-54	C-15 - C-19	45	25	1.58	1.58	1.58	1.58
	V-53	C-9 - C-15	45	25	1.58	1.58	1.58	1.58
	V-52	C-4 - C-9	45	25	1.58	1.58	1.58	1.58
	V-51	C-1 - C-4	45	25	1.58	1.58	1.58	1.58
	V-100	C-10 - C-11	45	25	1.58	1.58	1.58	1.58
	V-99	C-7 - C-8	45	25	1.58	1.58	1.58	1.58
	V-98	B-0 - C-7	45	25	1.58	1.58	1.58	1.58
	V-94	C-15 - C-19	45	25	1.58	1.58	1.58	1.58
	V-93	C-9 - C-15	45	25	1.58	1.58	1.58	1.58
	V-92	C-4 - C-9	45	25	1.58	1.58	1.58	1.58
	V-91	C-1 - C-4	45	25	1.58	1.58	1.58	1.58
	V-90	C-7 - C-10	45	25	1.58	1.58	1.58	1.58
	V-88	C-16 - C-20	45	25	1.58	1.58	1.58	1.58
	V-84	C-18 - C-21	45	25	1.58	1.58	1.58	1.58
	V-83	C-13 - C-18	45	25	1.58	1.58	1.58	1.58
	V-82	C-6 - C-13	45	25	1.58	1.58	1.58	1.58
	V-81	C-3 - C-6	45	25	1.58	1.58	1.58	1.58
	V-41	C-18 - C-21	45	25	1.58	1.58	1.58	1.58
	V-40	C-13 - C-18	45	25	1.58	1.58	1.58	1.58
	V-39	C-6 - C-13	45	25	1.58	1.58	1.58	1.58
	V-38	C-3 - C-6	45	25	1.58	1.58	1.58	1.58
TIPO IX	V-49	B-3 - B-4	20	20	1.58	1.58	1.58	1.58
	V-89	B-3 - B-4	20	20	1.58	1.58	1.58	1.58
TIPO X	V-116	B-27 - B-25	20	35	2.37	2.37	2.37	2.37
	V-115	B-26 - B-27	20	35	2.37	2.37	2.37	2.37

TIPO XI	V-117	B-21 - B-22	45	25	2.26	2.26	2.26	2.26
	V-114	B-23 - B-24	45	25	2.26	2.26	2.26	2.26
TIPO XII	V-86	C-5 - C-12	45	25	2.26	1.58	2.26	1.58
	V-85	C-2 - C-5	45	25	2.26	1.58	2.26	1.58
TIPO XIII	V-104	B-3 - P2	45	25	1.58	2.26	1.58	2.26
	V-103	B-1 - B-3	45	25	1.58	2.26	1.58	2.26
Esp. 1	V-27	C-12 - C-13	45	25	10.05	6.03	10.05	6.03
Esp. 2	V-37	B-0 - C-21	45	25	7.41	1.5	7.41	1.5
Esp. 3	V-2	C-5 - C-12	45	25	5.81	2.26	1	2.26
Esp. 4	V-15	C-1 - C-2	45	25	5.31	4.02	4.27	4.02
Esp. 5	V-23	C-14 - C-16	45	25	4.29	1	2.37	1.79
Esp. 6	V-5	C-4 - C-5	45	25	4.29	4.02	3.84	4.02
Esp. 7	V-16	C-2 - C-3	45	25	4.27	4.02	3.84	4.02
Esp. 8	V-26	C-5 - C-6	45	25	3.84	6.03	3.84	6.03
Esp. 9	V-6	C-5 - C-6	45	25	3.84	4.02	4.29	4.02
Esp. 10	V-36	C-20 - B-0	45	25	3.71	2.37	8.41	1.58
Esp. 11	V-1	C-2 - C-5	45	25	3.71	4.02	5.81	4.02
Esp. 12	V-18	C-4 - C-9	45	25	3.59	1	1.58	1
Esp. 13	V-17	C-1 - C-4	45	25	3.59	1	3.59	1
Esp. 14	V-32	C-17 - B-0	25	30	2.58	1.58	1	2.37
Esp. 15	V-14	C-18 - C-21	45	25	2.58	1	1	1
Esp. 16	V-12	C-6 - C-13	45	25	2.58	1	1.79	1
Esp. 17	V-9	C-8 - B-5	45	25	2.58	1.58	1	1.58
Esp. 18	V-8	C-7 - C-8	45	25	2.58	1.58	2.58	1.58
Esp. 19	V-25	B-2 - B-5	45	25	2.26	6.03	2.26	6.03
Esp. 20	V-20	C-13 - C-18	20	30	2.13	1	1	1
Esp. 21	V-34	C-15 - C-19	45	25	1.79	1	1	1
Esp. 22	V-33	C-9 - C-15	45	25	1.79	1	1	1.79
Esp. 23	V-24	C-16 - C-20	45	25	1.79	1.79	1	1
Esp. 24	V-19	C-6 - C-13	20	30	1.79	1	2.13	1
Esp. 25	V-13	C-13 - C-18	45	25	1.79	1	1	2.58
Esp. 26	V-11	C-3 - C-6	45	25	1.79	1	2.58	1
Esp. 27	V-35	C-19 - C-20	45	25	1	1	2.58	1.79
Esp. 28	V-28	B-1 - C-14	45	25	1	1.58	1	1.58
Esp. 29	V-22	C-12 - C-14	45	25	1	3.26	3.71	3.26
Esp. 30	V-7	B-2 - C-7	45	25	1	1.58	2.58	1.58
Esp. 31	V-75	C-3 - B-16	20	25	6.03	2.26	6.03	2.26
Esp. 32	V-63	C-13 - B-18	20	25	6.03	1.58	4.02	1.58
Esp. 33	V-62	C-12 - C-13	45	25	6.03	4.02	10.05	4.02
Esp. 34	V-74	C-2 - C-3	45	25	4.27	4.02	8.29	4.02
Esp. 35	V-73	C-1 - C-2	45	25	4.27	4.02	4.27	4.02

Esp. 36	V-57	C-6 - B-17	20	25	4.27	2.26	2.26	2.26
Esp. 37	V-67	C-16 - C-17	45	25	4.02	4.02	5.15	4.02
Esp. 38	V-46	C-14 - C-16	45	25	4.02	4.02	4.02	5.15
Esp. 39	V-72	C-21 - B-15	20	25	3.39	1.58	2.26	1.58
Esp. 40	V-71	C-20 - C-21	45	25	3.05	2.26	3.39	3.84
Esp. 41	V-43	C-5 - B-20	45	25	2.71	1.58	1.58	2.37
Esp. 42	V-70	C-19 - C-20	45	25	2.26	2.26	3.05	2.26
Esp. 43	V-69	C-18 - B-19	20	25	2.26	4.02	2.26	4.02
Esp. 44	V-65	B-3 - C-14	45	25	1.58	2.26	2.37	2.26
Esp. 45	V-64	B-1 - B-3	45	25	1.58	2.26	1.58	2.26
Esp. 46	V-48	B-9 - B-10	35	25	1.58	4.02	1.58	4.02
Esp. 47	V-47	C-16 - C-20	45	25	1.58	2.71	1.58	1.58
Esp. 48	V-44	B-20 - C-12	45	25	1.58	2.37	1.58	1.58
Esp. 49	V-42	C-2 - C-5	45	25	1.58	1.58	2.71	1.58
Esp. 50	V-80	C-8 - C-11	30	25	1	1	1	1
Esp. 51	V-102	C-13 - B-27	20	25	8.04	1.58	4.02	1.58
Esp. 52	V-96	C-5 - C-6	45	25	6.03	4.02	5.15	4.02
Esp. 53	V-106	C-16 - C-18	45	25	5.15	2.26	4.81	2.26
Esp. 54	V-101	C-12 - C-13	45	25	5.15	4.02	4.02	5.6
Esp. 55	V-107	C-18 - B-21	45	25	4.81	2.26	4.81	2.26
Esp. 56	V-95	C-4 - C-5	45	25	4.81	4.02	6.03	4.02
Esp. 57	V-113	C-3 - B-23	45	25	4.27	1.58	2.26	1.58
Esp. 58	V-112	C-2 - C-3	45	25	4.27	2.26	6.53	2.26
Esp. 59	V-110	C-21 - B-22	45	25	4.27	1.58	4.27	1.58
Esp. 60	V-105	C-15 - C-16	45	25	4.02	2.26	5.15	2.26
Esp. 61	V-111	C-1 - C-2	45	25	3.39	2.26	4.27	2.26
Esp. 62	V-109	C-20 - C-21	45	25	3.05	1.58	4.27	2.37
Esp. 63	V-108	C-19 - C-20	45	25	3.05	2.37	3.05	1.58
Esp. 64	V-87	C-12 - C-16	45	25	2.26	1.58	1.58	1.58
Esp. 65	V-119	C-8 - C-11	30	25	1.58	1.58	1.58	1.58

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 21. Resumen de secciones y armado de vigas edificio Pedro Antonio Flores.

TIPO DE VIGA	Nº	Tramo entre cruces	Dimensiones		Área de acero			
					Izquierda arriba (cm²)	Izquierda abajo (cm²)	Derecha arriba (cm²)	Derecha abajo (cm²)
			Alto (cm)	Ancho (cm)				
TIPO I	V-59	B-37 - C-15	40	20	1	1	1	1
	V-58	B-35 - B-36	40	20	1	1	1	1
	V-53	B-34 - C-14	40	20	1	1	1	1

	V-48	B-39 - B-38	40	20	1	1	1	1
	V-45	B-33 - C-13	40	20	1	1	1	1
	V-40	B-31 - B-32	40	20	1	1	1	1
	V-31	B-30 - C-12	40	20	1	1	1	1
	V-30	B-36 - B-37	40	20	1	1	1	1
	V-29	B-39 - B-34	40	20	1	1	1	1
	V-28	B-33 - B-39	40	20	1	1	1	1
	V-27	B-30 - B-31	40	20	1	1	1	1
	V-122	B-37 - C-15	40	20	1	1	1	1
	V-121	B-35 - B-36	40	20	1	1	1	1
	V-120	B-41 - B-35	40	20	1	1	1	1
	V-116	B-34 - C-14	40	20	1	1	1	1
	V-111	B-39 - B-38	40	20	1	1	1	1
	V-108	B-33 - C-13	40	20	1	1	1	1
	V-104	B-32 - B-40	40	20	1	1	1	1
	V-103	B-31 - B-32	40	20	1	1	1	1
	V-102	B-42 - B-45	40	20	1	1	1	1
	V-94	B-30 - C-12	40	20	1	1	1	1
	V-93	B-36 - B-37	40	20	1	1	1	1
	V-92	B-39 - B-34	40	20	1	1	1	1
	V-91	B-33 - B-39	40	20	1	1	1	1
	V-90	B-30 - B-31	40	20	1	1	1	1
	V-76	B-45 - B-43	40	20	1	1	1	1
	V-75	B-44 - B-45	40	20	1	1	1	1
TIPO II	V-20	C-17 - B-17	40	20	5.02	1.79	1	1.79
	V-83	C-17 - B-17	40	20	5.02	1.79	1	1.79
TIPO III	V-24	C-13 - B-38	40	20	4.14	2.13	1	2.13
	V-87	C-13 - B-38	40	20	4.14	2.13	1	2.13
	V-68	C-22 - B-15	40	20	4.14	2.13	1	2.13
TIPO IV	V-16	C-18 - B-16	40	20	4.14	2.58	1.79	2.58
	V-79	C-18 - B-16	40	20	4.14	2.58	1.79	2.58
TIPO V	V-124	C-5 - C-6	40	20	3.26	1.79	3.01	1.79
	V-96	C-3 - C-4	40	20	3.26	1.79	3.01	1.79
TIPO VI	V-55	C-19 - C-20	40	20	3.26	1	2.58	1
	V-118	C-19 - C-20	40	20	3.26	1	2.58	1
TIPO VII	V-63	C-7 - C-8	40	20	3.01	1.79	2.58	1.79
	V-126	C-7 - C-8	40	20	3.01	1.79	2.58	1.79
	V-100	C-9 - C-11	40	20	3.01	1.79	2.58	1.79
TIPO VIII	V-36	C-10 - C-9	40	20	3.01	1.79	3.01	1.79
	V-125	C-6 - C-7	40	20	3.01	1.79	3.01	1.79
	V-99	C-10 - C-9	40	20	3.01	1.79	3.01	1.79
TIPO IX	V-34	C-4 - B-42	40	20	3.01	1.79	1	1
	V-97	C-4 - B-44	40	20	3.01	1.79	1	1
TIPO X	V-81	C-19 - C-6	40	20	3.01	1	2.13	1

	V-74	C-20 - C-7	40	20	3.01	1	2.13	1
TIPO XI	V-1	C-27 - C-26	40	20	2.58	1.79	2.58	1.79
	V-64	C-27 - 26	40	20	2.58	1.79	2.58	1.79
TIPO XII	V-51	B-14 - B-15	40	20	2.13	1.79	1.79	1
	V-114	B-14 - B-15	40	20	2.13	1.79	1.79	1
TIPO XIII	V-50	B-17 - B-16	40	20	2.13	1	1	1
	V-113	B-17 - B-16	40	20	2.13	1	1	1
TIPO XIV	V-54	C-16 - C-19	40	20	1.79	1	3.26	1
	V-117	C-16 - C-19	40	20	1.79	1	3.26	1
TIPO XV	V-42	C-17 - C-18	40	20	1.79	1	4.14	1
	V-105	C-17 - C-18	40	20	1.79	1	4.14	1
TIPO XVI	V-17	B-16 - C-19	40	20	1.79	2.58	3.01	1
	V-80	B-16 - C-19	40	20	1.79	2.58	3.01	1
TIPO XVII	V-15	B-45 - C-18	40	20	1.79	3.16	4.14	1.58
	V-78	B-42 - C-18	40	20	1.79	3.16	4.14	1.58
TIPO XVIII	V-49	B-38 - B-17	40	20	1	1	2.13	1
	V-112	B-38 - B-17	40	20	1	1	2.13	1
TIPO XIX	V-35	B-42 - C-10	40	20	1	1	3.01	1.79
	V-98	B-44 - C-10	40	20	1	1	3.01	1.79
TIPO XX	V-25	B-38 - C-14	40	20	1	2.13	5.02	2.13
	V-88	B-38 - C-14	40	20	1	2.13	5.02	2.13
Esp-1	V-26	C-14 - C-15	40	20	5.02	2.13	3.26	2.13
Esp-2	V-22	C-16 - C-5	40	20	5.02	1.79	1.79	1
Esp-3	V-5	C-22 - B-15	40	20	5.02	2.13	1	2.13
Esp-4	V-43	C-18 - B-43	40	20	4.72	1.58	1.58	3.84
Esp-5	V-61	C-5 - C-6	40	20	4.14	1	3.01	1.79
Esp-6	V-7	C-23 - C-8	40	20	4.14	1.79	2.13	1.79
Esp-7	V-44	B-43 - C-21	40	20	3.84	3.84	3.84	1.58
Esp-8	V-33	C-3 - C-4	40	20	3.26	1	3.01	1.79
Esp-9	V-11	C-20 - C-7	40	20	3.26	1	1.79	1
Esp-10	V-9	C-21 - B-14	40	20	3.26	1.58	1.79	3.59
Esp-11	V-62	C-6 - C-7	40	20	3.01	1	3.01	1.79
Esp-12	V-38	C-11 - C-27	40	20	3.01	1.79	1.79	1.79
Esp-13	V-37	C-9 - C-11	40	20	3.01	1.79	3.01	1
Esp-14	V-23	C-12 - C-13	40	20	3.01	2.13	4.14	2.13
Esp-15	V-18	C-19 - C-6	40	20	3.01	1	1	2.13
Esp-16	V-3	C-24 - C-25	40	20	3.01	1	2.13	1.79
Esp-17	V-56	C-20 - C-23	40	20	2.58	1.58	1.79	1.58
Esp-18	V-47	C-24 - C-26	40	20	2.58	1	1.79	1.79
Esp-19	V-52	B-15 - C-25	40	20	1.79	1	1	1
Esp-20	V-39	B-45 - B-44	40	20	1.79	1.79	1	1
Esp-21	V-19	C-3 - C-17	40	20	1.79	1	5.02	1.79

Esp-22	V-14	C-4 - B-45	40	20	1.79	1.58	1.79	3.16
Esp-23	V-10	B-14 - C-20	40	20	1.79	3.59	3.26	1.58
Esp-24	V-8	C-10 - C-21	40	20	1.79	1.58	3.26	1.58
Esp-25	V-4	C-9 - C-22	40	20	1.79	1	5.02	2.13
Esp-26	V-2	C-11 - C-24	40	20	1.79	1.58	3.01	1.58
Esp-27	V-60	C-15 - C-5	40	20	1	1	4.14	1.79
Esp-28	V-46	C-22 - C-24	40	20	1	1	3.26	1
Esp-29	V-32	C-12 - C-3	40	20	1	1	3.26	1.79
Esp-30	V-21	B-17 - C-16	40	20	1	1.79	5.02	1.79
Esp-31	V-13	B-44 - B-43	40	20	1	1.79	1	1
Esp-32	V-12	B-42 - B-44	40	20	1	1	1	1.79
Esp-33	V-6	B-15 - C-23	40	20	1	2.13	4.14	1
Esp-34	V-89	C-14 - C-15	40	20	5.02	2.13	4.14	2.13
Esp-35	V-85	C-16 - C-5	40	20	5.02	2.58	2.58	1
Esp-36	V-106	C-18 - B-43	40	20	4.72	3.84	1.58	3.84
Esp-37	V-86	C-12 - C-13	40	20	3.26	1	4.14	2.13
Esp-38	V-72	C-21 - B-14	40	20	3.26	1.58	1.79	3.59
Esp-39	V-70	C-23 - C-8	40	20	3.26	1.79	2.58	1.79
Esp-40	V-66	C-24 - C-25	40	20	3.01	1	2.58	1.79
Esp-41	V-119	C-20 - C-23	40	20	2.58	1	1.79	1
Esp-42	V-110	C-24 - C-26	40	20	2.58	1	2.13	1.79
Esp-43	V-101	C-11 - C-27	40	20	2.58	1.79	1.79	1.79
Esp-44	V-67	C-9 - C-22	40	20	2.58	1	4.14	2.13
Esp-45	V-77	C-4 - B-42	40	20	2.13	1.58	1.79	3.16
Esp-46	V-71	C-10 - C-21	40	20	2.13	1	3.26	1
Esp-47	V-65	C-11 - C-24	40	20	2.13	1	3.01	1
Esp-48	V-123	C-15 - C-5	40	20	1.79	1	3.26	1.79
Esp-49	V-115	B-15 - C-25	40	20	1.79	1	1.79	1
Esp-50	V-95	C-12 - C-3	40	20	1.79	1	3.26	1.79
Esp-51	V-73	B-14 - C-20	40	20	1.79	3.59	3.01	1.58
Esp-52	V-107	B-43 - C-21	40	20	1.58	3.84	3.84	1.58
Esp-53	V-109	C-22 - C-24	40	20	1	1	2.58	1
Esp-54	V-84	B-17 - C-16	40	20	1	1.79	5.02	2.58
Esp-55	V-82	C-3 - C-17	40	20	1	1	5.02	2.58
Esp-56	V-69	B-15 - C-23	40	20	1	2.13	3.26	1

Fuente: Elaboración propia.

3.1.5. Cargas utilizadas en el modelo

Las cargas que se utilizarán en el modelado son tres: cargas por peso muerto que en este caso serán los muros con revoques, carga viva que estará en función del tipo de estructura para la cual se utilizará y la de sismo que son cargas puntuales en cada nivel de la edificación.

Para el cálculo de las cargas se basó en norma boliviana NB1225002, en el caso de los muros se calculó su peso en función al peso específico de cada material.

3.1.5.1. Edificio Corrado

➤ Carga viva de uso

Según la norma NB 1225002 en la **Imagen 29** Sobrecarga de servicio L.

Imagen 29. Sobre cargas de uso.

Tipo de servicio	Sobrecargas	
	Uniforme en kN/m ²	Concentrada en kN
Pacios y lugares de paseo	5,0	
Piso enrejado en sala de máquinas de ascensores	Vease nota (7)	
Salones de reunión, teatros y cines		
- Asientos fijos, sujetos al piso	3,0	
- Salones	5,0	
- Asientos móviles	5,0	
- Plataformas (reunión)	5,0	
- Pisos de escenarios	7,0	
- Salas de proyección	5,0	
Salones de baile y fiesta	5,0	
Salidas de Incendio		
- En general	5,0	
- En viviendas unifamiliares únicamente	2,0	
Sistemas de piso flotante		
- Uso para oficina	2,5	9,0
- Uso para computación	5,0	9,0
Templos	5,0	
Usos Residenciales(casa habitación, departamento)		
- Viviendas para 1 y 2 familias		
- Todas las áreas excepto balcones (4)	2,0	
- escaleras	2,0	
Hoteles, casa multifamiliares y departamentos		
- habitaciones privadas y corredores que las sirven	2,0	
- Habitaciones de reunión y corredores que las sirven	5,0	
Veredas, entradas vehiculares y patios sujetos a entradas de camiones	12,0	36,0
Vestuarios	2,5	

Fuente: NB-1225002.

Carga viva = 2.00 kN/m²

Imagen 30. Sobrecarga de uso de techos.

Tipo de servicio	Sobrecargas	
	Uniforme en kN/m ²	Concentrada en kN
Azoteas y terrazas (donde pueden congregarse personas)	4,0	
Azoteas accesibles privadamente	3,0	
Azoteas inaccesibles	1,0	
Balcones		
- Viviendas en general	3,0	
- Otros casos	Véase 4.11	
Baños		
- Viviendas	2,0	
- Otros casos	3,0	

Fuente: NB-1225002.

Carga viva de techo = 3.00 kN/m²

➤ **Carga muerta**

Peso del ladrillo

Espesor de junta vertical (Jv) = 2.00 cm
 Espesor de junta horizontal (Jh) = 2.00 cm
 Longitud del ladrillo (L) = 24.00 cm
 Altura del ladrillo (H) = 10.00 cm

Imagen 31. Cálculo de cantidad de ladrillo.

$$CL = \frac{1}{(L + J_h) \times (H + J_v)}$$

CL = cantidad de ladrillos por m²
L = longitud de ladrillo (m)
Jh = espesor junta horizontal (m)
H = altura del ladrillo (m)
Jv = espesor junta vertical (m)

Fuente: Elaboración propia.

CL = 32.05 Ladrillos / m²

Según fichas técnicas de proveedores especializados la cantidad adoptada es la siguiente:

CL = 36.00 Ladrillos / m² (soga)
24.00 Ladrillos / m² (tizón)

Peso de ladrillo = 2.65 kg/ladrillo F.T. Incerpaz

P.U. del ladrillo =	95.40	kg/m ²	soga
	0.94	kN/m ²	
	63.60	kg/m ²	tizón
	0.62	kN/m ²	

Peso del mortero

Espesor del muro =	15.00	cm	soga
	10.00	cm	tizon
Vmortero =	0.02	m3/m2	soga
	0.01	m3/m2	tizon

Densidad del mortero según norma NB1225002-1 tabla 3-2 = 21.00 kN/m3

Peso del mortero =	0.43	KN/m ²	soga
Peso del mortero =	0.29	KN/m ²	tizon

Peso del muro

Espesor de revoques = 1.50 cm

Peso revoque mortero =	0.32	kN/m ²
-------------------------------	------	-------------------

Densidad del yeso según norma NB1225002-1 tabla 3-2 = 12.50 kN/m3

Peso revoque yeso =	0.19	kN/m ²
----------------------------	------	-------------------

Peso Muro Interior =	1.28	kN/m²
-----------------------------	-------------	-------------------------

Peso Muro exterior =	1.87	kN/m²
-----------------------------	-------------	-------------------------

Altura del muro exterior 1Piso =	2.75	m
Carga de sobre viga 1piso =	5.13	kN/m
Altura del muro interior 1Piso =	2.75	m
Carga de sobre viga 1piso =	3.53	kN/m

Altura del muro exterior 2Piso =	2.45	m
Carga de sobre viga 2piso =	4.57	kN/m
Altura del muro interior 2Piso =	2.45	m
Carga de sobre viga 2piso =	3.15	kN/m

Altura del muro exterior azotea =	1.00	m
Carga de sobre viga azotea =	1.87	kN/m

3.1.5.2. Edificio Parque Bolívar

➤ Carga viva

Según la norma NB 1225002 en la **Imagen 29** Sobrecarga de servicio L.

$$\text{Carga viva} = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

Para la carga viva de techo se tiene que ver la **Imagen 30**.

$$\text{Carga viva de techo} = 3.00 \text{ kN/m}^2$$

➤ Carga muerta

Peso del ladrillo

Espesor de junta verical (Jv) =	2.00	cm
Espesor de junta horizontal (Jh) =	2.00	cm
Longitud del ladrillo (L) =	24.00	cm
Altura del ladrillo (H) =	10.00	cm

$$CL = 32.05 \text{ Ladrillos / m}^2$$

Según fichas técnicas de proveedores especializados la cantidad adoptada es la siguiente:

$$CL = \begin{matrix} 36.00 & \text{Ladrillos / m}^2 & \text{(soga)} \\ 24.00 & \text{Ladrillos / m}^2 & \text{(tizón)} \end{matrix}$$

$$\text{Peso de ladrillo} = 2.65 \text{ kg/ladrillo} \quad \text{F.T. Incerpaz}$$

P.U. del ladrillo =	95.40	kg/m ²	soga
	0.94	kN/m ²	
	63.60	kg/m ²	tizón
	0.62	kN/m ²	

Peso del mortero

Espesor del muro =	15.00	cm	soga
	10.00	cm	tizon
Vmortero =	0.02	m ³ /m ²	soga
	0.01	m ³ /m ²	tizon
Densidad del mortero según norma NB1225002-1 tabla 3-2 =	21.00	kN/m ³	

Peso del mortero =	0.43	KN/m ²	soga
Peso del mortero =	0.29	KN/m ²	tizon

Peso del muro

Espesor de rovoques =	1.50	cm
-----------------------	------	----

Peso revoque mortero =	0.32	kN/m ²
------------------------	------	-------------------

Densidad del yeso según norma NB1225002-1 tabla 3-2 =	12.50	kN/m ³
---	-------	-------------------

Peso revoque yeso =	0.19	kN/m ²
---------------------	------	-------------------

Peso Muro Interior =	1.28	kN/m²
-----------------------------	-------------	-------------------------

Peso Muro exterior =	1.87	kN/m²
-----------------------------	-------------	-------------------------

Altura del muro exterior =	3.15	m
Carga de sobre viga 1piso M.E. =	5.88	kN/m
Altura del muro interior =	3.15	m
Carga de sobre viga 1piso M.I. =	4.05	kN/m

Altura del muro exterior =	3.70	m
Carga de sobre viga 1piso M.E. =	6.91	kN/m
Altura del muro interior =	3.70	m
Carga de sobre viga 1piso M.I. =	4.75	kN/m

Altura del muro exterior azotea =	1.20	m
Carga de sobre viga 1 piso M.E. =	2.24	kN/m

3.1.5.3. Edificio B/Pedro Antonio Flores

➤ Carga viva

Según la norma NB 1225002 en la tabla 4.1 Sobrecarga de servicio L. Ver **Imagen 29**.

$$\text{Carga viva} = \mathbf{2.00 \quad kN/m^2}$$

Para la carga viva de techo se tiene que ver la **Imagen 30**.

$$\text{Carga viva de techo} = \mathbf{3.00 \quad kN/m^2}$$

➤ Carga muerta

Peso del ladrillo

Espesor de junta verical (Jv) =	2.00	cm
Espesor de junta horizontal (Jh) =	2.00	cm
Longitud del ladrillo (L) =	24.00	cm
Altura del ladrillo (H) =	10.00	cm
CL =	32.05	Ladrillos / m ²

Según fichas técnicas de proveedores especializados la cantidad adoptada es la siguiente:

CL =	36.00	Ladrillos / m²	(soga)
	24.00	Ladrillos / m²	(tizón)
Peso de ladrillo =	2.65	kg/ladrillo	F.T. Incerpaz
P.U. del ladrillo =	95.40	kg/m ²	soga
	0.94	kN/m ²	
	63.60	kg/m ²	tizón
	0.62	kN/m ²	

Peso del mortero

Espesor del muro =	15.00	cm	soga
	10.00	cm	tizon
Vmortero =	0.02	m3/m2	soga
	0.01	m3/m2	tizon

Densidad del mortero según norma NB1225002-1 tabla 3-2 =	21.00	kN/m ³	
Peso del mortero =	0.43	KN/m ²	soga
Peso del mortero =	0.29	KN/m ²	tizon
Peso del muro			
Espesor de rovoques =	1.50	cm	
Peso revoque mortero =	0.32	kN/m ²	
Densidad del yeso según norma NB1225002-1 tabla 3-2 =	12.50	kN/m ³	
Peso revoque yeso =	0.19	kN/m ²	
Peso Muro Interior =	1.28	kN/m²	
Peso Muro exterior =	1.87	kN/m²	
Altura del muro exterior =	3.05	m	
Carga de sobre viga 1 piso M.E. =	5.69	kN/m	
Altura del muro interior =	3.05	m	
Carga de sobre viga 1 piso M.I. =	3.92	kN/m	
Altura del muro exterior azotea =	1.20	m	
Carga de sobre viga 1 piso M.E. =	2.24	kN/m	

3.1.6. Peso sísmico efectivo de las edificaciones

El peso sísmico efectivo, será la sumatoria del peso de todos los elementos estructurales, las cargas permanentes y un 25% de la sobrecarga de uso, en cada nivel de la edificación. Para obtener esta información se lo obtiene con el software SAP2000, lo que hace es que al momento de introducir todo hasta el punto 3.2.5.

En este caso se obtiene un archivo .txt, el cual contiene información de la masa en función de la gravedad, se lo muestra en las siguientes tablas:

Tabla 22. Masa por cada nivel, edificio Corrado.

Nivel de la edificación	Masa SAP2000	Aceleración de la gravedad	Masa	
	kN/m/s ²	m/s ²	kN	Tn
Piso 1	97,14	9,81	952,96	97,14
Piso 2	92,09	9,81	903,41	92,09
Piso 3	91,29	9,81	895,54	91,29
Piso 4	91,29	9,81	895,54	91,29
Piso 5	91,29	9,81	895,54	91,29
Azotea	61,60	9,81	604,32	61,60
Total =			5.147,31	524,70

Fuente: SAP2000.

Tabla 23. Masa por cada nivel, edificio Parque Bolivar.

Nivel de la edificación	Masa SAP2000	Aceleración de la gravedad	Masa	
	kN/m/s ²	m/s ²	kN	Tn
Piso 1	83,18	9,81	816,01	83,18
Piso 2	73,57	9,81	721,68	73,57
Piso 3	87,78	9,81	861,15	87,78
Piso 4	89,17	9,81	874,72	89,17
Piso 5	89,17	9,81	874,72	89,17
Piso 6	89,17	9,81	874,72	89,17
Azotea	52,39	9,81	513,97	52,39
Total =			5.536,96	564,42

Fuente: SAP2000.

Tabla 24. Masa por cada nivel, edificio Pedro Antonio Flores.

Nivel de la edificación	Masa SAP2000	Aceleración de la gravedad	Masa	
	kN/m/s ²	m/s ²	kN	Tn
Piso 1	145,96	9,81	1.431,84	145,96
Piso 2	145,96	9,81	1.431,84	145,96
Piso 3	145,96	9,81	1.431,84	145,96
Piso 4	145,96	9,81	1.431,84	145,96
Azotea	90,86	9,81	891,32	90,86
Total =			6.618,68	674,69

Fuente: SAP2000.

3.1.7. Centro de masa de cada nivel

De igual manera en el mismo archivo .txt donde se encuentra la masa de la edificación, nos proporcionará el centro de gravedad de cada uno de los niveles de las tres edificaciones.

Tabla 25. Centros de masas por nivel, edificio Corrado.

Nivel de la edificación	Centro de gravedad		
	X	Y	Z
Piso 1	5.211219	6.657142	3.2
Piso 2	5.219453	6.634588	6.4
Piso 3	5.216881	6.629819	9.3
Piso 4	5.216881	6.629819	12.2
Piso 5	5.216881	6.629819	15.1
Azotea	5.249232	6.391791	18

Fuente: SAP2000.

Tabla 26. Centros de masas por nivel, edificio Parque Bolívar.

Nivel de la edificación	Centro de gravedad		
	X	Y	Z
Piso 1	7.223669	6.083563	4.28
Piso 2	7.355088	5.818112	7.43
Piso 3	7.396622	6.779755	10.58
Piso 4	7.377873	6.688908	13.73
Piso 5	7.377873	6.688908	16.88
Piso 6	7.377873	6.688908	20.03
Azotea	7.391286	6.988669	23.18

Fuente: SAP2000.

Tabla 27. Centros de masas por nivel, edificio Pedro Antonio Flores.

Nivel de la edificación	Centro de gravedad		
	X	Y	Z
Piso 1	5.57337	9.515594	3.05
Piso 2	5.57337	9.515594	6.1
Piso 3	5.57337	9.515594	9.15
Piso 4	5.57337	9.515594	12.2
Azotea	5.26531	9.15758	15.25

Fuente: SAP2000.

3.1.8. Cálculo del cortante basal y distribución

Para el cálculo de cortante basal y su distribución en la edificación se lo realizará de manera detalla para cada una de las tres edificaciones, teniendo en cuenta todos los datos ya determinados.

3.1.8.1. Tipo de edificación

Al tratarse de edificaciones habituales, en la cuales se contemplan departamentos de uso privado, es decir no se contemplan mucha aglomeración de personas ya que la densidad por metro cuadrado es mínima, su factor de importancia será:

Factor de importancia $I_e = 1$

3.1.8.2. Aceleración máxima probable

Según la guía boliviana de diseño sísmico, para la ciudad capital de Tarija le corresponde una aceleración de:

Aceleración máxima probable $S_0 = 0.09 \text{ g}$

3.1.8.3. Coeficientes de sitio (F_a y F_v)

Para la determinación de los coeficientes de sitio se utilizará el tipo de suelo de cimentación (**Tabla 11**) y la aceleración máxima probable (acápito 3.1.8.2.); con estos datos se debe ingresar a las **Tabla 5** y **Tabla 7** en caso de valores intermedios se puede realizar una interpolación.

Tabla 28. Coeficientes de sitio de las tres edificaciones.

Edificación	F_a	F_v
Edificio Corrado	1,53	2,00
Edificio Parque Bolivar	2,16	3,16
Edificio Pedro Antonio Flores	2,16	3,16

Fuente: Elaboración propia.

3.1.8.4. Factor de modificación de respuesta

El coeficiente “R”, depende de la ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento del sistema estructural, además de los elementos y materiales que lo componen. Cuando en la dirección considerada exista más de un sistema estructural se debe tomar el menor valor de “R”.

Tabla 29. Factor de modificación de respuesta de cada edificación.

Edificación	R
Edificio Corrado	3,00
Edificio Parque Bolivar	3,00
Edificio Pedro Antonio Flores	3,00

Fuente: Elaboración propia.

3.1.8.5. Periodo fundamental y periodo largo

Para el cálculo del periodo fundamental de la edificación se necesitará la altura total de la edificación y un coeficiente C_t y x los cuales se lo obtiene de la **Tabla 8**, siendo las tres edificaciones pórticos de hormigón resistentes a momentos. La fórmula que se utilizará será la siguiente:

$$T = C_t * h_n^x$$

Para el periodo largo se utilizará los coeficientes de sitio (F_a y F_v); con esta información se ingresa a la **Tabla 4** y se calcula el periodo largo. Se presenta en la **Tabla 30** un resumen de todos estos coeficientes y valores.

Tabla 30. Periodo fundamental y periodo largo de cada edificación.

Edificación	Altura total (m)	C_t	x	T_a (s)	T_L (s)
Edificio Corrado	18,00	0,0466	0,90	0,628	5,23
Edificio Parque Bolivar	23,18	0,0466	0,90	0,789	5,86
Edificio Pedro Antonio Flores	15,25	0,0466	0,90	0,541	5,86

Fuente: Elaboración propia.

3.1.8.6. Coeficiente de respuesta sísmica

Con todos los coeficientes y periodos ya calculados en los puntos anteriores, se procede a calcular el coeficiente de respuesta sísmica, con la siguiente fórmula:

$$C_s = \frac{2,5 * F_a * S_0}{\left(R/I_e\right)}$$

Con esto se obtiene el coeficiente de respuesta sísmica, el cual debe tener límites, tanto máximos y mínimos como ser:

- No debe ser mayor que:

$$C_s = \frac{1,25 * F_v * S_0}{T * \left(R/I_e\right)} \quad \text{Para } T \leq T_L$$

$$C_s = \frac{1,25 * F_v * S_0 * T_L}{T^2 * \left(R/I_e\right)} \quad \text{Para } T > T_L$$

➤ No debe ser menor que:

$$C_s = 0,11 * F_a * S_0 * I_e \geq 0,01$$

Con todas estas consideraciones se obtiene la siguiente tabla resumen:

Tabla 31. Coeficiente de respuesta sísmica de cada edificación.

Edificación	Cs	Periodos		Límites de Cs	
		T	TL	Máximo	Mínimo
Edificio Corrado	<u>0,115</u>	0,628	5,230	0,199	0,015
Edificio Parque Bolívar	<u>0,162</u>	0,789	5,860	0,174	0,021
Edificio Pedro Antonio Flores	<u>0,162</u>	0,541	5,860	0,174	0,021

Fuente: Elaboración propia.

3.1.8.7. Cortante basal

Con el coeficiente de respuesta sísmica ya calculado, se puede determinar el cortante basal que no es más que el producto entre el peso sísmico efectivo total de la edificación y dicho coeficiente.

Tabla 32. Cortante basal de cada edificación.

Edificación	Peso total (kN)	Cs	Cortante basal (kN)
Edificio Corrado	5.147,31	0,115	590,77
Edificio Parque Bolívar	5.536,96	0,162	895,35
Edificio Pedro Antonio Flores	6.618,68	0,162	1.070,27

Fuente: Elaboración propia.

3.1.8.8. Distribución del cortante basal

Para distribuir el cortante basal en cada uno de los niveles de la edificación se tiene que determinar primeramente el coeficiente “k” que está en función al periodo fundamental de la estructura y aplicar la metodología que nos indica el punto 2.8.2.1.

Tabla 33. Coeficiente "k" de cada edificación.

Edificación	k
Edificio Corrado	1,064
Edificio Parque Bolívar	1,144
Edificio Pedro Antonio Flores	1,021

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 34. Distribución del cortante basal, edificio Corrado.

Nivel	Peso parcial (kN)	Altura parcial (m)	$W_i \cdot (h_i)^k$	C_{vx}	Fuerza por nivel (kN)
Azotea	604.32	18.00	13,092.85	0.213	125.933
5 Piso	895.54	15.10	16,093.93	0.262	154.799
4 Piso	895.54	12.20	12,826.44	0.209	123.371
3 Piso	895.54	9.30	9,608.83	0.156	92.422
2 Piso	903.41	6.40	6,512.70	0.106	62.642
1 Piso	952.96	3.20	3,285.63	0.053	31.603
Σ			61,420.37	1.000	590.77

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 35. Distribución del cortante basal, edificio Parque Bolívar.

Nivel	Peso parcial (kN)	Altura parcial (m)	$W_i \cdot (h_i)^k$	C_{vx}	Fuerza por nivel (kN)
Azotea	52.39	23.18	18,758.60	0.171	152.968
6 Piso	89.17	20.03	27,010.68	0.246	220.282
5 Piso	89.17	16.88	22,207.28	0.202	181.108
4 Piso	89.17	13.73	17,532.30	0.160	142.982
3 Piso	87.78	10.58	12,809.16	0.117	104.455
2 Piso	73.57	7.43	7,163.46	0.065	58.421
1 Piso	83.18	4.28	4,308.56	0.039	35.136
Σ			109,790.05	1.000	895,35

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 36. Distribución del cortante basal, edificio Pedro Antonio Flores.

Nivel	Peso parcial (kN)	Altura parcial (m)	$W_i \cdot (h_i)^k$	C_{vx}	Fuerza por nivel (kN)
Azotea	90.86	15.25	14,376.57	0.240	256.388
4 Piso	145.96	12.20	18,391.36	0.306	327.986
3 Piso	145.96	9.15	13,712.09	0.228	244.537
2 Piso	145.96	6.10	9,065.42	0.151	161.670
1 Piso	145.96	3.05	4,468.50	0.074	79.690
Σ			60,013.94	1.000	1.070,27

Fuente: Elaboración propia.

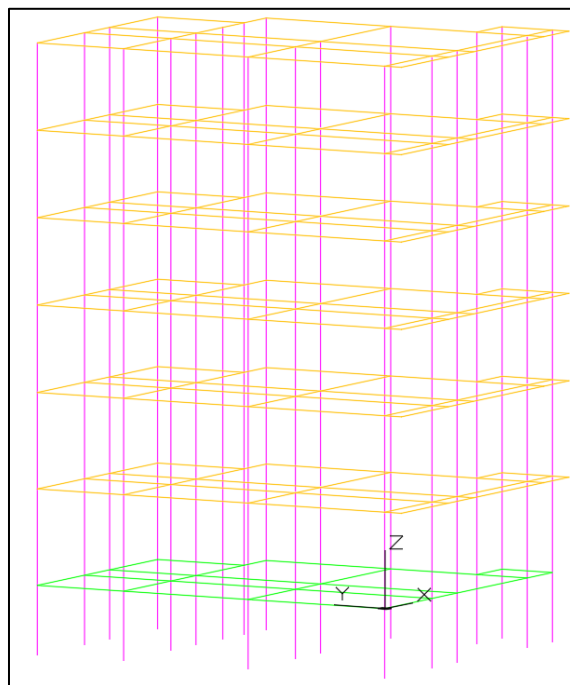
3.2. Modelaje y análisis en SAP2000

Una vez ya calculado la fuerza lateral de cada nivel en cada una de las tres edificaciones, obtenido el centro de masa de cada nivel; se procede al modelaje en el SAP2000, con la información de los planos arquitectónicos y estructurales de cada edificación. Para el modelaje en el software y la introducción de todos los valores, se desarrolló una metodología que se aplica para las tres edificaciones.

3.2.1. Modelado en 3D en AutoCAD

Con los planos de cada una de las edificaciones, tanto en planta como los cortes correspondientes, se realiza un trazado de los ejes de vigas y columnas de cada nivel, y se realiza un modelado en 3D en AutoCAD de toda la edificación y la profundidad de la cimentación, se debe poner en capas separadas tanto los ejes de columnas y vigas, como se muestra en la **Imagen 32**.

Imagen 32. Edificio Corrado modelado en 3D AutoCAD.

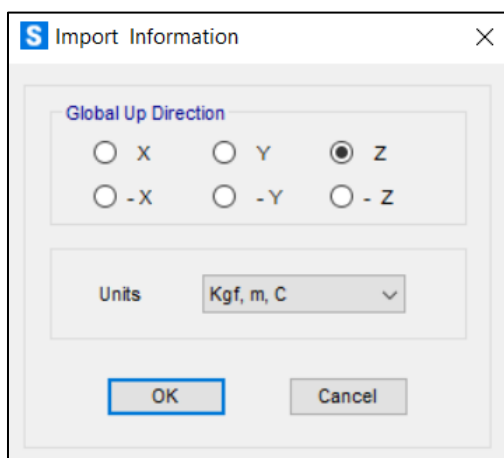


Fuente: AutoCAD.

3.2.2. Exportación del AutoCAD al SAP2000

Una vez realizado el modelado en 3D en AutoCAD, se lo debe guardar como un archivo DXF (.dxf). En el SAP2000 se va a la pestaña “File”→”Import”→”AutoCAD .dxf file” se busca el archivo guardado anteriormente, saldrá un recuadro donde se establece una dirección global de altura (eje z) y las unidades a usar.

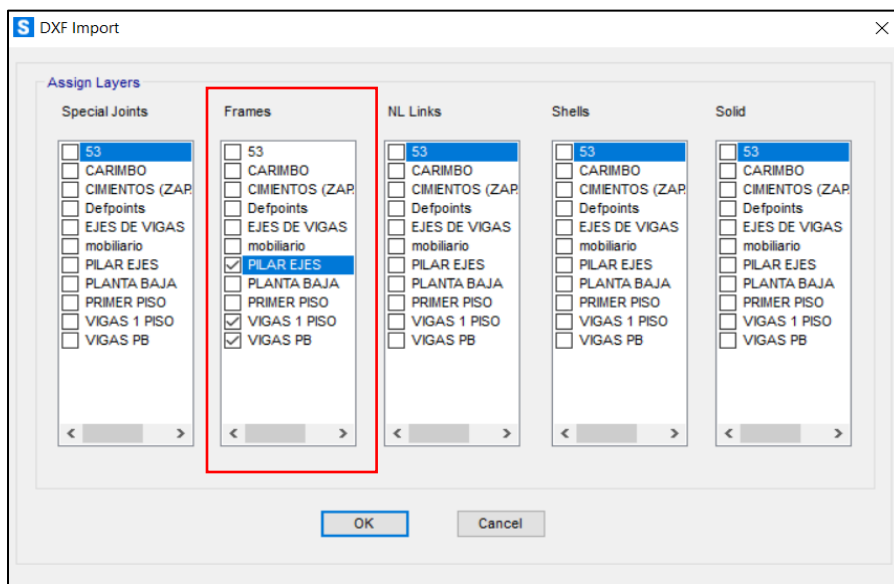
Imagen 33. Selección del eje y unidades del modelo.



Fuente: SAP2000.

Posteriormente nos sale un segundo cuadro, en donde se debe seleccionar las capas de los ejes de las vigas y columnas, establecidas en el AutoCAD, todo esto en la parte de Frame como se muestra en la **Imagen 34**.

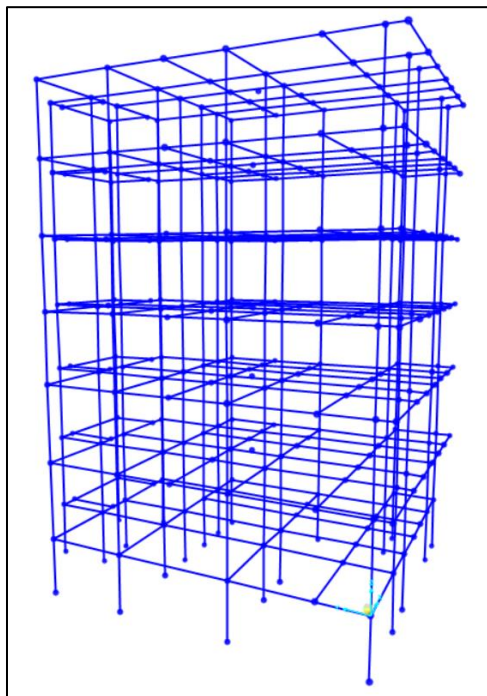
Imagen 34. Selección de las capas de vigas y columnas



Fuente: SAP2000.

Una vez realizado todo esto, ya tendríamos nuestro modelo en 3D de AutoCAD exportado al SAP2000, **Imagen 35**.

***Imagen 35.** Modelo 3D del edificio Corrado.*

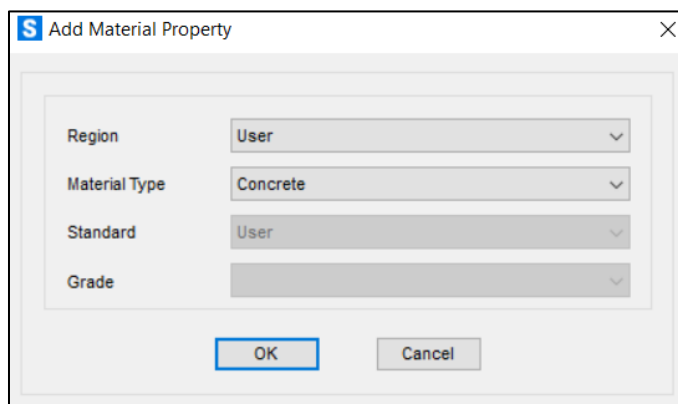


Fuente: SAP2000.

3.2.3. Definir los materiales a utilizar

Se debe determinar los materiales a utilizar, en este caso se utilizar hormigón y acero de refuerzo, se va a la pestaña “Define”→ “Materials”→ “Add new material” aquí no sale una ventana como en la **Imagen 36**.

***Imagen 36.** Crear nuevo material.*



Fuente: SAP2000.

En la parte de región se pone definido por el usuario (user) y en el tipo de material en este caso será hormigón (concrete), luego nos sale otra ventana **Imagen 37**, en la cual se pone todos los datos del material que tenemos, peso específico, resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad, estos datos ya vienen establecido en el diseño del edificio, hay que tener cuidado en las unidades que se introducen estos datos.

Imagen 37. Características del material (hormigón).

Fuente: SAP2000.

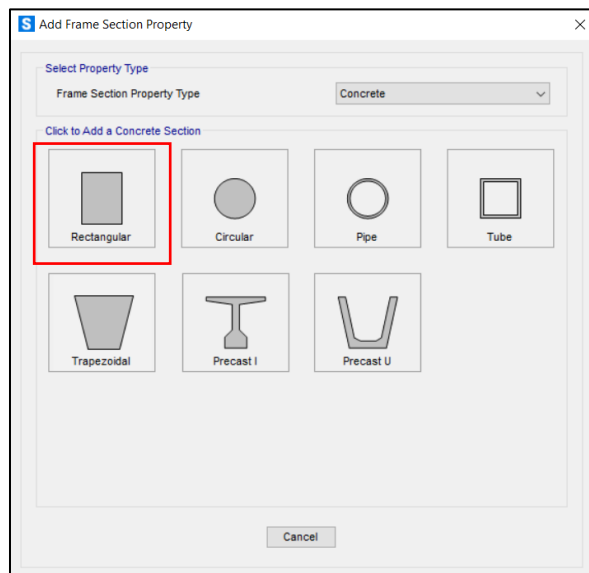
Para el acero de refuerzo es el mismo procedimiento la única diferencia es que en la pestaña de la **Imagen 36** en el tipo de material se pone “Rebar” y se introduce las mismas propiedades.

3.2.4. Definir las secciones de los elementos estructurales

Se debe introducir las dimensiones de los elementos estructurales (vigas y columnas) que ya vienen establecidas en los planos. Se va a la pestaña “Define”→ “Section properties”→ “Frame sections”→ “Add new property” no sale una ventana como el **Imagen 38** donde en

la parte de tipo de sección se marca hormigón (concrete) y una sección rectangular (en este caso todas las secciones son rectangulares, si existiera secciones circulares se marcar esa opción).

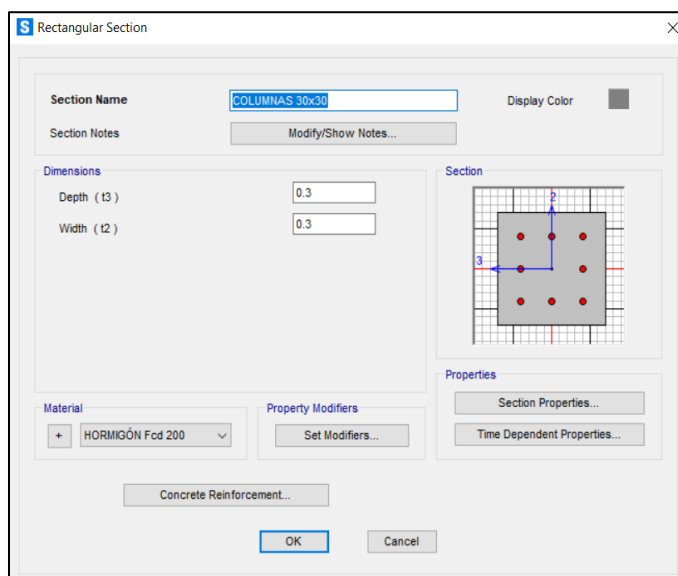
Imagen 38. Selección del tipo de sección.



Fuente: SAP2000.

Luego no sale otra ventana en la cual se debe poner la dimensión de la sección (en este caso es de las columnas) además del material, que sería el hormigón, **Imagen 39**.

Imagen 39. Introducción de las secciones de columnas.



Fuente: SAP2000.

Se debe añadir el refuerzo de acero (concrete reinforcement), donde se añade el tipo de acero a utilizar, el tipo de diseño que en este caso es de una columna, recubrimiento, la cantidad de barras longitudinales y su diámetro, por último, el espacio de los estribos además de su diámetro, toda esta información se la encuentra en el punto 3.1.4.1.

Imagen 40. Introducción de la cantidad de acero de refuerzo en columnas.

Fuente: SAP2000.

Para el caso de vigas, hasta la **Imagen 39**, es el mismo procedimiento, al momento de poner el refuerzo de acero, en el tipo de diseño se pone por viga, en donde se coloca el recubrimiento mecánico tanto en la cara superior como la inferior y el tipo de acero a utilizar, además del refuerzo longitudinal que tiene la viga, en los cuadrantes de la sección del elemento (punto 3.1.4.2.).

Imagen 41. Introducción de la cantidad de acero de refuerzo en columnas.

Rebar Material	
Longitudinal Bars	+ ACERO AH-400
Confinement Bars (Ties)	+ ACERO AH-400

Design Type	
☐ Column (P-M2-M3 Design)	
☒ Beam (M3 Design Only)	

Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center	
Top	0.05
Bottom	0.05

Reinforcement Overrides for Ductile Beams			
	Left	Right	
Top	2.010E-04	2.010E-04	
Bottom	2.010E-04	2.010E-04	

OK Cancel

Fuente: SAP2000.

Una vez definida los tipos de sección, tanto columnas como vigas, se debe asignar a cada elemento del modelo 3D. Se selecciona todos los elementos vigas, se va a la pestaña “Assing”→ “Frame”→ “Frame sections” y se selecciona el tipo de sección, el mismo procedimiento para las columnas.

3.2.5. Definición de la membrana

Para las cargas de área como ser la carga viva, se utilizará elementos tipo membrana que su única función será la de transmitir las cargas a las vigas según el tipo de losa (en una dirección y dos direcciones). Se va la pestaña “Define”→ “Section properties”→ “Area sections”→ “Add new section”, en donde nos sale una ventana (**Imagen 42**) en la cual se selecciona la opción membrana.

Imagen 42. Creación de membranas.

The image shows the 'Shell Section Data' dialog box in SAP2000. The dialog is titled 'Shell Section Data' and has a red header bar. It contains several sections for defining shell properties:

- Section Name:** A text box containing 'Membrana 01'.
- Section Notes:** A button labeled 'Modify/Show...'.
- Type:** A group of radio buttons for selecting the shell type: 'Shell - Thin' (selected), 'Shell - Thick', 'Plate - Thin', 'Plate Thick', 'Membrane', and 'Shell - Layered/Nonlinear'. Below these is a button 'Modify/Show Layer Definition...'.
- Thickness:** Two input boxes: 'Membrane' (0.01) and 'Bending' (0.01).
- Material:** A 'Material Name' dropdown menu set to 'HORMIGÓN Fcd 200' and a 'Material Angle' input box (0.).
- Time Dependent Properties:** A button labeled 'Set Time Dependent Properties...'.
- Concrete Shell Section Design Parameters:** A button labeled 'Modify/Show Shell Design Parameters...'.
- Stiffness Modifiers:** A button labeled 'Set Modifiers...'.
- Temp Dependent Properties:** A button labeled 'Thermal Properties...'.

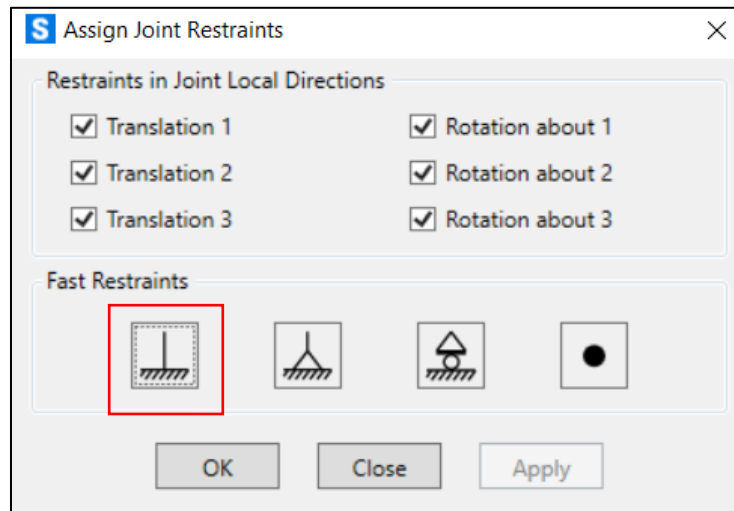
At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Fuente: SAP2000.

3.2.6. Restricción de la base del edificio

La base del edificio donde van las zapatas, se lo debe restringir en todas sus direcciones, simulando un empotramiento perfecto. Se marca todos los puntos de la base del edificio, se va a la pestaña “Assign”→ “Joint”→ “Restraints” y nos sale un cuadro **Imagen 43** en donde se marcar el ícono de empotramiento ().

Imagen 43. Restricción en la base de las tres edificaciones.

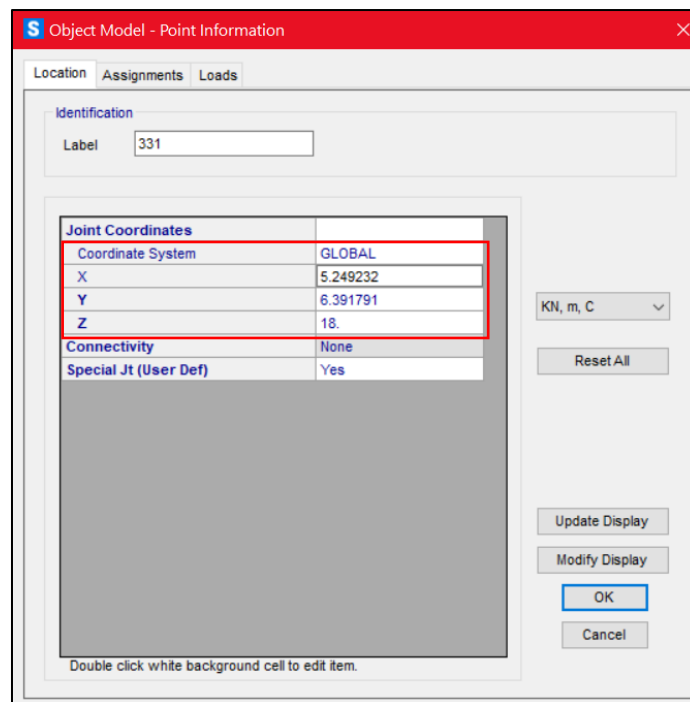


Fuente: SAP2000.

3.2.7. Asignación de los centros de masa

En la vista XY del modelo se debe añadir un punto en cualquier ubicación del plano y luego sobre el mismo punto se debe hacer clic derecho para abrir sus propiedades e ir a la parte de “location” (**Imagen 44**).

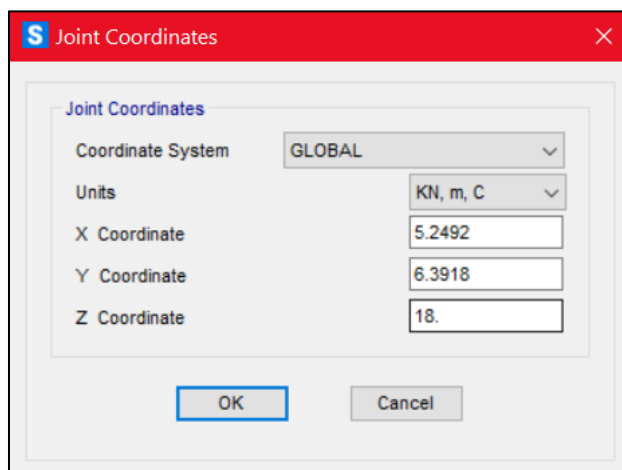
Imagen 44. Ubicación de las coordenadas del punto.



Fuente: SAP2000.

Luego sobre cualquier coordenada se hace doble clic, para entrar a la ventana de edición **Imagen 45**, en ahí se debe colocar las coordenadas de las Tabla 24, 25 y 26 respectivamente a cada edificación y de cada nivel.

Imagen 45. Introducción de las coordenadas del centro de masa de 1 nivel, edificio Corrado.

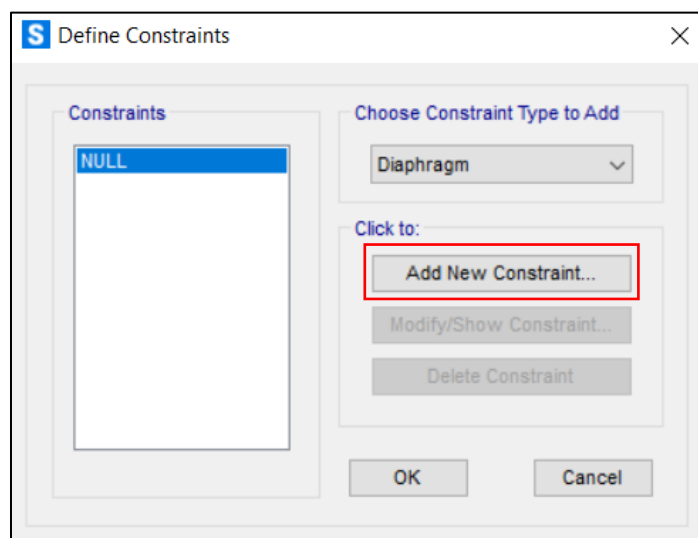


Fuente: SAP2000.

3.2.8. Definición de diafragmas

Se debe definir diafragmas para cada nivel, se va a la pestaña “Define”→ “Joint constraints” donde nos muestra una ventana, en la cual se elige la opción de diafragma (Diaphragm), se pone en añadir uno nuevo **Imagen 46**.

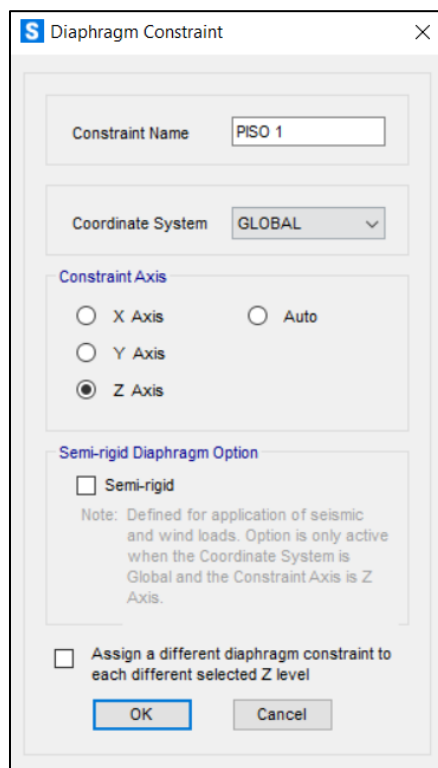
Imagen 46. Añadir nuevo diafragma rígido.



Fuente: SAP2000.

Luego nos sale una segunda ventana, en donde se debe añadir un nombre, de acuerdo al nivel y las demás opciones se las deja por defecto **Imagen 47**.

Imagen 47. Insertar nuevo diafragma rígido.



Fuente: SAP2000.

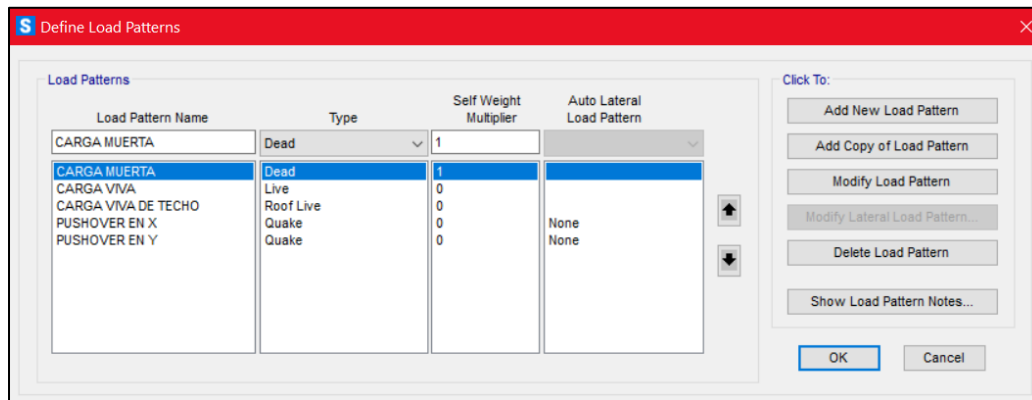
3.2.9. Definición de los estados de carga

Se debe determinar las cargas que ya fueron usadas en el diseño, en este caso, se utilizará carga muerta (peso de muros), carga viva, carga viva de techo y una carga de sismo que será la Pushover tanto en X como en Y; ya que la carga por peso propio de la estructura ya lo toma en cuenta en la carga muerta de manera automática el SAP2000.

Se va a la pestaña “Define”→ “Load patterns” donde nos sale una pestaña **Imagen 48** donde se pone el nombre de la carga (carga muerta en este caso), el tipo de carga a ser (carga muerta) y un factor que establece el porcentaje del peso propio a usar (solo será 1 en el caso de carga muerta, para las demás cargas será 0 que significa que el usuario establecerá las cargas).

En el caso de la carga por Pushover será de tipo sismo (Quake) donde no se pondrá un patrón de carga lateral de manera automática, porque ya se calculó las fuerzas laterales en el apartado 3.1.8 del presente capítulo.

Imagen 48. Introducción de los patrones de cargas.

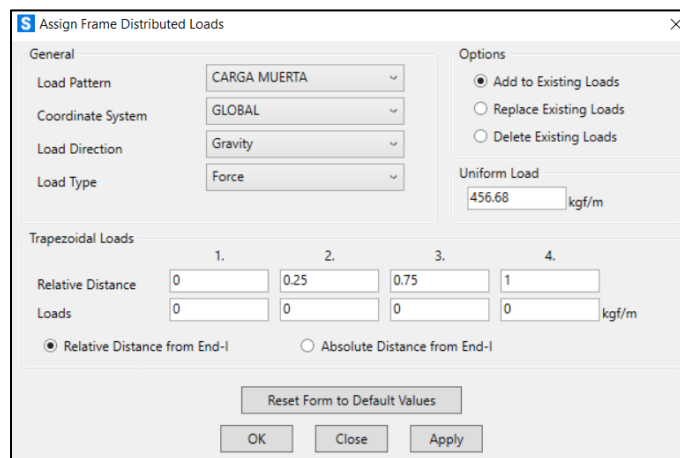


Fuente: SAP2000.

3.2.10. Asignación de las cargas distribuidas

Para el caso de la carga muerta (peso de muros), se selecciona el elemento o los elementos estructurales, que en este caso serían las vigas, se va a la pestaña “Assign”→ “Frame loads”→ “Distributed” donde aparece una pestaña **Imagen 49** en donde se añade el valor de la carga distribuida y el tipo de patrón de carga (carga muerta) ya establecido en el apartado 3.1.5.

Imagen 49. Asignación de las cargas distribuidas.



Fuente: SAP2000.

Para agregar la carga viva se va a la pestaña “Assign”→ “Area loads”→ “Uniform to frame (shell)” donde nos sale una ventana (**Imagen 50**) en la cual se debe elegir el tipo de carga, y la dirección de la carga, por último añadir la carga distribuida.

Imagen 50. Introducción de cargas en área.

S Assign Area Uniform Loads to Frames

General

Load Pattern: CARGA MUERTA

Coordinate System: GLOBAL

Load Direction: Gravity

Load Distribution: One Way

Uniform Load

Load: 0 kN/m²

Options

☐ Add to Existing Loads

☒ Replace Existing Loads

☐ Delete Existing Loads

Reset Form to Default Values

OK Close Apply

Fuente: SAP2000.

Para el caso de la carga Pushover, esta sería una carga puntual, la cual debe ser introducida en los centros de masa tanto en dirección X como en Y, con los valores calculados en el apartado 3.1.8.8.

Primeramente se marca un centro de masa y se va a la pestaña “Assign” → “Joint loads” → “Forces” ahí nos sale un recuadro **Imagen 51** en donde se coloca la fuerza lateral tanto en X como en Y, se debe colocar la fuerza que corresponda a su nivel según la **Tabla 34** además del tipo de estado de carga que este caso sería Pushover.

Imagen 51. Introducción de la fuerza lateral en dirección X.

S Assign Joint Forces

General

Load Pattern: PUSHOVER EN X

Coordinate System: GLOBAL

Forces

Force Global X: 0 kN

Force Global Y: 0 kN

Force Global Z: 0 kN

Moment about Global: 0 kN-m

Moment about Global: 0 kN-m

Moment about Global: 0 kN-m

Options

☐ Add to Existing Loads

☒ Replace Existing Loads

☐ Delete Existing Loads

Reset Form to Default Values

OK Close Apply

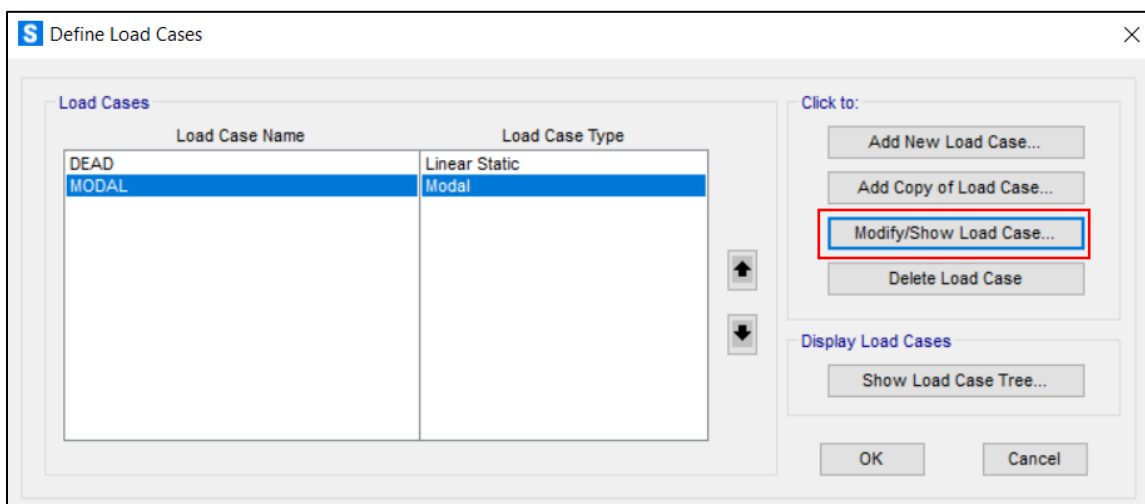
Fuente: SAP2000.

Este mismo procedimiento se debe hacer en cada nivel de la edificación y en las dos direcciones, en cada centro de masa establecido.

3.2.11. Modificación de los casos de carga

Se debe añadir tres tipos de casos de cargas, uno caso Modal, caso de cargas gravitacionales no lineales y el caso con el Pushover. Se va a la pestaña “Define”→ “Load cases” y aparece la siguiente ventana **Imagen 52** en donde se borra todos los casos que aparezcan, menos el caso “Modal”. Se marca el caso Modal y se da en modificar (Modify/show load case).

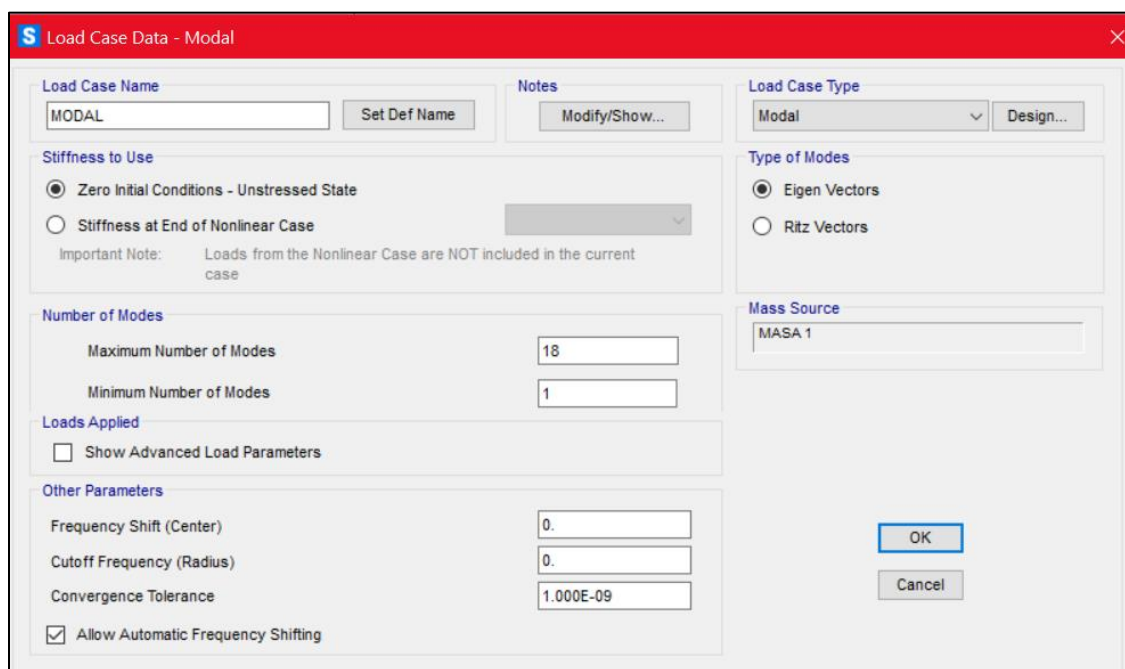
Imagen 52. Modificación del caso Modal.



Fuente: SAP2000.

Nos muestra una nueva ventana **Imagen 53** donde indica el número máximo de modos se de calcular 3 modos por nivel en este caso serán 18, las demás opciones de las deja por defecto.

Imagen 53. Configuración del caso Modal.



Fuente: SAP2000.

Ahora se debe crear un caso de carga, en la cual abarque solo las cargas gravitacionales y que sea un análisis no lineal **Imagen 54**.

Imagen 54. Creación del caso de cargas gravitacionales.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: LINEAL ESTÁTICO [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:

- ☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☐ Continue from State at End of Nonlinear Case [v]

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:

All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL [v]

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	CARGA MUERTA	1.35
Load Pattern	CARGA VIVA	1.5
Load Pattern	CARGA VIVA DE TECHO	0.45

[Add] [Modify] [Delete]

Geometric Nonlinearity Parameters:

- ☒ None
- ☐ P-Delta
- ☐ P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: MASA 1 [v]

Other Parameters:

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Fuente: SAP2000.

En el tipo de análisis se de poner en no lineal; en las cargas aplicadas se debe añadir todas las cargas gravitacionales puestas, en este caso la carga muerta y las cargas vivas, además se debe añadir un factor de combinación, que este caso se añaden los factores según el libro de hormigón armado de Jiménez Montoya.

En el último caso de carga, será el que contenga la fuerza lateral (Pushover) **Imagen 55** en este caso la única fuerza que ira será la del Pushover tanto en las direcciones X y Y; con un factor de 1 ya que se usará el 100% de la carga, según el análisis que hace el software tendrá que ser la continuación del caso de las cargas gravitacionales, de la misma forma tendrá que ser un análisis no lineal. La configuración será la misma en las dos direcciones cambiando algunos casos puntuales.

Imagen 55. Creación del caso de cargas con el Pushover.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PUSHOVER EN X Set Def Name Modify/Show...

Initial Conditions:
☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
☒ Continue from State at End of Nonlinear Case LINEAL ESTÁTICO
Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:
All Modal Loads Applied Use Modes from Case MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PUSHOVER EN X	1.
Load Pattern	PUSHOVER EN X	1.

Add Modify Delete

Analysis Type:
☐ Linear
☒ Nonlinear

Geometric Nonlinearity Parameters:
☒ None
☐ P-Delta
☐ P-Delta plus Large Displacements

Mass Source:
MASA 1

Other Parameters:
Load Application Displ Control Modify/Show...
Results Saved Multiple States Modify/Show...
Nonlinear Parameters User Defined Modify/Show...

OK Cancel

Fuente: SAP2000.

Se debe ajustar algunos parámetros, en el caso de la aplicación de la carga se da en modificar, donde nos sale una ventana flotante **Imagen 56**.

Imagen 56. Asignación del desplazamiento de control.

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control:
☐ Full Load
☒ Displacement Control

Control Displacement:
☐ Use Conjugate Displacement
☒ Use Monitored Displacement
Load to a Monitored Displacement Magnitude of 0.5

Monitored Displacement:
☒ DOF U1 at Joint 336
☐ Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements:
None Modify/Show...

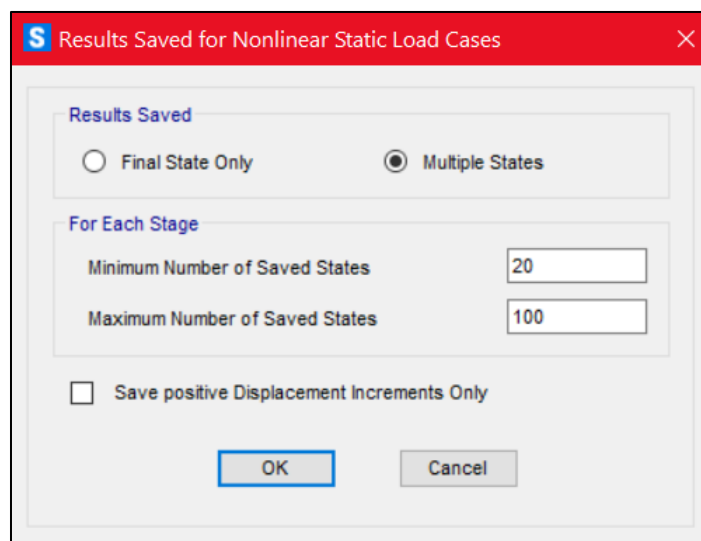
OK Cancel

Fuente: SAP2000.

Se debe marcar la opción de un desplazamiento de control, en el cual no indica un valor del desplazamiento, este valor debe uno que genere una falla en el material, que mediante varias pruebas se puede establecer uno, además del número del punto el cual esperamos que se desplace dicho valor.

Otro parámetro para modificar es el de resultados **Imagen 57** donde se debe marcar en múltiples estados y dejar por defecto los valores que aparecen.

***Imagen 57.** Resultados a guardas según el análisis.*

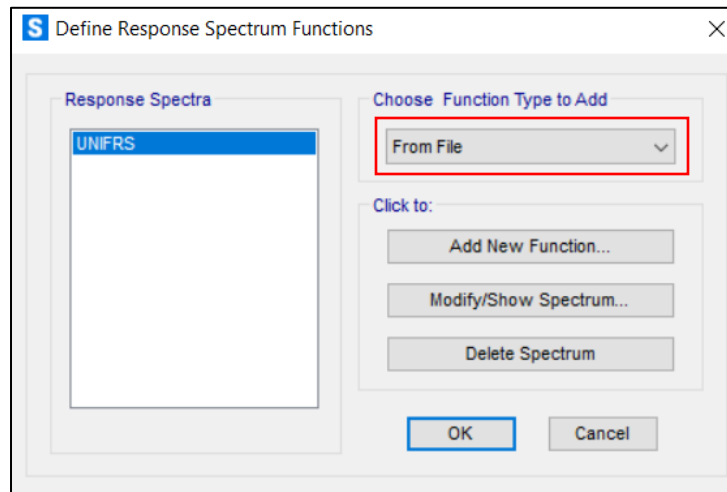


Fuente: SAP2000.

3.2.12. Añadir la función sísmica

Se debe añadir un espectro de diseño dentro del SAP2000, este espectro de diseño será el ya especificado en el apartado 3.1.2. se lo debe poner en un bloc de notas para poder exportarlo en el software. Primeramente se va a la pestaña “Define”→ “Functions”→ “Response spectrum” nos muestra una ventana flotante **Imagen 58** donde en la parte de elegir el tipo de función se coloca “From file” para añadir el archivo con extensión .txt, y se da en añadir nueva función.

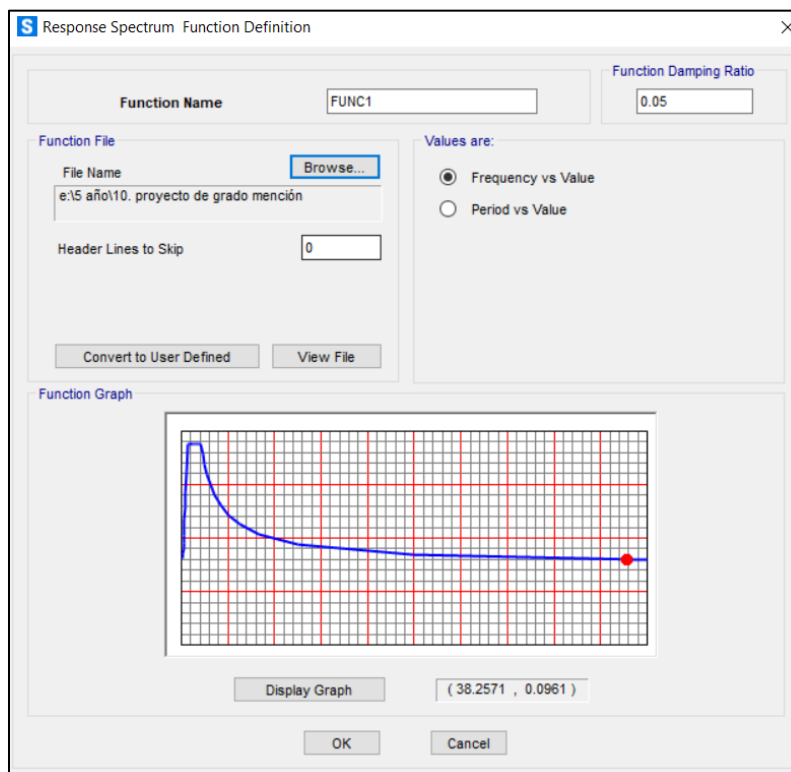
Imagen 58. Importar el espectro de diseño.



Fuente: SAP2000.

Luego no sale otra ventana **Imagen 59** en donde se da en “Browse” y se añade el bloc de notas con el espectro de diseño.

Imagen 59. Configuración del espectro de diseño.



Fuente: SAP2000.

3.2.13. Asignación de rótulas plásticas

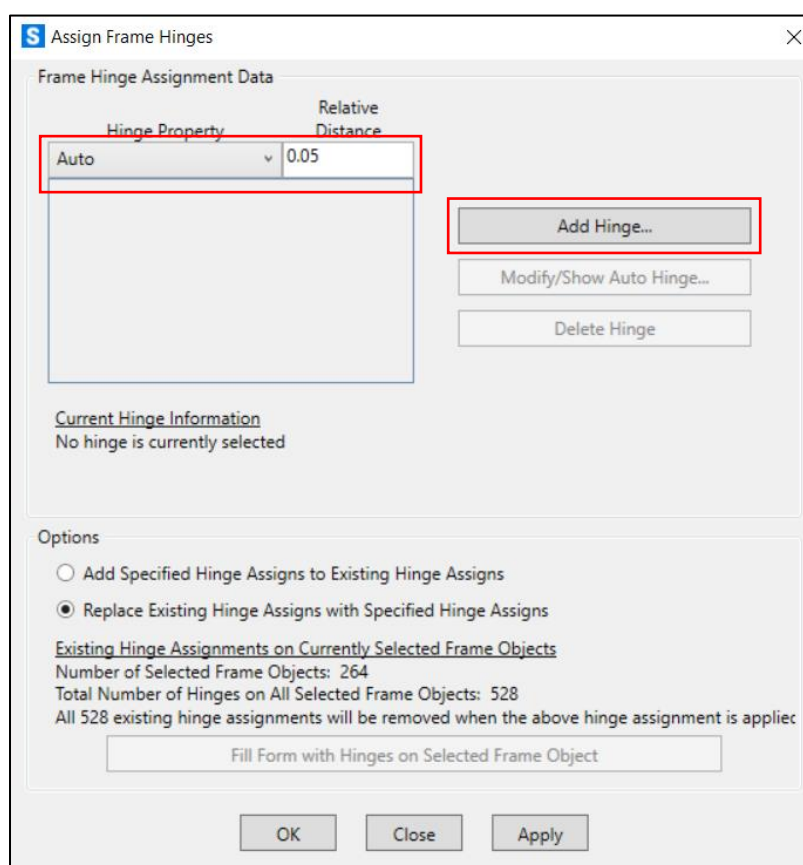
Se debe añadir las posibles rótulas plásticas, que aparecerán en la edificación, que se las añade de manera automática en el SAP2000.

3.2.13.1. Asignación de rótulas plásticas en vigas

Se debe seleccionar todas las vigas de la edificación y se va “Assign”→ “Frame”→ “Hinges” y no sale un recuadro **Imagen 60** donde se debe añadir primeramente una distancia relativa de 0,05 y se añade nueva rótula plástica (Add hinge).

Donde no aparece otro recuadro **Imagen 61** en el tipo de rótula plástica se marca según las tablas de la ASCE 41-13, en el tipo de rótula plástica, se pone en vigas de concreto.

Imagen 60. Añadir rótulas plásticas.



Fuente: SAP2000.

Imagen 61. Configuración de las rótulas plásticas en vigas.

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables in ASCE 41-13

Select a Hinge Table
Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item 1

Degree of Freedom
☐ M2
☒ M3

V Value From
☒ Case/Combo COMB.1 (SIN FUERZA L.
☐ User Value V2

Transverse Reinforcing
☒ Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced
☒ From Current Design
☐ User Value (for positive bending)

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
☒ Drops Load After Point E
☐ Is Extrapolated After Point E

OK Cancel

Fuente: SAP2000.

Además, en la **Imagen 61** en el valor del cortante se debe poner el caso con las fuerzas gravitacionales (sin las fuerzas laterales). Luego se debe añadir otra configuración al igual que la ya mencionada, con la diferencia que la distancia relativa será de 0,95.

3.2.13.2. Asignación de rótulas plásticas en columnas

Se marca todas las columnas de la edificación y se va “Assign”→ “Frame”→ “Hinges” y nos sale un recuadro **Figura** donde se debe añadir primeramente una distancia relativa de 0,05 y se añade nueva rótula plástica (Add hinge). Donde aparece un recuadro **Imagen 62** en el tipo de rótula plástica se marca según las tablas de la ASCE 41-13, en el tipo de rótula plástica, se pone en columnas de concreto.

Imagen 62. Configuración de rótulas plásticas en columnas.

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table
Table 10-8 (Concrete Columns)

Degree of Freedom
☐ M2 ☐ P-M2 ☐ Parametric P-M2-M3
☐ M3 ☒ P-M3
☐ M2-M3 ☐ P-M2-M3

Concrete Column Failure Condition
☐ Condition i - Flexure ☐ Condition iv - Development
☒ Condition ii - Flexure/Shear
☐ Condition iii - Shear

P and V Values From
☒ Case/Combo COMB.2 (CON LA FUER)
☐ User Value
V2 V3

Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w * s)$
☒ From Current Design
☐ User Value

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
☒ Drops Load After Point E
☐ Is Extrapolated After Point E

OK Cancel

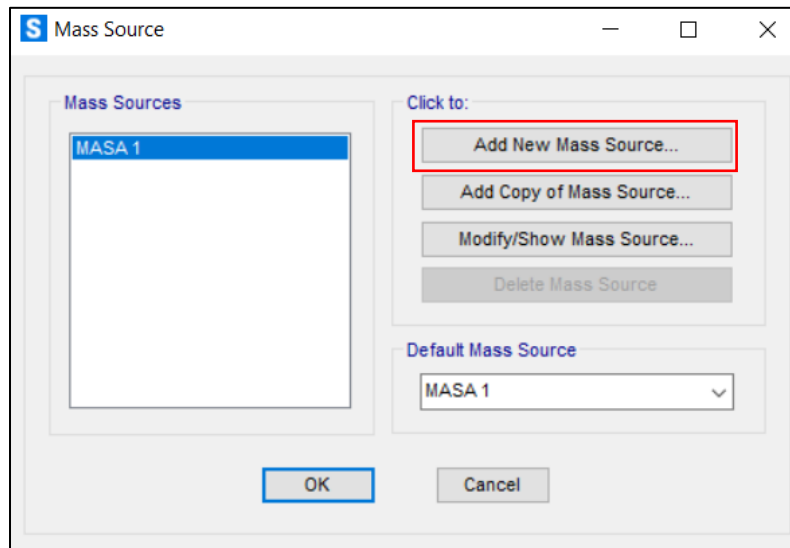
Fuente: SAP2000.

Además, en la **Imagen 62** en el valor del cortante se debe poner el caso con las fuerzas laterales. Luego se debe añadir otra configuración al igual que la ya mencionada, con la diferencia que la distancia relativa será de 0,95.

3.2.14. Asignación de la fuente de masa

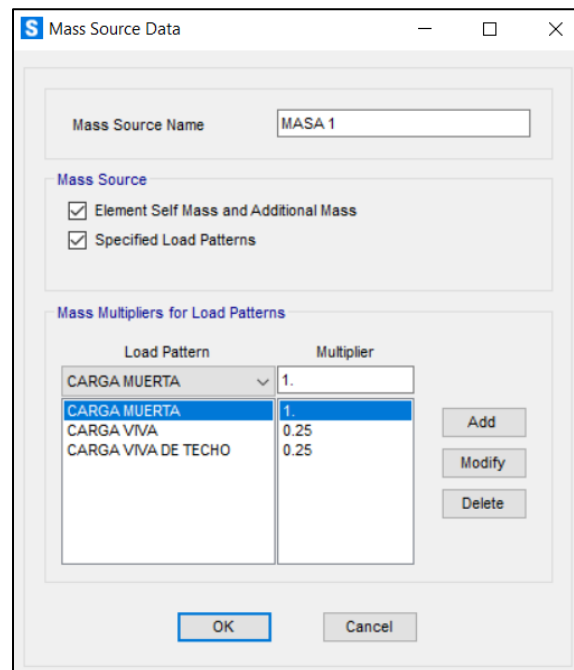
En la pestaña superior se va “Define”→ “Mass source” sale un recuadro Figura y ya existe una masa la cual se procede a modificarla y sale una nueva ventana flotante **Imagen 63** en donde se pone un nombre a la masa y se debe añadir un factor a cada carga gravitacional, según su presencia en un sismo.

Imagen 63. Modificar la fuente de masa.



Fuente: SAP2000.

Imagen 64. Configuración de la fuente de masa.

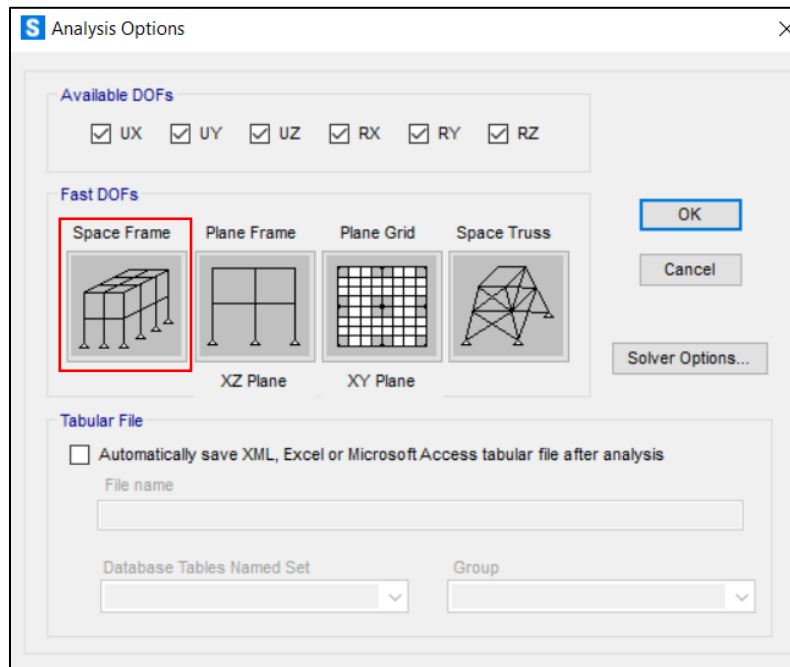


Fuente: SAP2000.

3.2.15. Configuración del análisis

Se va a la pestaña “Analyze”→ “Set analyze options” y aparece una ventana flotante **Imagen 65** en la cual se debe marcar la opción de pórtico en el espacio.

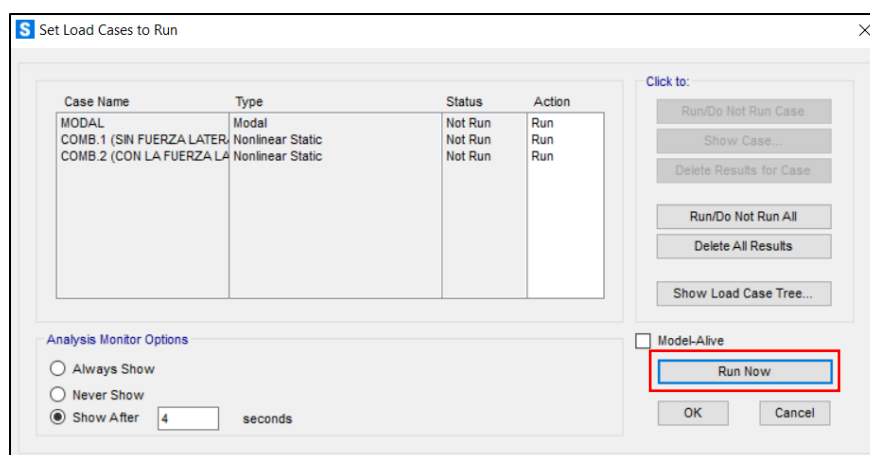
Imagen 65. Configuración de análisis.



Fuente: SAP2000.

Una vez definido las opciones de análisis, se procede a correr el programa, presionando en la pestaña “Analyze”→ “Run analysis” sale una pestaña **Imagen 66** en donde aparece los casos de carga que ya establecimos en el apartado 3.2.9. y se pone en “Run now” y comienza el proceso del software.

Imagen 66. Inicio del análisis.

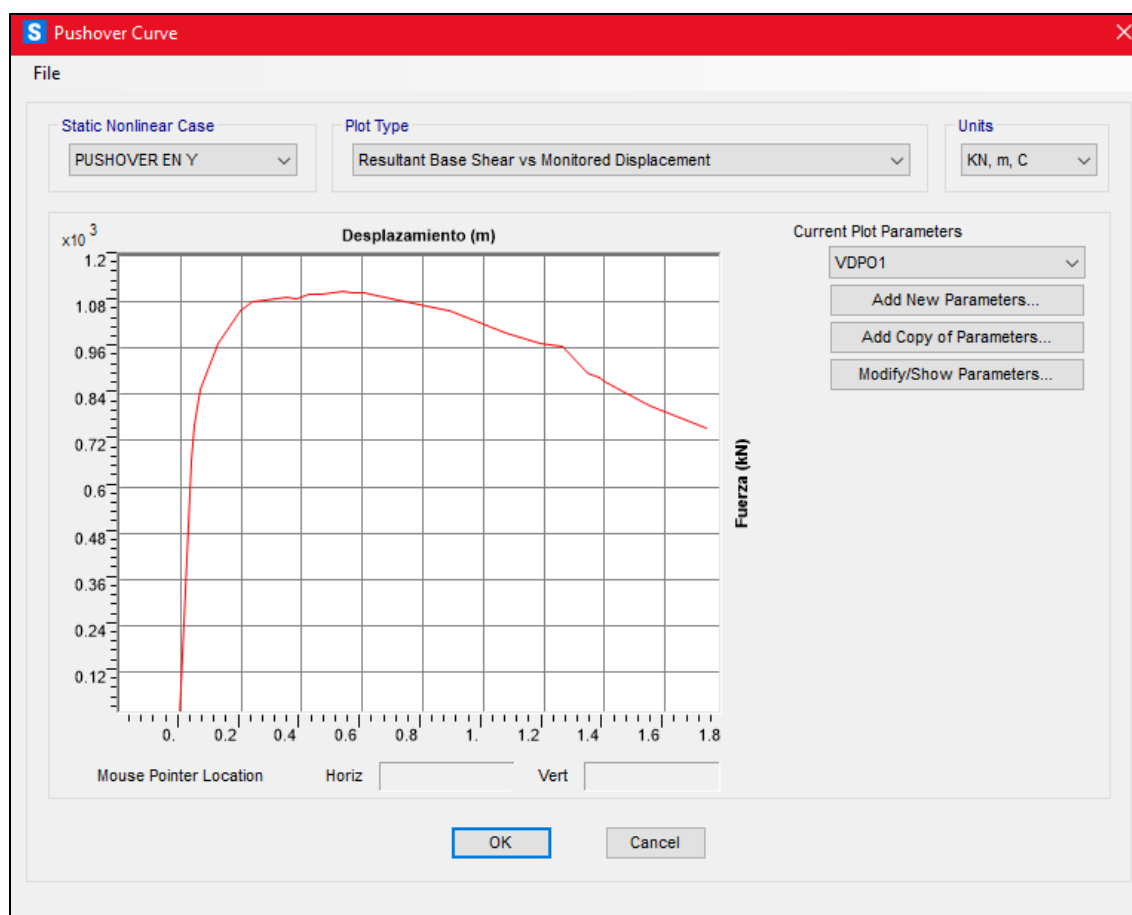


Fuente: SAP2000.

3.2.16. Extracción de los resultados

Una vez finalizado el proceso de análisis, se debe extraer los resultados que en este caso es la curva de capacidad de la edificación, además de las posibles rotulas plásticas que de acuerdo a cada aumento del cortante aparecen en diferentes partes. Se va a la pestaña “Display”→ “Show static pushover curve” donde nos muestra de manera gráfica la curva de capacidad **Imagen 67**.

Imagen 67. Curva Pushover del edificio Corrado.



Fuente: SAP2000.

En la pestaña “File” de la **Imagen 67** y luego en “Display tables” nos abre una tabla donde, podemos apreciar con exactitud los valores de cada desplazamiento con respecto al valor de su fuerza, como se aprecia en la **Imagen 68**.

Imagen 68. Tabla de resultados de la curva de capacidad, edificio Corrado.

Pushover Capacity Curve

FileViewEditFormat-Filter-SortSelectOptions

Units: As Noted

Pushover Capacity Curve

Filter:

	LoadCase Text	Step Unitless	Displacement	BaseForce KN	AtoB Unitless	BtoO Unitless	IOtoLS Unitless	LStoCP Unitless	CPtoC Unitless	CtoD Unitless	DtoE Unitless	BeyondE Unitless	Total Unitless
	PUSHOVER EN Y	0	-0.002625	0	1037	28	0	0	0	0	0	0	1065
	PUSHOVER EN Y	1	0.034875	667.324	932	133	0	0	0	0	0	0	1065
	PUSHOVER EN Y	2	0.047049	758.64	886	179	0	0	0	0	0	0	1065
	PUSHOVER EN Y	3	0.065799	851.894	821	244	0	0	0	0	0	0	1065
	PUSHOVER EN Y	4	0.122049	970.545	741	262	62	0	0	0	0	0	1065
	PUSHOVER EN Y	5	0.197049	1058.222	645	299	117	0	0	4	0	0	1065
	PUSHOVER EN Y	6	0.234549	1080.757	632	286	126	0	0	21	0	0	1065
	PUSHOVER EN Y	7	0.347242	1090.192	608	255	153	0	0	39	9	1	1065
	PUSHOVER EN Y	8	0.384704	1089.702	607	247	142	0	0	56	2	11	1065
	PUSHOVER EN Y	9	0.422175	1099.695	600	248	132	0	0	69	2	14	1065
	PUSHOVER EN Y	10	0.459609	1098.546	595	250	121	0	0	78	0	21	1065
	PUSHOVER EN Y	11	0.533188	1106.848	578	237	127	0	0	99	0	24	1065
	PUSHOVER EN Y	12	0.570688	1103.546	576	236	120	0	0	109	0	24	1065
	PUSHOVER EN Y	13	0.608188	1102.339	569	235	118	0	0	119	0	24	1065
	PUSHOVER EN Y	14	0.626938	1100.844	569	231	116	0	0	125	0	24	1065
	PUSHOVER EN Y	15	0.81412	1069.619	559	211	134	0	0	136	0	25	1065
	PUSHOVER EN Y	16	0.889568	1056.502	557	207	134	0	0	142	0	25	1065
	PUSHOVER EN Y	17	1.074155	999.942	556	202	124	2	0	156	0	25	1065
	PUSHOVER EN Y	18	1.186444	972.387	556	200	110	4	0	170	0	25	1065
	PUSHOVER EN Y	19	1.261689	963.581	556	200	110	4	0	170	0	25	1065
	PUSHOVER EN Y	20	1.346064	896.35	556	200	110	2	0	172	0	25	1065
	PUSHOVER EN Y	21	1.383235	884.965	556	200	110	0	0	174	0	25	1065
	PUSHOVER EN Y	22	1.40197	871.067	556	200	110	0	0	174	0	25	1065
	PUSHOVER EN Y	23	1.552002	810.346	554	202	110	0	0	172	0	27	1065
	PUSHOVER EN Y	24	1.73817	753.609	554	202	108	0	0	174	0	27	1065

Record: <<< < 1 > >>> of 25

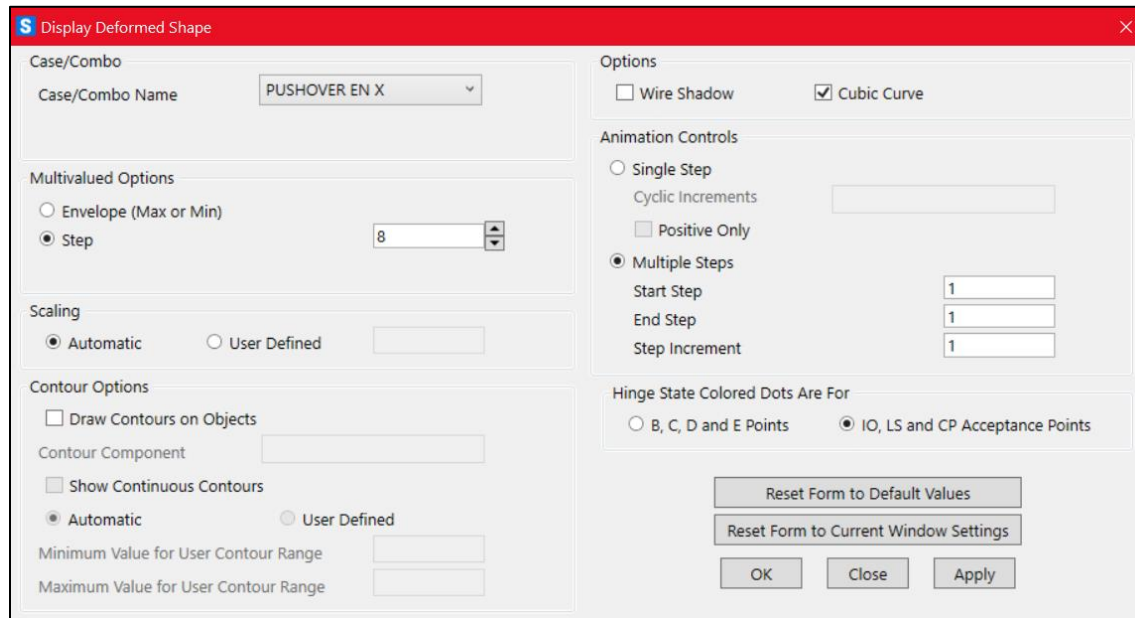
Done

Fuente: SAP2000.

Para ver las posibles rótulas plásticas de la edificación se tiene que ir a la pestaña “Display”→ “Show deformed shape” donde nos sale una ventana flotante **Imagen 69** en donde se pone el caso de carga la combinación 2.

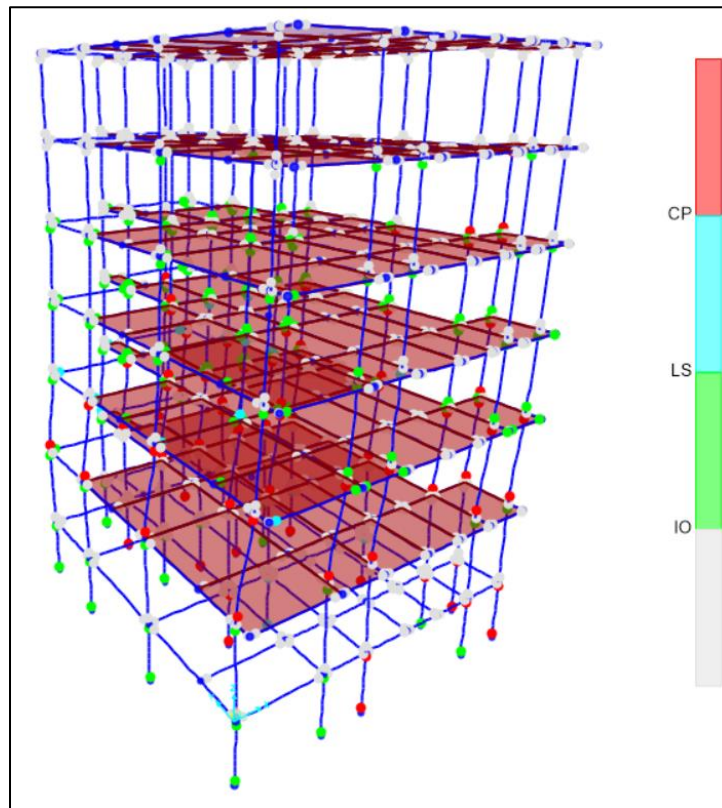
De esta forma nos aparecerá el modelo 3D con las posibles rotulas plásticas y una escala de colores **Imagen 70** en donde se clasifica por color los tipos de rotulas plásticas que aparecen de acuerdo a cada aumento de la fuerza horizontal.

Imagen 69. Mostrar las posibles rótulas plásticas.



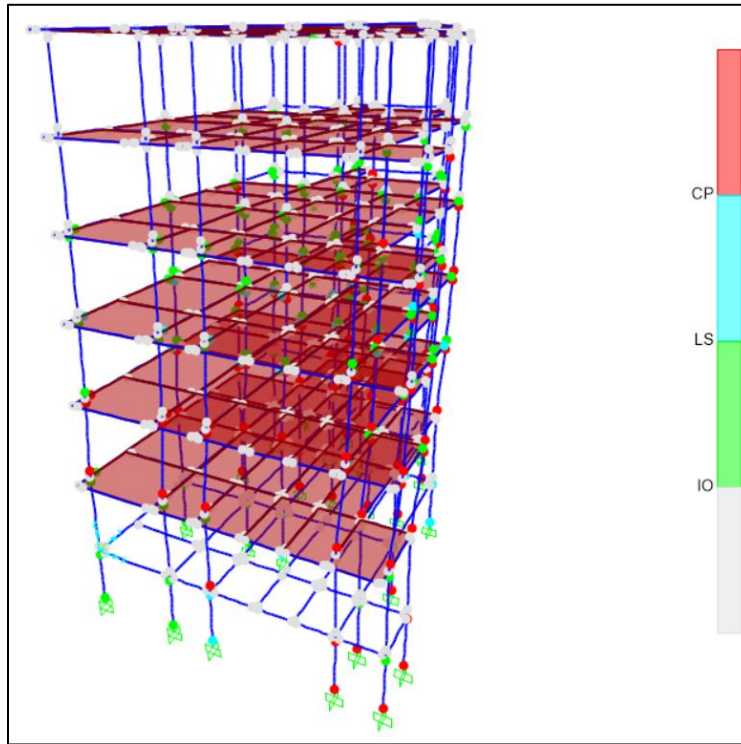
Fuente: SAP2000.

Imagen 70. Rótulas plásticas en dirección X edificio Corrado.



Fuente: SAP2000.

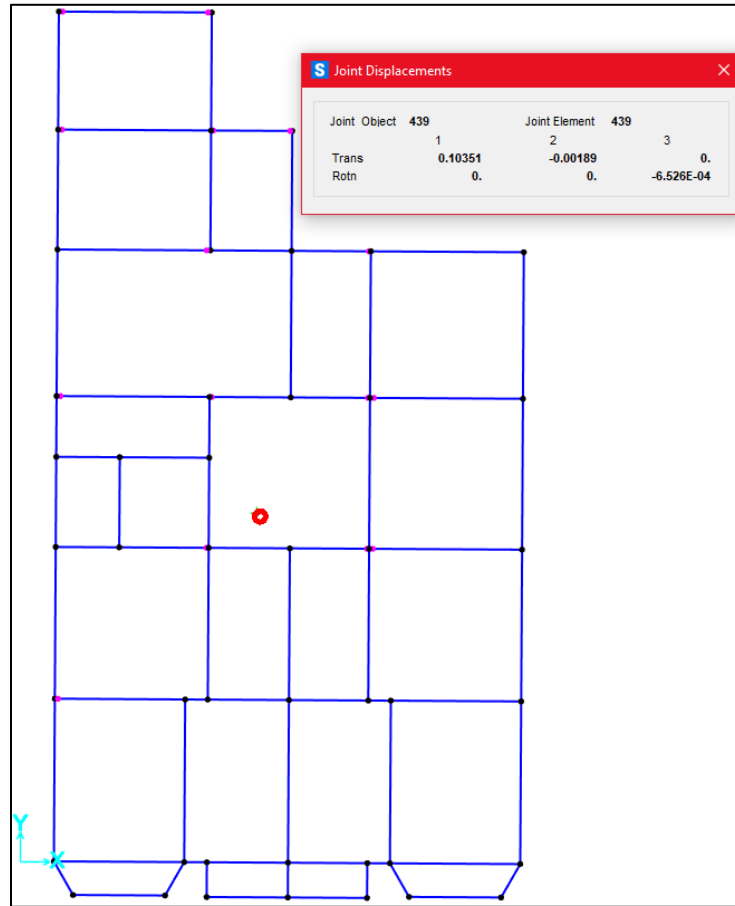
Imagen 71. Rótulas plásticas en dirección Y edificio Corrado.



Fuente: SAP2000.

Por otro lado, para calcular la deriva de piso, se tiene que extraer el desplazamiento de cada nivel de la edificación, como se muestra en la **Imagen 72**.

Imagen 72. Desplazamiento en el centro de masa, en un nivel “i” en un step “x”.



Fuente: Elaboración propia.

De esta manera se tiene que extraer el desplazamiento en cada nivel de la edificación y para el estado de carga del punto de desempeño, con estos valores se puede determinar la deriva de piso.

CAPÍTULO IV

4. PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1. Clasificación de los modos de vibración

La torsión accidental afecta al comportamiento sísmico de las estructuras, se puede relacionar el porcentaje de participación modal de la masa en rotación Rz y el porcentaje de masa predominante en traslación Ux,Uy. Este análisis se los realiza en los 3 primeros modos de vibración, en donde la fuerza sísmica presenta mayores magnitudes (American Society of Civil Engineers, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, 2005; Medina, C.; Medina, S., 2017)

En la **Tabla 37** se obtiene el período fundamental de vibración de la estructura de 0.87s, para el modo correspondiente a dicho período tenemos un comportamiento dinámico Rotacional, el segundo Traslacional y tercer modo es rotacionales. Esto puede indicar que se tiene un problema de irregularidad torsional, lo cual deriva a una respuesta sísmica no uniforme, irregularidad torsional y posibles consecuencias estructurales (concentración de esfuerzos en elementos no diseñados para torsión, mayor vulnerabilidad a daños y riesgo de falla localizada).

Tabla 37. Comportamiento dinámico, edificio Corrado.

Modos de Vibración	Períodos (s)	UX	UY	RZ	Porcentaje de acumulación	Comportamiento dinámico
1	0.869245	0.38556	0.00044	0.31949	0.828638863	Rotacional
2	0.745422	0.00792	0.71559	0.00552	0.007713914	Traslacional
3	0.669442	0.32666	0.01262	0.39555	1.210892059	Rotacional

Fuente: Elaboración propia.

En la **Tabla 38** se obtiene el período fundamental de vibración de la estructura de 1.24s, para el modo correspondiente a dicho período tenemos un comportamiento dinámico rotacional, el segundo modo es traslacional y el tercer modo es rotacional. Esto puede indicar que se tiene un problema de irregularidad torsional, lo cual deriva a una respuesta sísmica no uniforme, irregularidad torsional y posibles consecuencias estructurales (concentración de esfuerzos en elementos no diseñados para torsión, mayor vulnerabilidad a daños y riesgo de falla localizada).

Tabla 38. Comportamiento dinámico, edificio Parque Bolívar.

Modos de Vibración	Períodos (s)	UX	UY	RZ	Porcentaje de acumulación	Comportamiento dinámico
1	1.236882	0.45793	0.00045	0.33096	0.722730548	Rotacional
2	1.125694	0.0214	0.69003	0.04133	0.059895947	Traslacional
3	0.983448	0.30123	0.06587	0.40739	1.352421738	Rotacional

Fuente: Elaboración propia.

En la **Tabla 39** se obtiene el período fundamental de vibración de la estructura de 0.78s, los dos primeros modos de vibración tienen un comportamiento traslacional y el tercer modo es rotacional. En esta edificación el comportamiento dinámico se entra dentro de los modos correspondientes, lo que indica que puede tener un comportamiento durante el sismo regular y bien distribuido, ausencia o baja incidencia de irregularidad torsional y una mejor disipación de la energía producida durante el sismo.

Tabla 39. Comportamiento dinámico, edificio Pedro Antonio Flores.

Modos de Vibración	Períodos (s)	UX	UY	RZ	Porcentaje de acumulación	Comportamiento dinámico
1	0.78417	0.06944	0.71383	0.03832	0.053682249	Traslacional
2	0.770508	0.59447	0.10322	0.12553	0.211162885	Traslacional
3	0.702328	0.15259	0.00399	0.66033	4.327478865	Rotacional

Fuente: Elaboración propia.

Para el análisis de los modos de vibración de la estructura, se consideró necesario clasificar su comportamiento dinámico como traslacional o rotacional, con el objetivo de comprender con mayor precisión la forma en que la edificación responde ante una sollicitación sísmica. Esta clasificación se lo realizó comparando las amplitudes relativas de los desplazamientos modales en las direcciones traslacionales (UX, UY) y la rotación alrededor del eje vertical (RZ). En particular, se estableció que un modo se considera rotacional cuando la magnitud de RZ supera el 30 % del valor predominante entre UX y UY, o cuando RZ presenta una contribución significativamente mayor respecto a las componentes traslacionales. Este valor del 30% no se encuentra estipulado en normas oficiales, pero ha sido utilizado como referencia en diversos trabajos técnicos y de investigación, tales como los presentados por Medina y Medina (2017), quienes aplican dicho criterio para identificar modos con comportamiento torsional dominante en estructuras irregulares.

Se consideró los primero tres modos de vibración de cada edificación, ya que en análisis sísmicos estos son los que mayor cantidad de masa efectiva movilizan, especialmente en dirección principales, también los tres primeros modos suelen ser suficientes para capturar la mayor parte del comportamiento global en edificaciones bajas o medianas; el primero modo generalmente representa el comportamiento fundamental de la estructura ya que es el modo más flexible, con mayor periodo y el que domina la respuesta sísmica.

4.2. Curvas de capacidad

La evaluación de la curva de capacidad determina la carga máxima que una estructura puede resistir antes de experimentar daño significativo, proporcionando datos sobre el comportamiento estructural para demanda definida para cada tipo de edificio analizado.

En la Tabla 43 se observa el desplazamiento objetivo de cada edificio, en base del ASCE 41-17 que determina que el desplazamiento objetivo es el 4% de la altura de la edificación.

Tabla 40. Desplazamientos objetivos.

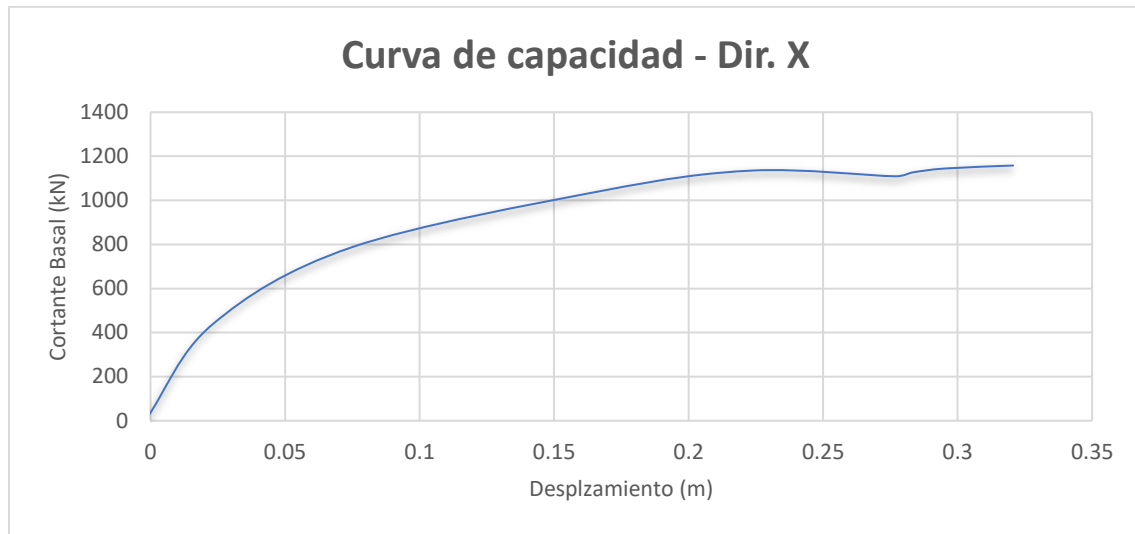
Edificio	Altura de la edificación (m)	Desplazamiento objetivo (m)
Corrado	18	0.72
Parque Bolívar	23.18	0.93
Pedro Antonio Flores	15.25	0.61

Fuente: Elaboración propia.

4.2.1. Edificio Corrado

En el **Gráfico 4** se obtuvo la curva de capacidad del Edificio Corrado en sentido X, la capacidad estructural alcanza un valor de 1158.076 kN con desplazamiento lateral de 0.32m.

Gráfico 4. Curva de capacidad en dirección X, edificio Corrado.



Fuente: Elaboración propia.

En el **Gráfico 5** se obtuvo la curva de capacidad del Edificio Corrado en sentido Y, la capacidad estructural alcanza un valor de 1106.848 kN con desplazamiento lateral de 1.74m.

Gráfico 5. Curva de Capacidad en dirección Y, edificio Corrado.

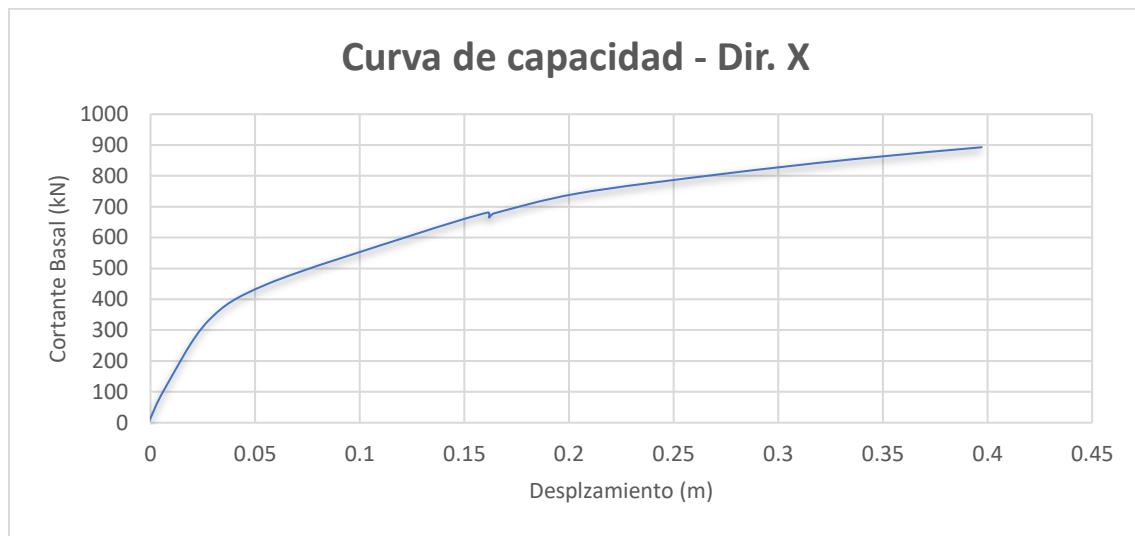


Fuente: Elaboración propia.

4.2.2. Edificio Parque Bolivar

En el **Gráfico 6** se obtuvo la curva de capacidad del Edificio Parque Bolivar en sentido X, la capacidad estructural alcanza un valor de 892.914 kN con desplazamiento lateral de 0.40m.

Gráfico 6. Curva de capacidad en dirección X, edificio Parque Bolivar.



Fuente: Elaboración propia.

En el **Gráfico 7** se obtuvo la curva de capacidad del Edificio Parque Bolivar en sentido Y, la capacidad estructural alcanza un valor de 1522.405 kN con desplazamiento lateral de 0.69m.

Gráfico 7. Curva de capacidad en dirección Y, edificio Parque Bolivar.

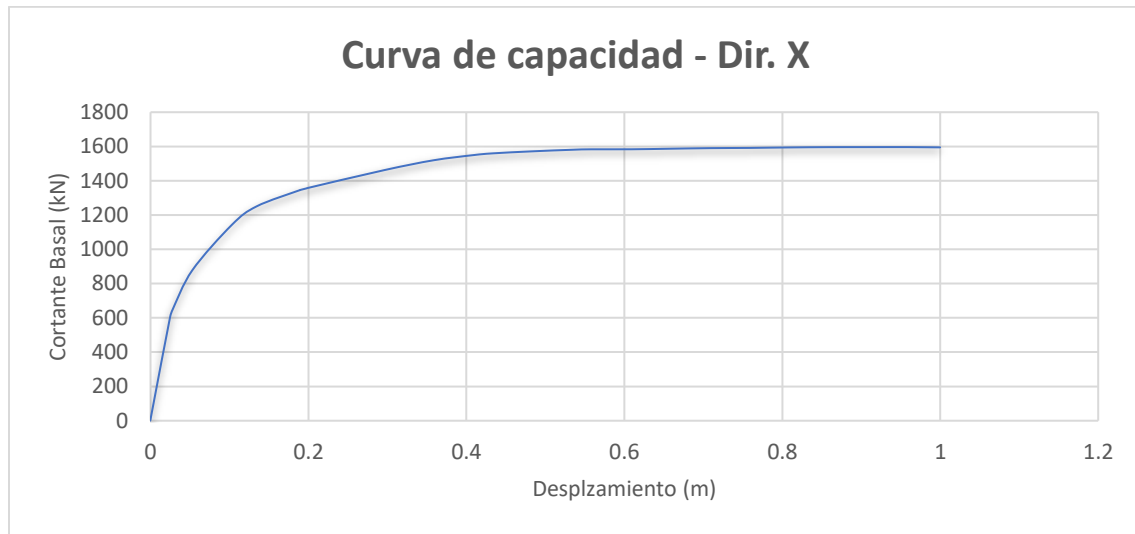


Fuente: Elaboración propia.

4.2.3. Edificio Pedro Antonio Flores

En el **Gráfico 8** se obtuvo la curva de capacidad del Edificio Pedro Antonio Flores en sentido X, la capacidad estructural alcanza un valor de 1596.421 kN con desplazamiento lateral de 1.0m.

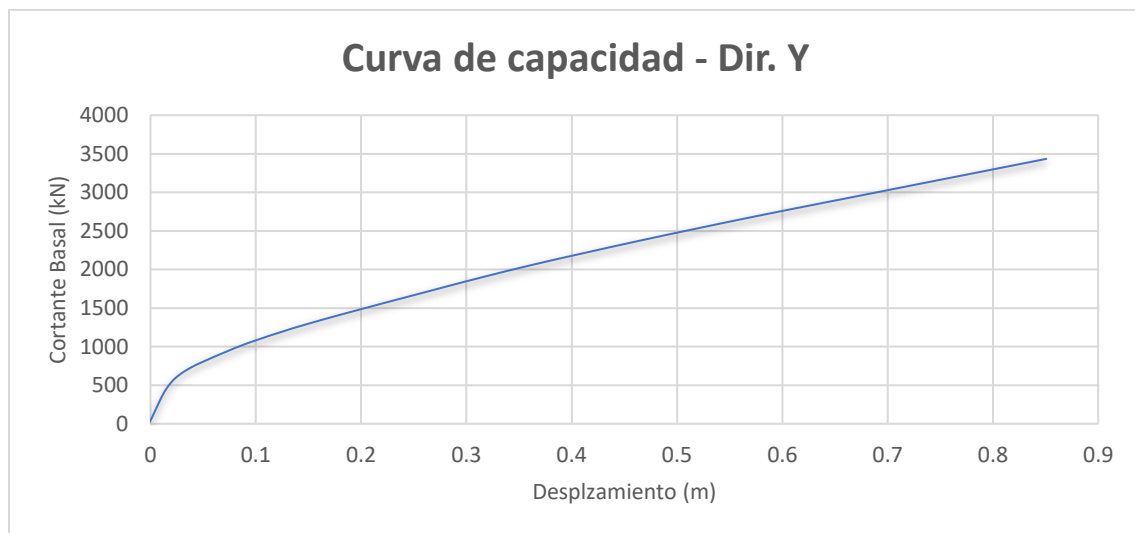
Gráfico 8. Curva de capacidad en dirección X, edificio Pedro Antonio Flores.



Fuente: Elaboración propia.

En el **Gráfico 9** se obtuvo la curva de capacidad del Edificio Pedro Antonio Flores en sentido X, la capacidad estructural alcanza un valor de 3434.862 kN con desplazamiento lateral de 0.85m.

Gráfico 9. Curva de capacidad en dirección Y, edificio Pedro Antonio Flores.



Fuente: Elaboración propia.

4.3. Sectorización de la curva de capacidad

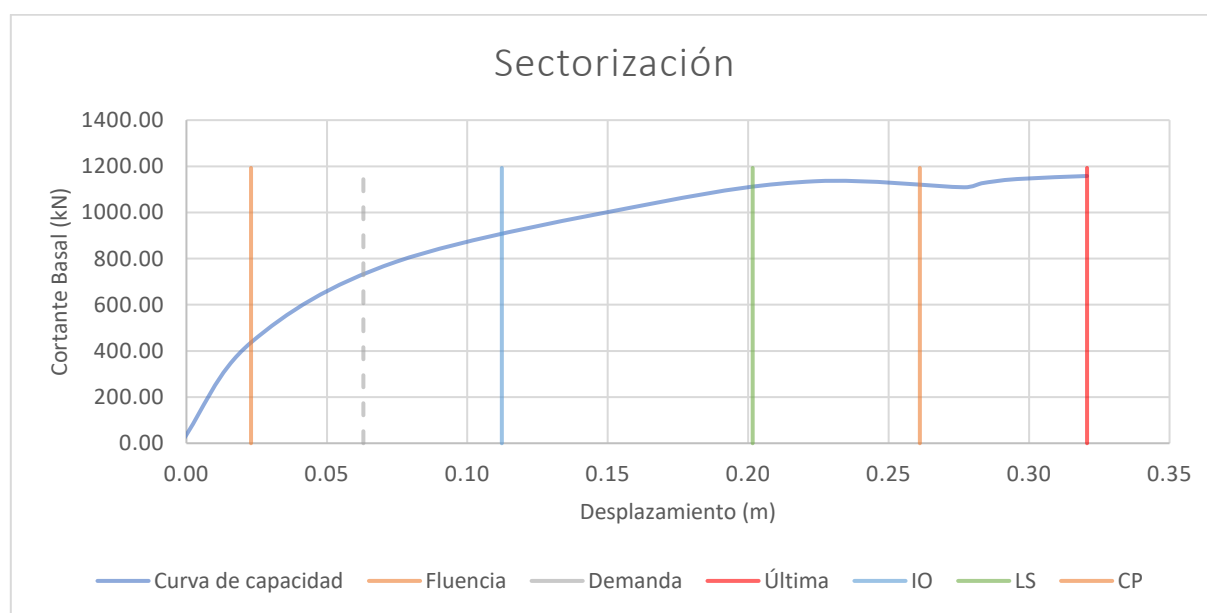
Para la sectorización de la curva de capacidad se realizó siguiendo los criterios de la norma FEMA 356 y ASCE 41-17. En los cuales se indican los siguientes niveles:

- IO (Ocupación Inmediata): hasta el 100% de la capacidad elástica.
- LS (Seguridad de Vida): hasta el 30% de la capacidad inelástica.
- CP (Prevención de Colapso): Hasta el 20% de la capacidad inelástica.

4.3.1. Edificio Corrado

En el **Gráfico 10** se muestra la sectorización de la curva de capacidad del Edificio Corrado en sentido X, la demanda calculada en el punto de desempeño se encuentra en el rango de ocupación inmediata (IO).

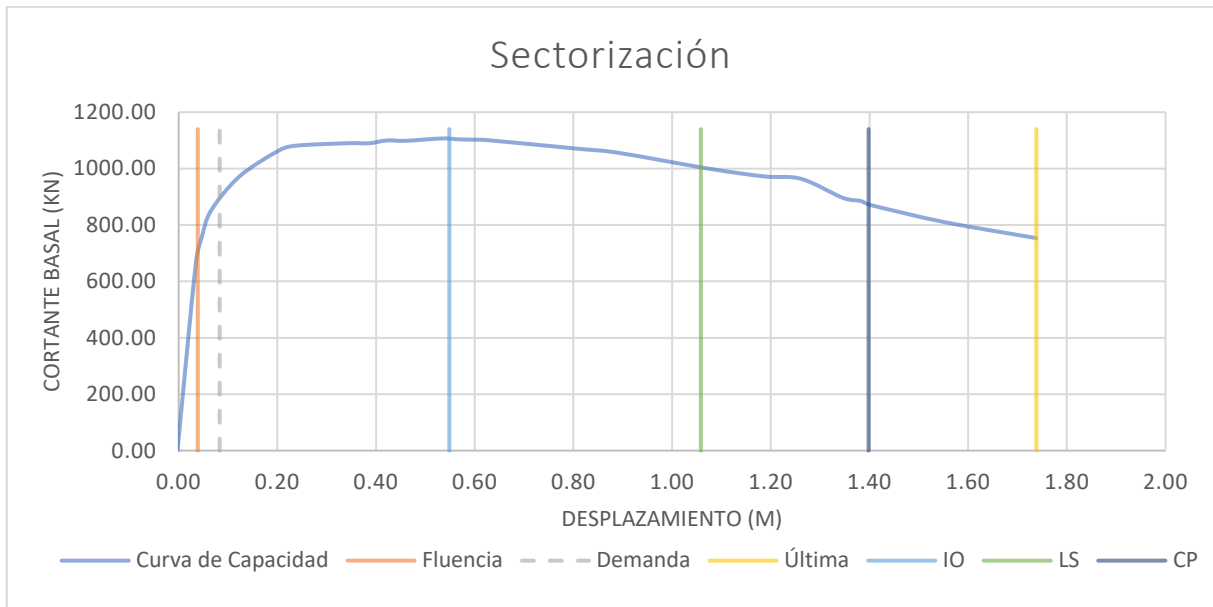
Gráfico 10. Sectorización de la curva de capacidad en dirección X, edificio Corrado.



Fuente: Elaboración propia.

En el **Gráfico 11** se muestra la sectorización de la curva de capacidad del Edificio Corrado en sentido Y, la demanda calculada en el punto de desempeño se encuentra en el rango de ocupación inmediata (IO).

Gráfico 11. Sectorización de la curva de capacidad en dirección Y, edificio Corrado.



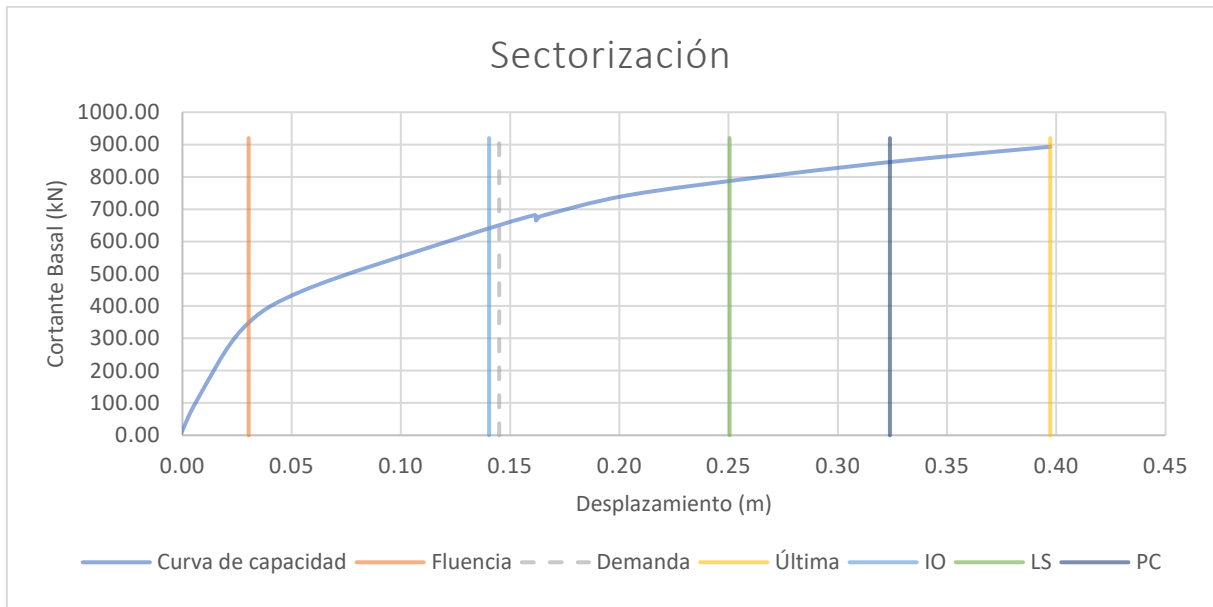
Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar tanto en el **Gráfico 10** y **Gráfico 11** la demanda que es generada por el sismo, sobrepasa el límite de fluencia (límite elástico) de la edificación, pero no pasa el límite de desempeño de ocupación inmediata (IO) en ambas direcciones. Esto indica que la edificación sufre un daño mínimo, los elementos estructurales mantienen su capacidad y los no estructurales están en condiciones de uso (ATC40).

4.3.2. Edificio Parque Boliviar

En el **Gráfico 12** se muestra la sectorización de la curva de capacidad del Edificio Parque Bolívar en sentido X, la demanda calculada en el punto de desempeño se encuentra en el rango de seguridad de vida (LS).

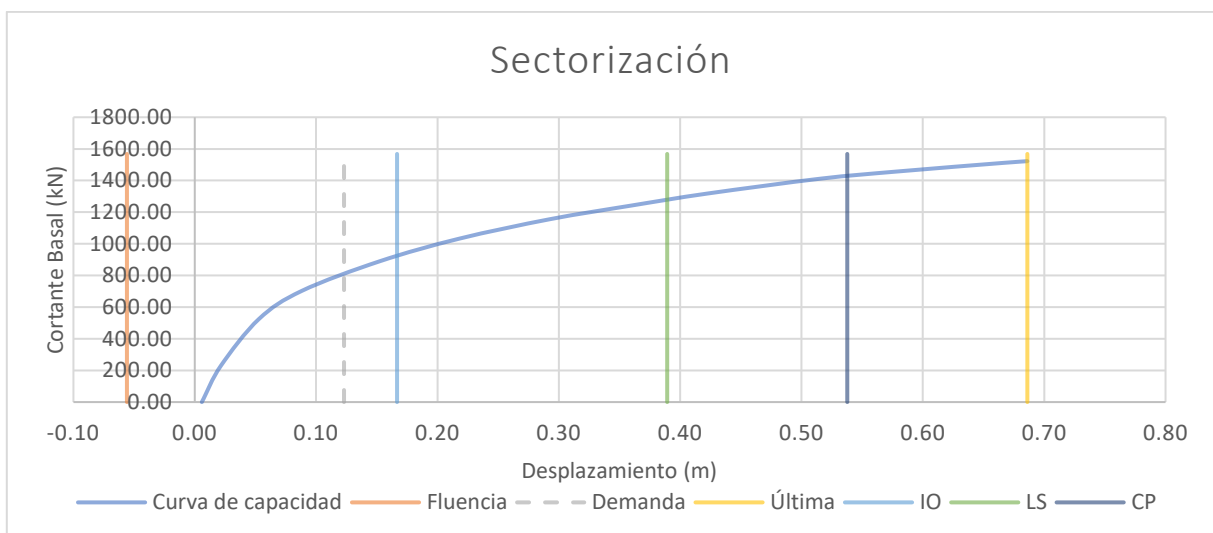
Gráfico 12. Sectorización de la curva de capacidad en dirección X, edificio Parque Bolívar.



Fuente: Elaboración propia.

En el **Gráfico 13** se muestra la sectorización de la curva de capacidad del Edificio Parque Bolívar en sentido Y, la demanda calculada en el punto de desempeño se encuentra en el rango de ocupación inmediata (IO).

Gráfico 13. Sectorización de la curva de capacidad en dirección Y, edificio Parque Bolívar.



Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar la **Gráfico 12** y **Gráfico 13** existe una dualidad de desempeño, en dirección X se tiene un nivel de desempeño de seguridad de vida (LS) y en la dirección Y un

nivel de ocupación inmediata (IO), esto puede suceder por diferentes causas; una de ellas es porque la rigidez lateral no siempre es simétrica en ambas direcciones debido a que puede tener geometría irregular en planta o también porque existan vigas principales desiguales, una dirección puede ser más flexible que otra.

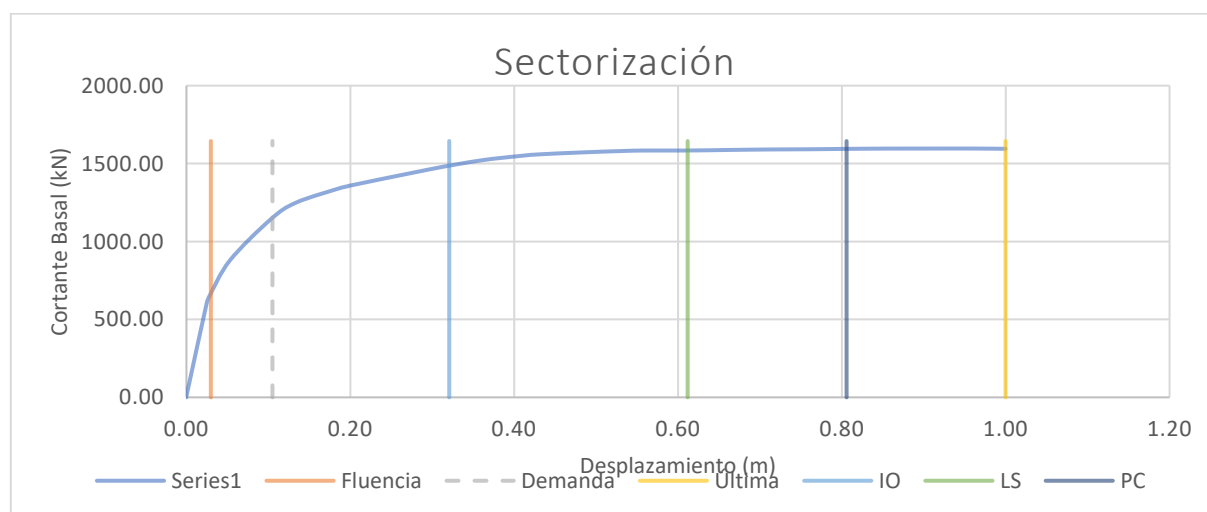
También puede ser porque en la dirección Y se tiene mayor capacidad estructural ya que tiene un cortante de 1522,405 kN mayor que los 892,914 kN de la dirección X, esta diferencia puede deberse a una mejor distribución de elementos resistentes o a una geometría más favorable, lo que lleva a un mejor desempeño ante la misma demanda sísmica.

Otro motivo por el cual se puede dar esta situación es que el periodo fundamental de la edificación es de 1,24 s lo que implica una mayor influencia de modos superiores, especialmente en dirección X si tiene menor rigidez. Esto está también lo indica la norma ATC-40 “Para estructuras con periodos mayores a 1s, el análisis estático no lineal puede subestimar la capacidad estructural al no considerar adecuadamente los modos superiores de vibración”.

4.3.3. Edificio Pedro Antonio Flores

En el **Gráfico 14** se muestra la sectorización de la curva de capacidad del Edificio Pedro Antonio Flores en sentido X, la demanda calculada en el punto de desempeño se encuentra en el rango de ocupación inmediata (IO).

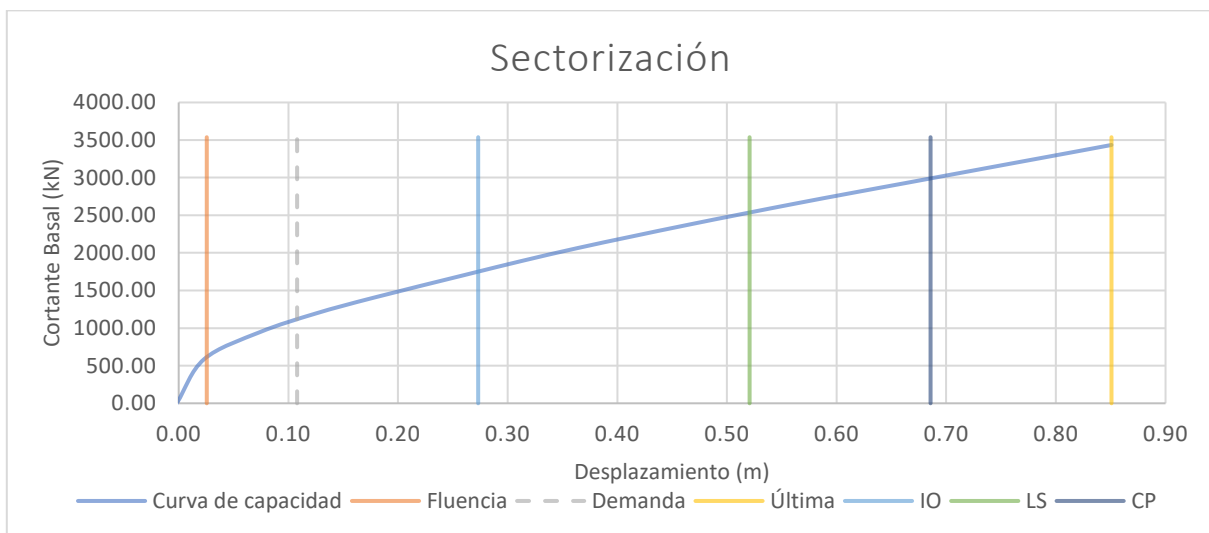
Gráfico 14. Sectorización de la curva de capacidad en dirección X, edificio Pedro Antonio Flores.



Fuente: Elaboración propia.

En el **Gráfico 15** se muestra la sectorización de la curva de capacidad del Edificio Pedro Antonio Flores en sentido Y, la demanda calculada en el punto de desempeño se encuentra en el rango de ocupación inmediata (IO).

Gráfico 15. Sectorización de la curva de capacidad en dirección Y, edificio Pedro Antonio Flores



Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar tanto en el **Gráfico 14** y **Gráfico 15** la demanda que es generada por el sismo, sobrepasa el límite de fluencia (límite elástico) de la edificación, pero no pasa el límite de desempeño de ocupación inmediata (IO) en ambas direcciones. Esto indica que la edificación sufre un daño mínimo, los elementos estructurales mantienen su capacidad y los no estructurales están en condiciones de uso (ATC40).

4.4. Deriva de piso

El control de deriva de entrepiso asegura que, durante un evento telúrico, la estructura se desplace dentro de los límites permisibles por lo que los elementos no estructurales no se dañarían, se verifica la máxima deriva de piso $\Delta_i = \delta_i / h_i$ para poder evaluar la deriva de piso y ver su vulnerabilidad se utiliza la **Tabla 10**, se presenta la deriva de piso para el punto de desempeño de la edificación.

Se tiene que determinar la deriva de piso en el punto de desempeño de la edificación (en la intersección del desplazamiento de demanda y la curva de capacidad de la edificación), pero en todos los casos no coincide con un estado de carga, entonces lo que se realiza es la

interpolación entre los dos estados de carga que se encuentra, ya con esos valores obtenidos se procede a calcular la deriva de piso de cada nivel. Ya con esto se procede con la clasificación de la deriva de piso en función a la norma boliviana de diseño sísmico 2023.

4.4.1. Edificio Corrado

Para el caso del edificio Corrado, se tiene un desplazamiento de demanda en dirección X de 0,063 m, lo cual se encuentra entre el Step 2 ($\delta=0,023011$ m) y el Step 3 ($\delta=0,07468$ m). Ya ubicado donde se encuentra el desplazamiento de demanda se realiza la interpolación de estos, obteniendo los siguientes resultados por nivel.

Tabla 41. Desplazamientos en cada nivel en dirección en X, edificio Corrado.

Altura de la edificación	Desplazamiento Step 2	Desplazamiento punto de desempeño	Desplazamiento Step 3
18.00	0.0748	0.1452	0.1658
15.10	0.0710	0.1386	0.1583
12.20	0.0613	0.1207	0.1380
9.30	0.0438	0.0895	0.1029
6.40	0.0217	0.0486	0.0564
3.20	0.0026	0.0033	0.0035

Fuente: Elaboración propia.

Para la dirección Y se tiene un desplazamiento de demanda de 0,083 m, lo cual se encuentra entre el Step 4 ($\delta=0,065799$ m) y el Step 5 ($\delta=0,122049$ m). Ya ubicado donde se encuentra el desplazamiento de demanda se realiza la interpolación de estos, obteniendo los siguientes resultados por nivel.

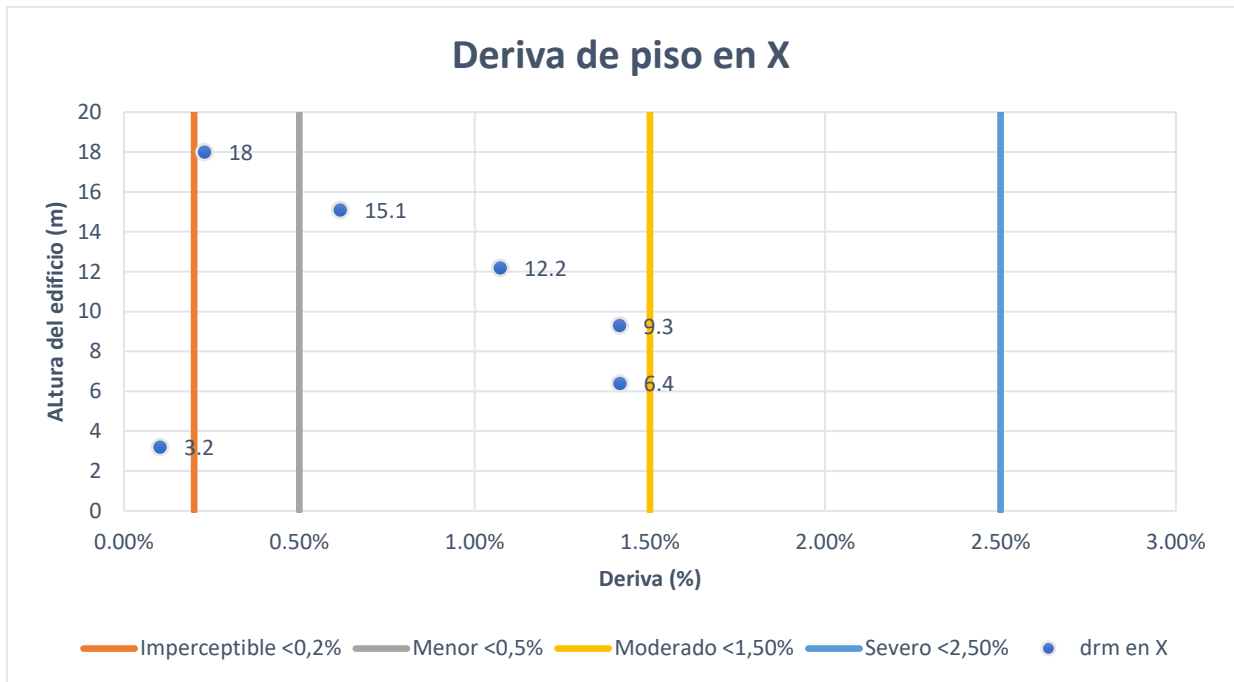
Tabla 42. Desplazamiento en cada nivel en dirección en Y, edificio Corrado.

Altura de la edificación	Desplazamiento Step 4	Desplazamiento punto de desempeño	Desplazamiento Step 5
18.00	0.1220	0.1448	0.1966
15.10	0.1177	0.1401	0.1910
12.20	0.1077	0.1289	0.1771
9.30	0.0838	0.1009	0.1398
6.40	0.0461	0.0556	0.0771
3.20	0.0032	0.0033	0.0035

Fuente: Elaboración propia.

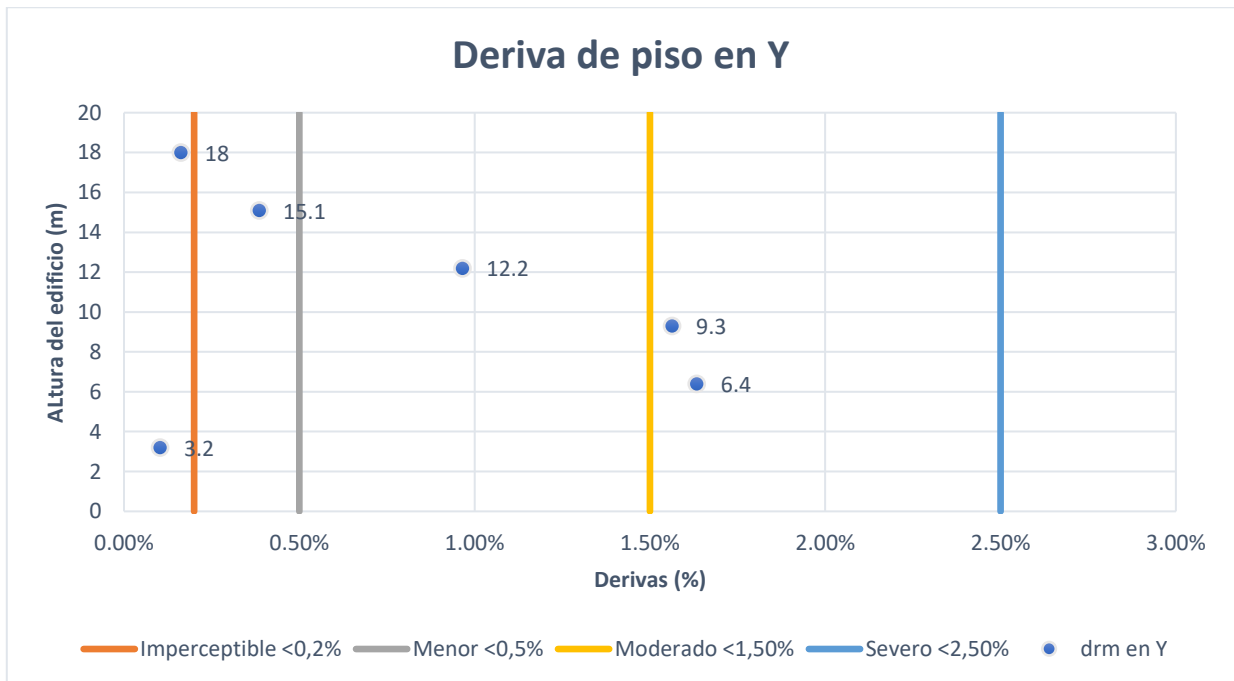
Ya con todos estos valores se procede a calcular la deriva de piso en cada dirección, se presenta unas gráficas para que sea de manera más explicativa el resultado.

Gráfico 16. Deriva de piso en el punto de desempeño, dirección X, edificio Corrado.



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 17. Deriva de piso en el punto de desempeño, dirección Y, edificio Corrado.



Fuente: Elaboración propia.

Que se puede observar en la **Gráfico 16** los niveles del 2 al 5, se encuentran en un rango de daño moderado. Esto indicaría que en esos niveles existirían grietas visibles en tabiques, desprendimientos de revestimientos livianos, esto ocasionaría daño funcional en muro divisorios y esto hasta puede llegar a causar un fallo parcial de instalaciones suspendidas. Un problema que también presenta es que los niveles intermedios como el nivel 2 y 3, tienen una deriva máxima y de ahí disminuye, esto podría darse por una irregularidad de “piso blando” presentando un punto débil en la edificación.

En la **Gráfico 17** los niveles 2 y 3, se encuentran en un rango de daño severo, esto indicaría que existirían grietas profundas, rajadura a taras de tabiques o muros de albañilería, deformaciones en marcos estructurales y riesgo en columnas o nudos. Lo que se tendría una vulnerabilidad crítica en estos niveles donde el daño puede escalar mucho más si se presenta sismos de intensidad similar o mayor.

Como se observa se tiene una asimetría, lo que pudiera implicar un diseño estructural desequilibrado en planta y/o en altura, lo que genera respuesta torsional o concentración de esfuerzos en ciertas zonas y direcciones.

4.4.2. Edificio Parque Bolívar

Para el caso del edificio Parque Bolívar, se tiene un desplazamiento de demanda en dirección X de 0,145 m, lo cual se encuentra entre el Step 5 ($\delta=0,065799$ m) y el Step 6 ($\delta=0,122049$ m). Ya ubicado donde se encuentra el desplazamiento de demanda se realiza la interpolación de estos, obteniendo los siguientes resultados por nivel.

Tabla 43. Desplazamiento en cada nivel en dirección X, edificio Parque Bolívar.

Altura de la edificación	Desplazamiento Step 5	Desplazamiento punto de desempeño	Desplazamiento Step 6
23.18	0.1615	0.1619	0.1622
20.03	0.1571	0.1575	0.1578
16.88	0.1457	0.1462	0.1465
13.73	0.1244	0.1250	0.1254
10.58	0.0942	0.0949	0.0954
7.43	0.0585	0.0592	0.0598
4.28	0.0249	0.0255	0.0260

Fuente: Elaboración propia.

Para la dirección Y se tiene un desplazamiento de demanda de 0,123 m, lo cual se encuentra entre el Step 5 ($\delta=0,088216$ m) y el Step 6 ($\delta=0,152674$ m). Ya ubicado donde se encuentra el desplazamiento de demanda se realiza la interpolación de estos, obteniendo los siguientes resultados por nivel.

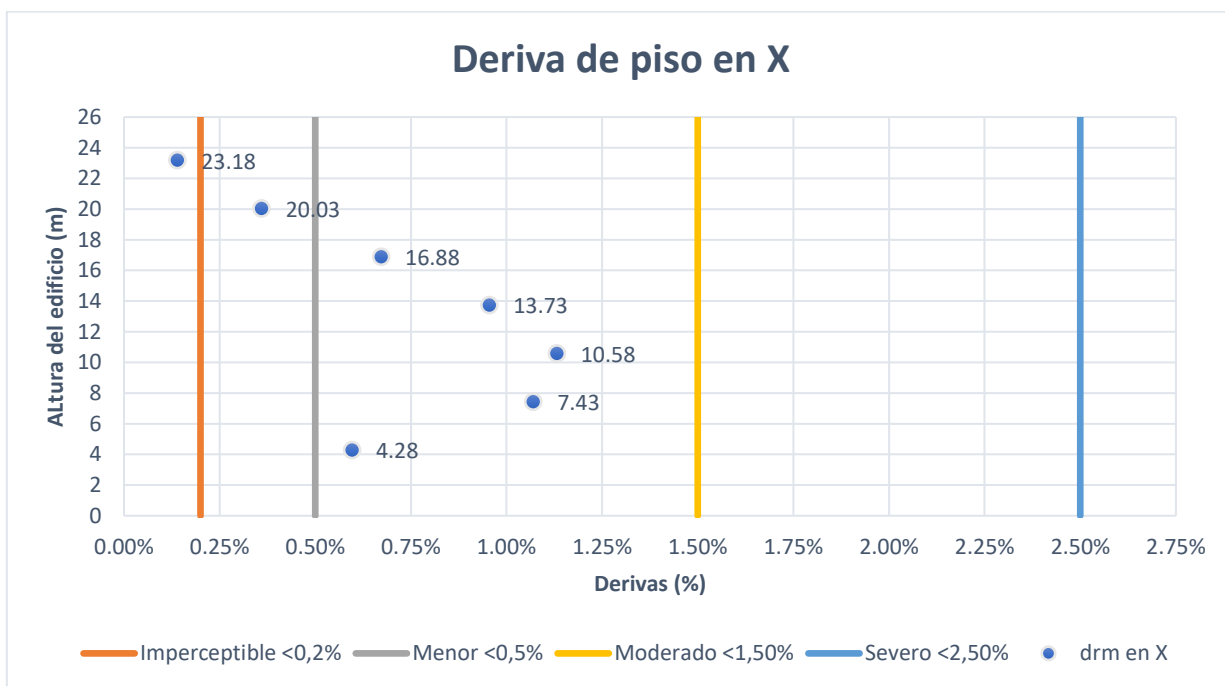
Tabla 44. Desplazamiento en cada nivel en dirección Y, edificio Parque Bolívar.

Altura de la edificación	Desplazamiento Step 5	Desplazamiento punto de desempeño	Desplazamiento Step 6
23.18	0.1540	0.1914	0.2198
20.03	0.1471	0.1823	0.2091
16.88	0.1336	0.1645	0.1881
13.73	0.1117	0.1364	0.1552
10.58	0.0825	0.0998	0.1130
7.43	0.0500	0.0599	0.0674
4.28	0.0210	0.0247	0.0276

Fuente: Elaboración propia.

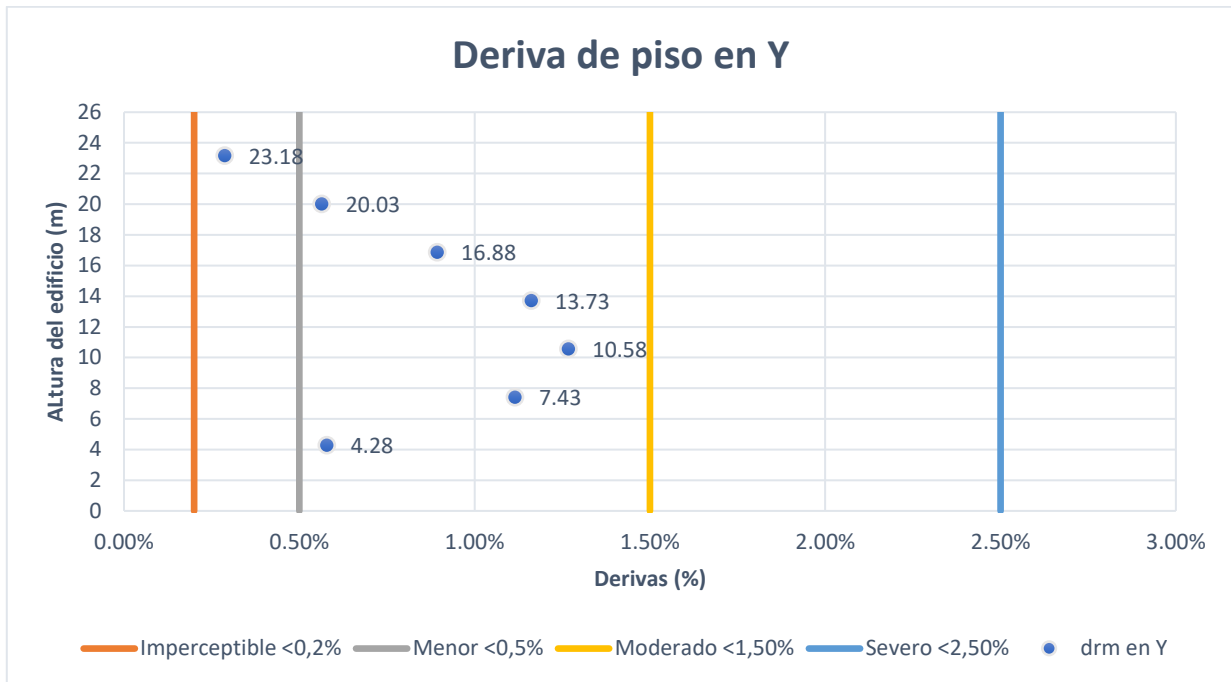
Ya con todos estos valores se procede a calcular la deriva de piso en cada dirección, se presenta unas gráficas para que sea de manera más explicativa el resultado.

Gráfico 18. Deriva de piso en el punto de desempeño, dirección Y, edificio Parque Bolívar.



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 19. Deriva de piso en el punto de desempeño, dirección Y, edificio Parque Bolivar.



Fuente: Elaboración propia.

En el caso del edificio Parque Bolívar, como se puede observar en las **Gráfico 18** y **Gráfico 19**, se tiene un comportamiento casi similar en la derivas de piso, en la dirección en X se tiene un daño moderado desde el nivel 1 al nivel 5, esto representaría grietas visibles en tabiques, desprendimiento de revestimientos livianos, daño funcional en muros divisorios, fallo parcial de instalaciones; en dirección Y sería lo mismo solo que aquí contemplaría desde el nivel 1 al nivel 6.

En dirección X, la concentración en los niveles 3 al 5 sugiere una zona flexible, posiblemente causada por una distribución desigual de rigidez lateral, materiales o configuración estructural. En dirección Y, esta dirección presenta una distribución más uniforme de la demanda sísmica, pero con mayor deformación acumulada.

4.4.3. Edificio Pedro Antonio Flores

Para el caso del edificio Pedro Antonio Flores, se tiene un desplazamiento de demanda en dirección X de 0,1050 m, lo cual se encuentra entre el Step 5 ($\delta=0,102915$ m) y el Step 6 ($\delta=0,134437$ m). Ya ubicado donde se encuentra el desplazamiento de demanda se realiza la interpolación de estos, obteniendo los siguientes resultados por nivel.

Tabla 45. Desplazamiento en cada nivel en dirección X, edificio Pedro Antonio Flores.

Altura de la edificación	Desplazamiento Step 5	Desplazamiento punto de desempeño	Desplazamiento Step 6
15.25	0.1353	0.1389	0.1896
12.20	0.1225	0.1255	0.1684
9.15	0.0985	0.1009	0.1347
6.10	0.0652	0.0669	0.0904
3.05	0.0298	0.0307	0.0434

Fuente: Elaboración propia.

Para la dirección Y se tiene un desplazamiento de demanda de 0,1080 m, lo cual se encuentra entre el Step 3 ($\delta=0,073795$ m) y el Step 4 ($\delta=0,125003$ m). Ya ubicado donde se encuentra el desplazamiento de demanda se realiza la interpolación de estos, obteniendo los siguientes resultados por nivel.

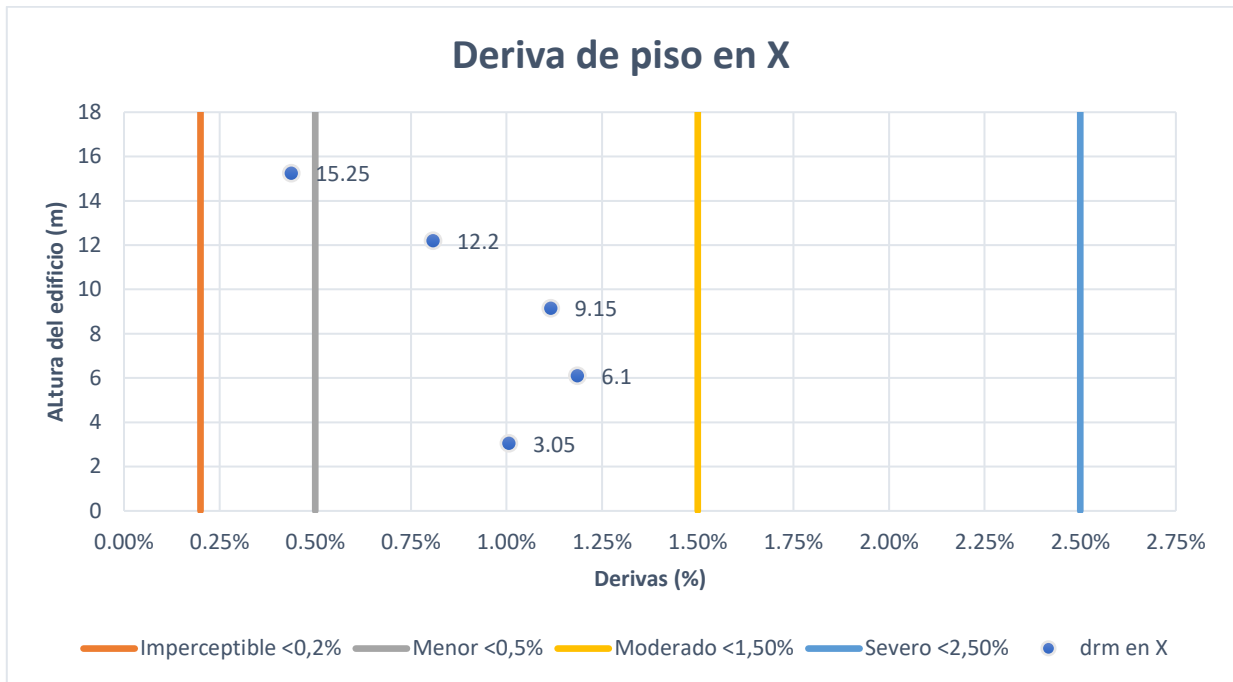
Tabla 46. Desplazamiento en cada nivel en dirección Y, edificio Pedro Antonio Flores.

Altura de la edificación	Desplazamiento Step 3	Desplazamiento punto de desempeño	Desplazamiento Step 4
15.25	0.1250	0.1603	0.1778
12.20	0.1160	0.1459	0.1608
9.15	0.0955	0.1183	0.1297
6.10	0.0645	0.0791	0.0863
3.05	0.0299	0.0364	0.0397

Fuente: Elaboración propia.

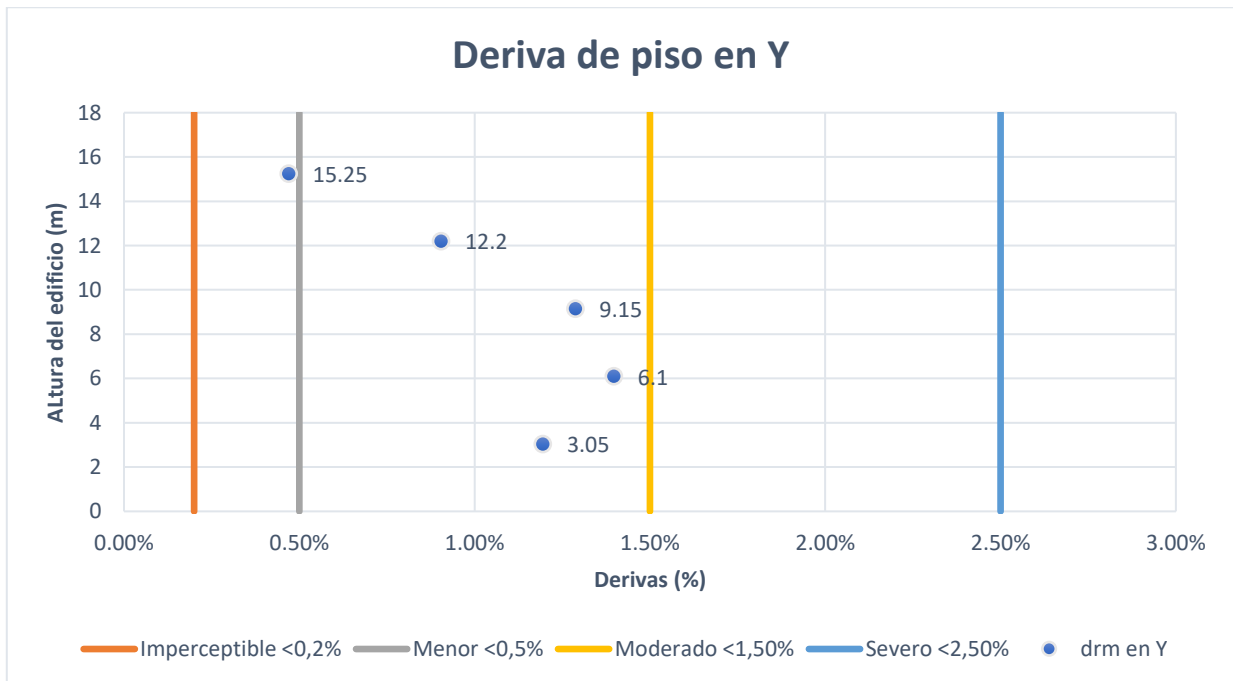
Ya con todos estos valores se procede a calcular la deriva de piso en cada dirección, se presenta unas gráficas para que sea de manera más explicativa el resultado.

Gráfico 20. Deriva de piso en el punto de desempeño, dirección X, edificio Pedro Antonio Flores.



Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 21. Deriva de piso en el punto de desempeño, dirección Y, edificio Pedro Antonio Flores.



Fuente: Elaboración propia.

En los **Gráfico 20** y **Gráfico 21**, del edificio Pedro Antonio Flores, indica que se tiene un nivel de daño moderado esto desde el nivel 1 hasta el nivel 4, esto es igual para ambas direcciones, con un nivel de daño moderado se puede tener, grietas visibles en tabiques, desprendimiento de revestimientos livianos, daño funcional en muros divisorios, fallo parcial de instalaciones.

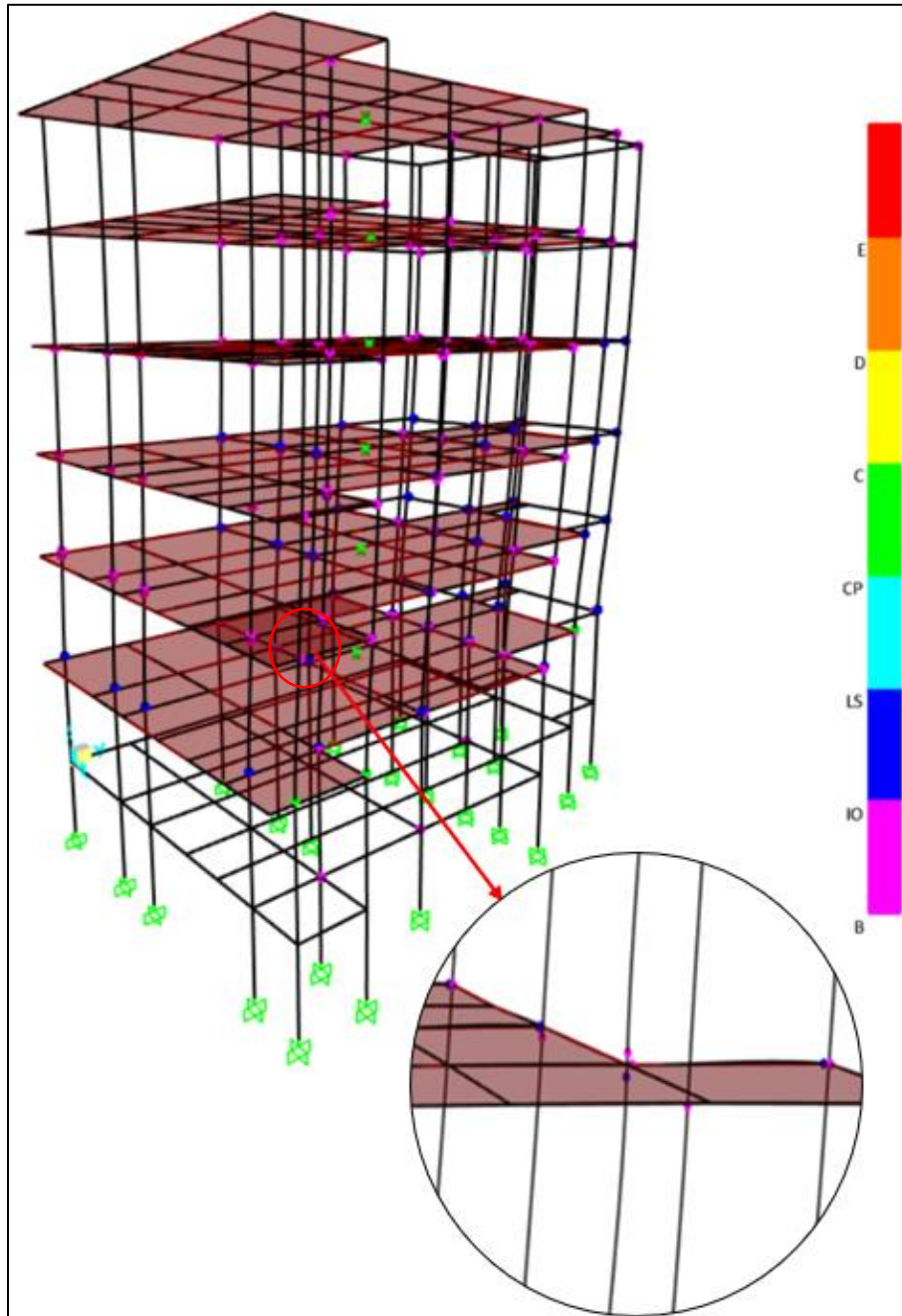
A diferencia de los edificios anteriores, esta edificación muestra una distribución más pareja del daño en todos los niveles, sin concentración extrema en un solo piso, esto puede indicar que es una estructura más regular en altura, ausencia de pisos blandos críticos, pero también, una respuesta inelástica extendida en todos los niveles, lo que podría afectar la funcionalidad global del edificio después de un sismo.

4.5. Nivel de daño

4.5.1. Edificio Corrado

Como se puede observar en la **Imagen 73**, las rótulas plásticas que se generan en el estado de carga número 3, aparecen rotulas plásticas con un desempeño de ocupación inmediata (IO) en vigas y columnas en algunas zonas de la edificación.

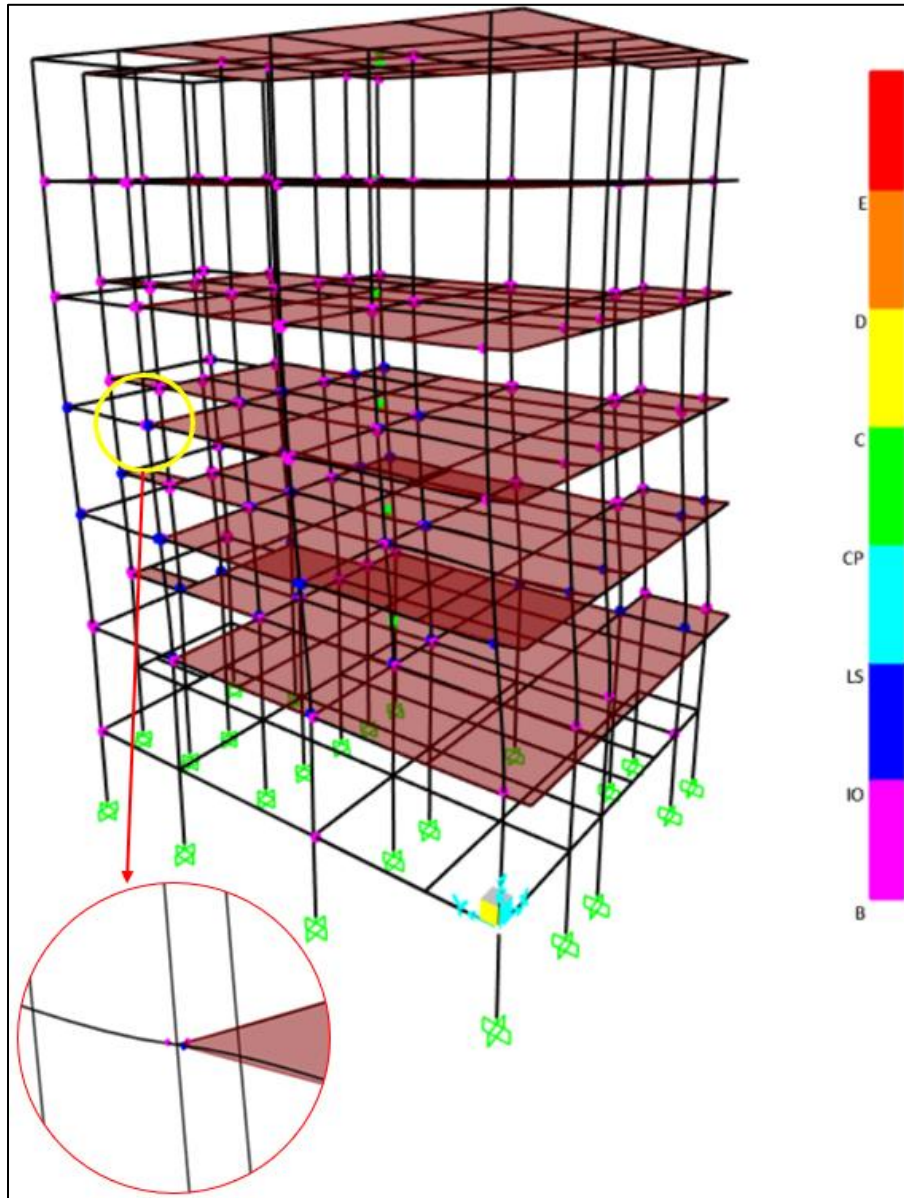
Imagen 73. Nivel de daño en dirección X, paso 3, edificio Corrado.



Fuente: SAP2000.

Como se puede observar en la **Imagen 74**, las rótulas plásticas que se generan en el estado de carga número 3, aparecen rótulas plásticas con un desempeño de ocupación inmediata (IO) en vigas y columnas, y en algunas zonas de la edificación.

Imagen 74. Nivel de daño en dirección Y, paso 3, edificio Corrado.

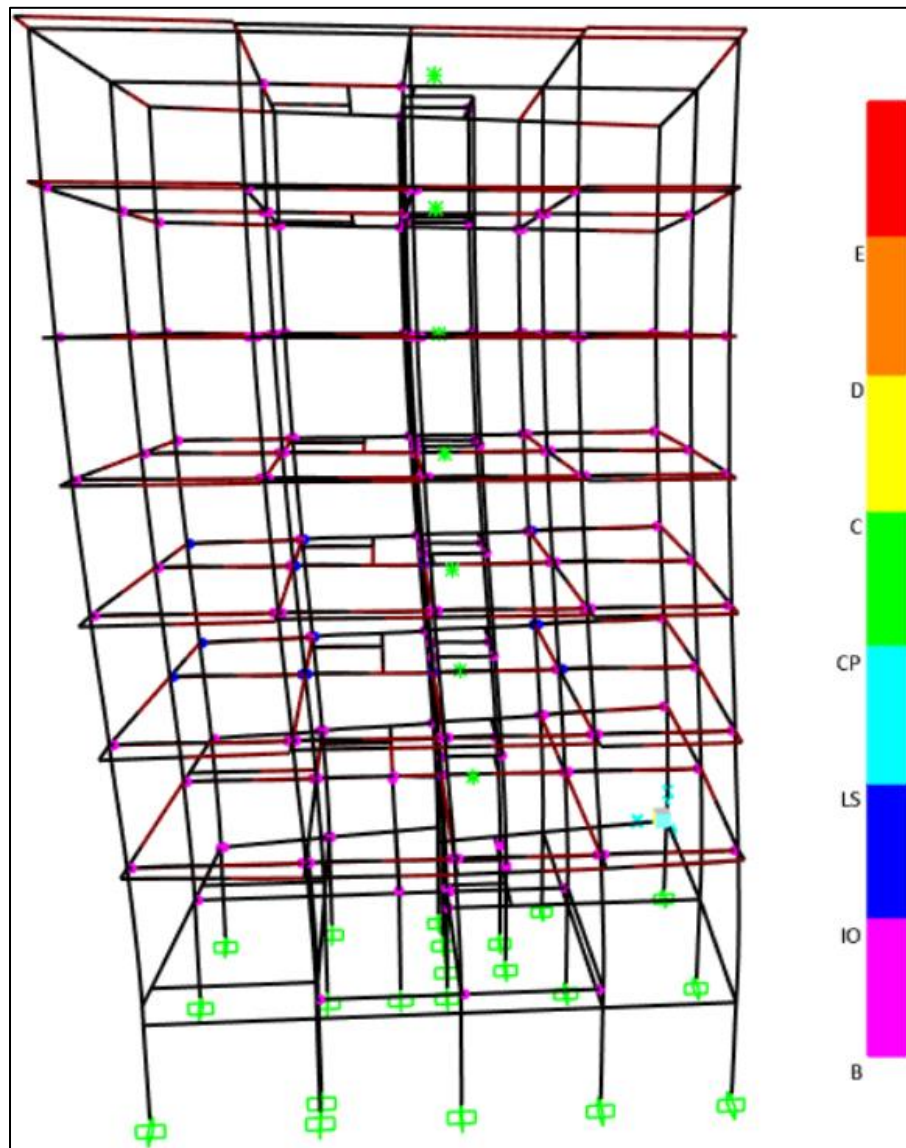


Fuente: SAP2000.

4.5.2. Edificio Parque Bolivar

Como se puede observar en la **Imagen 75**, las rótulas plásticas que se generan en el estado de carga número 5, aparecen rotulas plásticas con un desempeño de ocupación inmediata (IO) en vigas y columnas en algunas zonas de la edificación.

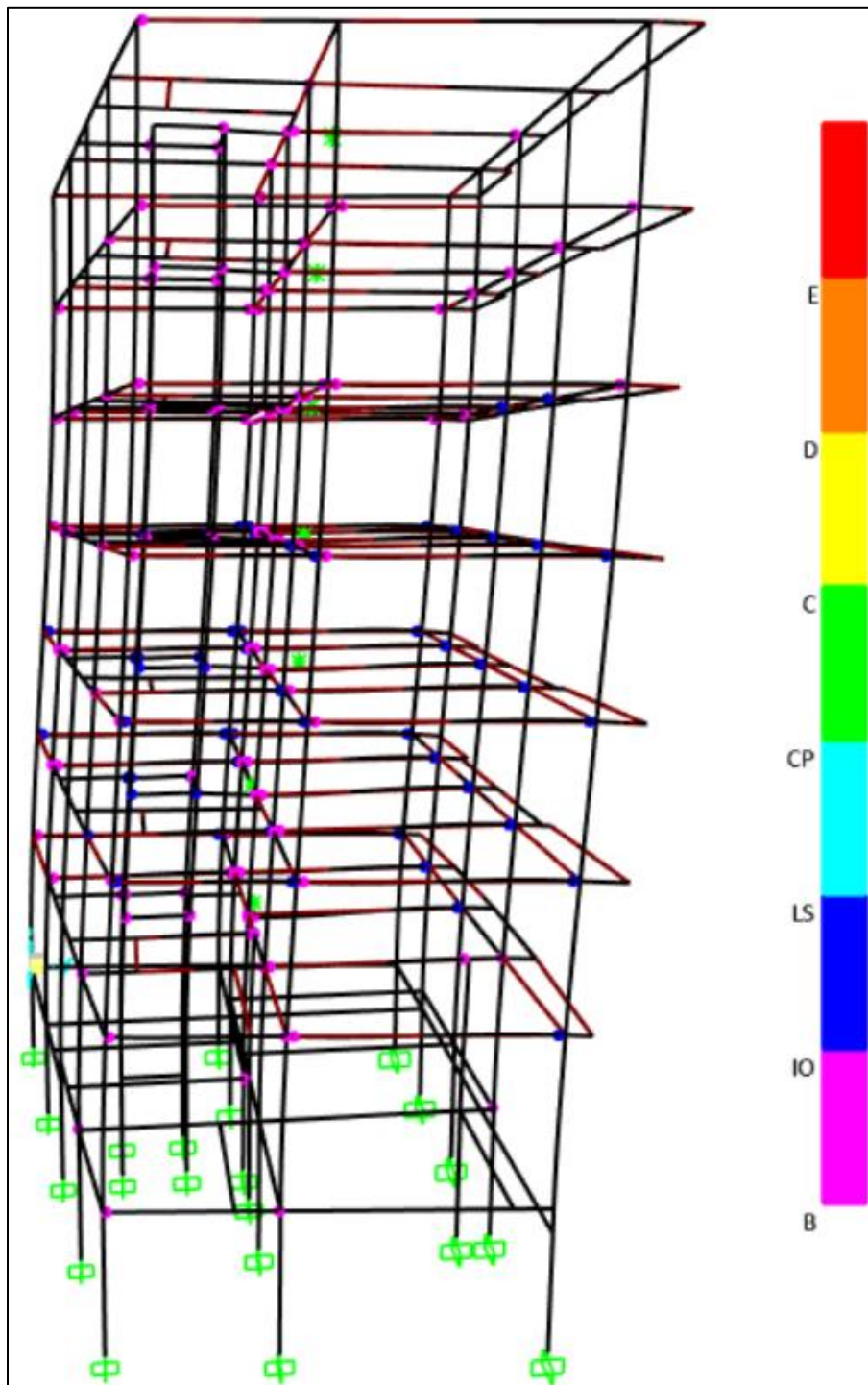
Imagen 75. Nivel de daño en dirección X, paso 5, edificio Parque Bolívar.



Fuente: SAP2000.

Como se puede observar en la **Imagen 76**, las rótulas plásticas que se generan en el estado de carga número 6, aparecen rotulas plásticas con un desempeño de ocupación inmediata (IO) en vigas y columnas en algunas zonas de la edificación.

Imagen 76. Nivel de daño en dirección Y, paso 6, edificio Parque Bolívar.

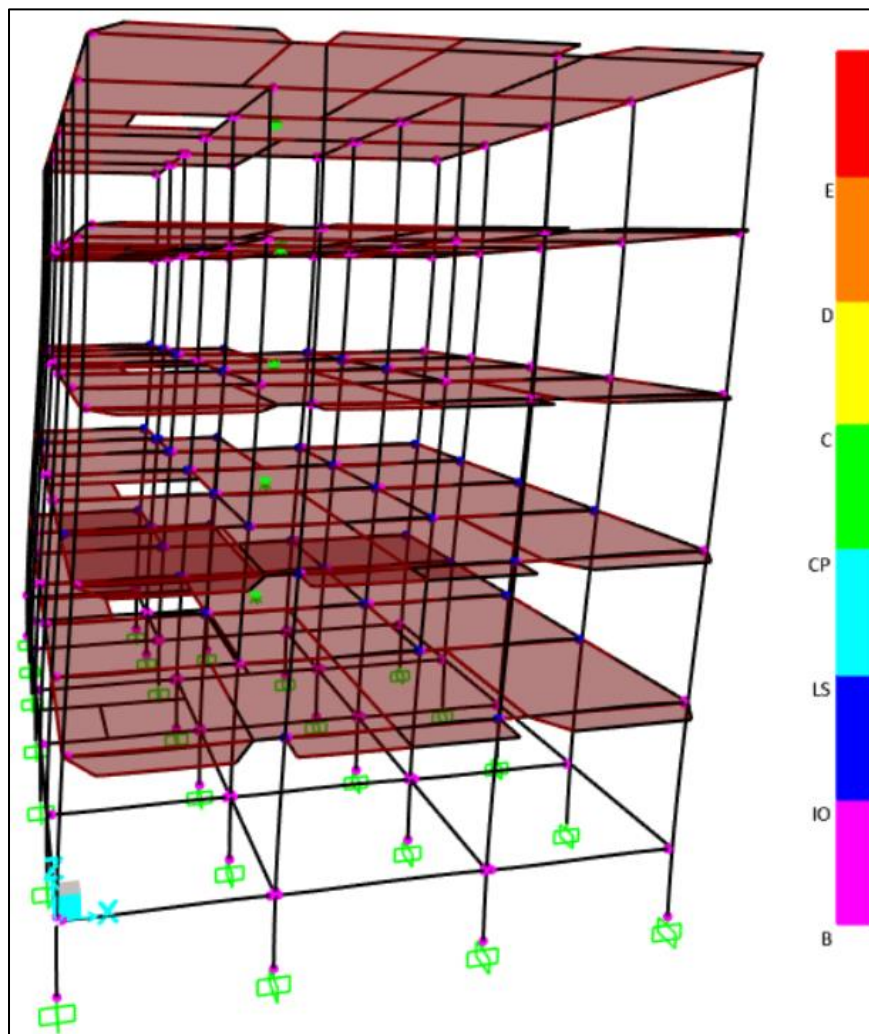


Fuente: SAP2000.

4.5.3. Edificio Pedro Antonio Flores

Como se puede observar en la **Imagen 77**, las rótulas plásticas que se generan en el estado de carga número 5, aparecen rotulas plásticas con un desempeño de ocupación inmediata (IO) en vigas y columnas en algunas zonas de la edificación.

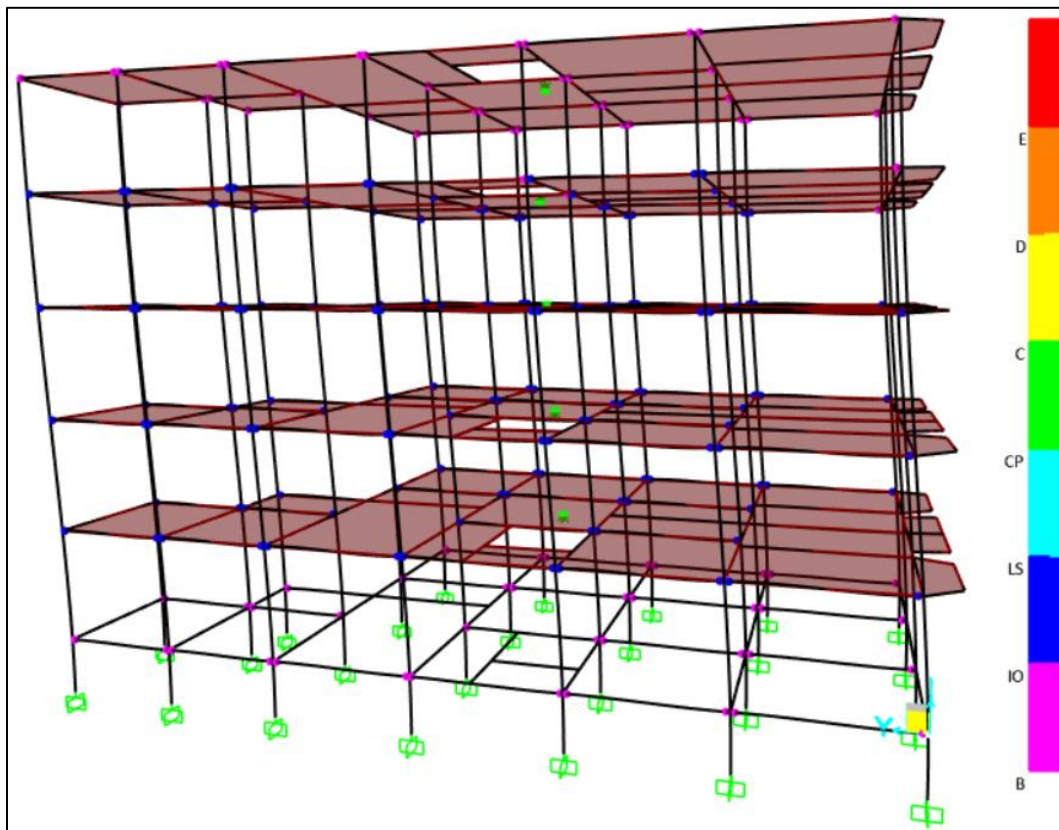
Imagen 77. Nivel de daño en dirección X, paso 5, edificio Pedro Antonio Flores.



Fuente: SAP2000.

Como se puede observar en la **Imagen 78**, las rótulas plásticas que se generan en el estado de carga número 5, aparecen rotulas plásticas con un desempeño de ocupación inmediata (IO) en vigas y columnas en algunas zonas de la edificación.

Imagen 78. Nivel de daño en dirección Y, paso 5, edificio Pedro Antonio Flores.



Fuente: SAP2000.

CAPÍTULO V

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

En el presente trabajo se evaluó el desempeño sísmico mediante análisis no lineal de tres edificaciones mediante análisis estático no lineal (Pushover), las siguientes conclusiones determinan el comportamiento de estructuras no sismorresistentes y su dificultad en alcanzar niveles de desempeño deseados.

1. El análisis modal de las edificaciones Corrado y Parque Bolívar mostró que en ambas estructuras en el modo fundamental de vibración (primer modo) presentan un comportamiento rotacional dominante, con valores de RZ significativamente altos respecto a UX y UY. Según el criterio de clasificación de modos de vibración basado en la dominación relativa de los componentes modales y considerando que en FEMA 356 y ATC-40 se establece la importancia de que los primeros modos sean representativos del comportamiento global, estos resultados evidencian la presencia de irregularidad torsional significativa. Esta condición puede generar una respuesta sísmica no uniforme, provocando concentraciones de esfuerzos en zonas estructurales que no han sido diseñadas para resistir torsión, lo cual incrementa el riesgo de daño localizado, falla en conexiones y interrupción de la continuidad estructural. Según FEMA 356, estas irregularidades deben ser tratadas con vulnerabilidades críticas que comprometen la estabilidad y desempeño estructural, especialmente en estructuras existentes sin diseño sismorresistente formal.
2. En contraste, el análisis modal del edificio Pedro Antonio Flores mostró un comportamiento más favorable, con los dos primeros modos de vibración clasificados como traslacionales y un solo modo rotacional en el tercer lugar. Este patrón, de acuerdo con los criterios de ATC-40 y FEMA 356, indica un sistema estructural más regular y balanceado, con mejor capacidad para distribuir de manera uniforme la demanda sísmica en planta y en altura. Esta condición favorece una mayor participación de masa efectiva en los modos fundamentales, facilita una respuesta predecible y reduce la probabilidad de acumulación de esfuerzos torsionales. En

estructuras con esta configuración modal, el control de derivas laterales y de deformaciones locales es más eficiente, lo cual mejora el desempeño global ante sismos moderados a severos. Además, según FEMA 356, este tipo de configuración es preferida para edificaciones existentes, ya que minimiza la necesidad de refuerzos correctivos por comportamiento torsional excesivo.

3. El análisis estático no lineal (Pushover) reveló que las tres edificaciones evaluadas alcanzaron niveles de desempeño que se ubican entre Ocupación Inmediata (IO) y Seguridad de Vida (LS), conforme a criterios normativos de desempeño inelástico. En particular, los edificios Corrado y Pedro Antonio Flores cumplieron con nivel IO en ambas direcciones, mientras que el edificio Parque Bolívar alcanzó un desempeño LS en dirección en X e IO en dirección Y.
4. Como el punto de desempeño no siempre coincide con un estado de carga o “step” del análisis estático no lineal en el SAP2000, por esto fue necesario aplicar una interpolación lineal entre los desplazamientos de los niveles en distintos pasos de carga, procedimiento técnicamente válido y respaldado por la metodología de ATC-40, que admite interpolación sobre la curva de capacidad.
5. El análisis de deriva de piso en el punto de desempeño para las tres edificaciones evidenció que, si bien todas mantuvieron estructuralmente estables (sin formación de mecanismos de colapso total), presentaron valores de deformación relativa entre niveles (deriva de piso) que alcanzan el rango de daño moderado y en algunos casos daño severo, según como lo clasifica la norma boliviana de diseño sísmico 2023. En particular, los niveles intermedios (piso 2 a 4) de las edificaciones Parque Bolívar y Pedro Antonio Flores alcanzaron derivas mayores al 1% e incluso superiores al 1,5% en algunos casos (como en dirección Y del edificio Parque Bolívar), lo que según FEMA 356 y ASCE/SEI 41-17 corresponde a una respuesta fuertemente inelástica que puede provocar grietas estructurales, inestabilidad de tabiques y daño funcional severo. Estos resultados confirman que, aunque las edificaciones pueden considerarse “seguras” frente al colapso, su operatividad post-sismo no estaría garantizado, afectando la habitabilidad, accesibilidad y funcionalidad de sus espacios. Se concluye que la deriva de piso debe ser un criterio clave de desempeño, especialmente en edificaciones existentes sin diseño sismorresistente.

6. En análisis detallado por niveles mostró que las derivas más elevadas se concentraron en los pisos intermedios de cada edificación, alcanzando hasta 1,63% en dirección Y en el edificio Corrado y 1,4% en dirección X en el edificio Pedro Antonio Flores, lo que implica un daño severo localizado para el edificio Corrado, según los límites de la NBDS 2023. Este comportamiento sugiere la presencia de irregularidades verticales de rigidez, comúnmente conocidas como “pisos blandos”, los cuales representan una vulnerabilidad crítica en caso de sismos intensos. Según FEMA E-74, derivas mayores al 0,5% son suficientes para causar desprendimientos de cielorrasos, agrietamientos en muros divisorios y fallos en instalaciones, riesgos que se vuelven más severos en los niveles donde la deriva supera o está próxima al 1,5%. Aunque la estructura principal mantuvo su estabilidad en los tres casos, la deriva es excesiva a los límites que se le impone, esto puede llegar a ocasionar problemas de funcionalidad en las edificaciones, ya que el tiempo de mantenimiento sería mayor lo que incrementa el costo.
7. El edificio Parque Bolívar, presentó un comportamiento modal que sugiere irregularidad torsional, lo que acentúa las derivas en algunos puntos de la planta. Este comportamiento incrementa el daño localizado y la posibilidad de fallo asimétrico.
8. El análisis de desempeño estructural mediante el método Pushover, conforme los criterios establecidos en NBDS 23, FEMA 256 y ATC-40, permitió identificar que las tres edificaciones evaluadas presentan un comportamiento sísmico que varía según la dirección de análisis (X o Y) y la configuración geométrica y estructural de cada una. En los edificios Corrado y Pedro Antonio Flores, el nivel de desempeño alcanzado en ambas direcciones corresponde al rango IO, esto sugiere un desempeño adecuado en términos de integridad estructural frente a un evento sísmico de intensidad moderado (0.09g), como el considerado en la ciudad de Tarija. Sin embargo, en el caso del edificio Parque Bolívar, el análisis reveló un desempeño desigual: mientras en la dirección Y se alcanzó un nivel IO, en la dirección X el desempeño se clasificó en el nivel de LS. Según FEMA 356, este comportamiento representa una condición estructural que limita el riesgo de colapso, pero permite deformaciones significativas en los elementos, posibles daños severos en componentes no estructurales y una pérdida temporal de funcionalidad del edificio.

Este comportamiento desigual se explica por la distribución irregular de rigidez y masa, que genera una respuesta dinámica direccionalmente asimétrica. Este hallazgo es crítico, ya que pone en evidencia que, si bien una estructura puede cumplir los requisitos de desempeño en una dirección, puede fallar en otra debido a irregularidades no evidentes en planta o en altura; esta respuesta no uniforme está directamente relacionada con las formas modales identificadas en el análisis dinámico: en el Parque Bolívar, el modo fundamental tiene un comportamiento rotacional, asociado a irregularidad torsional, lo que influye negativamente en la capacidad de disipar energía sísmica de forma homogénea.

9. La experiencia obtenida al realizar el análisis estático no lineal de las tres edificaciones (todas construidas sin criterios sismorresistentes) demuestra que, si bien estas estructuras pueden no colapsar ante un evento sísmico que se puede dar en la ciudad de Tarija, si alcanzan nivel de deformación que comprometen gravemente su funcionalidad. Esto se evidenció a través de los valores de deriva de piso que en varios niveles intermedios superan el 1,5% clasificándose como daño severo según la NBDS 23. En contextos donde las edificaciones no ha sido diseñadas conforme a normativas sismorresistentes, su comportamiento estructural puede parecer “suficiente” en términos de estabilidad global, pero al analizar su respuesta detallada, como el comportamiento modal, la formación de rótulas plásticas y la deformación relativa entre niveles (deriva de piso), se revela que pueden presentar daños significativos en muros divisorios, acabados, instalaciones, marcos de puerta y ventanas, entre otros componentes no estructurales. Según FEMA E-74, estos elementos son críticos para la seguridad de los ocupantes y el funcionamiento post-sismo, y su falla puede hacer que una edificación sea inutilizable incluso sin haber colapsado. Este hallazgo es especialmente importante ya que en Tarija pueden existir edificaciones antiguas que fueron ejecutadas sin un criterio sismorresistente; estas construcciones pueden resistir un evento sísmico que se pueda dar en Tarija sin colapso, pero aun así representan una vulnerabilidad alta desde la perspectiva de ocupación, evacuación, continuidad de servicios y costos de reparación.
10. La hipótesis planteada que todas las edificaciones alcanzarían un nivel de desempeño IO bajo una aceleración de 0,09 g. Esta condición se cumplió plenamente en dos de

las tres edificaciones, pero en el edificio Parque Bolívar solo alcanzo el nivel LS en dirección X, debido a mayores derivas y menor rigidez en esa dirección. La hipótesis se cumple de manera parcial, confirmando que la falta de diseño sismorresistente no impide siempre un desempeño aceptable, pero puede comprometerlo en casos de rigidez desigual o distribución inadecuada de masa.

11. Se cumplieron los objetivos relacionados con el modelaje de las tres edificaciones, la aplicación del análisis estático no lineal, y la obtención de las curvas de capacidad. Se pudo determinar el punto de desempeño de cada edificación y analizar su comportamiento estructural y funcional.
12. Al incorporar el análisis de deriva de piso en el punto de desempeño, se pudo identificar zonas críticas con mayor deformación relativa, lo cual aportó una dimensión más realista a la evaluación del daño. Esto complementa la interpretación de las curvas de capacidad y permite tomar decisiones más completas.
13. Para dar algunas posibles soluciones se tiene que las instalaciones (eléctricas, sanitarias, de gas, etc.) son altamente susceptibles al daño por deriva, especialmente cuando están rígidamente conectadas entre niveles o incrustadas en tabiques que se deforman. Las derivas registradas en las edificaciones evaluadas, que alcanzan un daño moderado o severo, sugieren que, posterior a un sismo, muchas instalaciones pueden quedar fuera de servicio o generar riesgos secundarios (fugas, cortocircuitos, incendio, etc.). Lo que se plantea es que no debe limitarse a la reparación directa, sino incorporar componentes con capacidad de absorción de desplazamientos, como conectores flexibles, bujes antivibración o segmentos móviles, en función del tipo de sistema. Este tipo de intervención no solo previene fallas repetidas, sino que garantiza la continuidad operativa del edificio, especialmente en sectores clave como hospitales, escuelas o centros de atención ciudadana.
14. Como se identificó existen piso donde la deriva comprometería seriamente la operatividad, confort y seguridad de uso del inmueble. Por ello, se recomienda que las inspecciones post-sismo incluyan un criterio de evolución funcional, que permita distinguir entre edificaciones habitables, parcialmente utilizables o no operativas, aun sin colapso estructural. Esta evaluación debe considerar la integridad de muros divisorios, puertas, ventanas, luminarias, rutas de evacuación e instalaciones.

15. En situaciones donde el daño post-sismo es severo, pero no catastrófico, como en las edificaciones analizadas, resulta útil implementar un enfoque de rehabilitación progresiva por fases, priorizando zonas críticas y permitiendo la ocupación parcial del edificio durante la recuperación total. Este enfoque es particularmente valioso en edificios educativos, residenciales y administrativos, donde el retorno a la funcionalidad es prioritario para la comunidad. A partir de los daños identificados, se puede plantear un esquema de intervención que comience por reforzar tabiques en zonas de circulación, asegurar instalaciones de servicios, y rehabilitar acabados en espacios públicos. Estas estrategias, inspiradas en modelos de resiliencia urbana post-desastre, contribuyen a la reducción de pérdidas económicas y sociales derivadas de la inactividad prolongada del inmueble, promoviendo una gestión más eficiente del riesgo sísmico a escala local.

5.2. Recomendaciones

- Para estructuras con períodos de vibración mayores a 1 s como el edificio Parque Bolívar se recomienda utilizar otros tipos de análisis estructural (como análisis dinámico no lineal o análisis estático no lineal multimodal) para lograr capturar la contribución de modos superiores.
- Se recomienda que este análisis estático no lineal solo se lo utilice en edificaciones que no excedan 30 m de altura y también en zonas sísmicas donde la aceleración sea menor a los 0,10 g.
- Se recomienda el uso del análisis estático no lineal (Pushover) para evaluar el desempeño y vulnerabilidad que pueda tener alguna edificación esté o no diseñada considerando criterios sismorresistentes.
- Para introducir los datos de la cantidad de acero de los elementos estructurales en el software SAP2000, se recomienda utilizar “el diseñador de secciones” en columnas, ya que con este se puede introducir los diámetros de acero de manera exacta y replicar lo que se construyó.
- Cuando se introduce las posibles rótulas plásticas, solo se tiene que añadir en la conexión viga columna de los pórticos, no se debe colocar rótulas plásticas en voladizos, ya que este generaría una enorme deformación que al momento del

procesamiento hace que la edificación sea inestable y no se pueda ver su máximo desempeño.

- Se evidencia la necesidad de seguir fortaleciendo la cultura del diseño estructural sísmicamente responsable en todos los actores del proceso constructivo: proyectistas, fiscalizadores, constructores y autoridades. A pesar de contar con normativas como la NBDS 2023, muchas edificaciones continúan construyéndose sin aplicar sus criterios. Por tanto, es vital generar espacios de capacitación permanente, difusión técnica, y sobre todo una fiscalización más efectiva durante la etapa de diseño y construcción.
- Tomar medidas a través del refuerzo estructural donde se garantice la rigidez de las edificaciones o la implementación de dispositivos de control de respuesta sísmica con el fin de evitar daños económicos y, lo más importante, preservar vidas.
- Finalmente, esta tesis no solo constituye un estudio técnico, sino también un insumo valioso para la formación académica en ingeniería civil. Además, podría servir como eje de futuras investigaciones que busquen validar sus resultados con métodos dinámicos.