

**UNIVERSIDAD MAYOR REAL Y PONTIFICIA DE
SAN FRANCISCO XAVIER DE CHUQUISACA**

**VICERRECTORADO
CENTRO DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN**



**“APLICACIÓN DEL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO PARA DETERMINAR EL
COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICO "R" EN EDIFICIOS APORTICADOS DE
MEDIANA ALTURA EN LA CIUDAD DE LA PAZ”**

**TRABAJO EN OPCIÓN AL GRADO DE
MAGISTER EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

CARLOS HECTOR ESPINOZA CHOQUE

SUCRE, JUNIO DE 2024

CESIÓN DE DERECHOS

Al presentar este trabajo como requisito previo para la obtención del Título de Magister en Ingeniería Estructural de la Universidad Mayor, y Real Pontificia de San Francisco Xavier de Chuquisaca, autorizo al Centro de Estudios de Posgrado e Investigación, Unidad de Posgrado de la facultad de Ingeniería Civil o la Biblioteca de la Universidad, para que haga de este trabajo un documento disponible para su lectura, según normas de la Universidad.

También cedo a la Universidad Mayor, Real y Pontificia de San Francisco Xavier de Chuquisaca, los derechos de publicación de este trabajo o parte de él, manteniendo mis derechos de autor hasta un periodo de 30 meses posterior a su aprobación.

Ing. Carlos Hector Espinoza Choque

Sucre Junio de 2024

El presente trabajo de tesis lo dedico principalmente a Dios por permitirme estar vivo y cada oportunidad que me da en la vida.

A mis padres Héctor y Elvira por su gran apoyo.

A mis hermanos por sus consejos y estar presentes en los momentos más difíciles.

A Dios por darme la vida, salud e inteligencia que me permitió llegar hasta hoy y culminar este sueño, por iluminar mi camino y darme las fuerzas necesarias para sobrellevar los momentos de dificultad

A mi familia por todo su apoyo en esta vida y por siempre estar presentes en los momentos más importantes y difíciles.

RESUMEN.....	x
ABSTRACT	xi
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Descripción del problema	1
1.2. Formulación del problema	2
1.3. Hipótesis	2
1.4. Objetivos	2
1.4.1. Objetivo general	2
1.4.2. Objetivos específicos.....	2
1.5. Justificación.....	3
2. METODOLOGÍA	4
2.1. Diseño metodológico	4
2.1.1. Alcance del estudio	4
2.2. Identificación de variables	4
2.2.1. Variable Independiente	4
2.2.2. Variable Dependiente	5
2.2.3. Variable Interveniente.....	7
2.3. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos.....	8
3. COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICA.....	9
3.1. Introducción.....	9
3.2. Valores de R y Tipo de Espectro.....	10
3.3. Componentes del Factor R.....	11
3.4. Factor de Resistencia por Ductilidad.....	14
3.5. Factor de Resistencia por Sobre Resistencia	16
4. GUÍA BOLIVIANA DE DISEÑO SÍSMICO EN REFERENTE AL ANÁLISIS SISMORRESISTENTE Y LA INFLUENCIA DEL FACTOR “R”	18
4.1. Coeficiente de Reducción Sísmico R en la GBDS.....	18

4.2.	Límites Permisibles de las Derivas de Piso	19
4.3.	Carga o Peso Sísmico Reactiva.....	20
4.4.	Coeficiente de Importancia.....	21
4.5.	Ajuste de Corte Basal de Resultado Obtenido por el Análisis Dinámico	21
4.6.	Criterios de Combinación Modal	21
4.6.1.	Criterio de la Combinación Cuadrática Completa (CQC)	22
4.6.2.	Combinación del Máximo Valor Probable (SRSS)	23
5.	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)	24
5.1.	Definición del Análisis No Lineal (Pushover)	24
5.2.	Definición de Rigidez	25
5.3.	Resistencia o Capacidad Estructural	26
5.4.	Definición de ductilidad.....	26
5.5.	Definición de Amenaza.....	29
5.6.	Definición de Vulnerabilidad	29
5.7.	Definición de Riesgo	29
5.8.	Definición de Demanda Sísmica	29
5.9.	Curva de Capacidad	29
5.9.1.	Bilinealización de la Curva de Capacidad.....	30
5.10.	Objetivos del Desempeño.....	32
5.10.1.	Propuesta del comité VISION 2000	33
5.10.2.	Propuesta del ATC-40	34
5.11.	Nivel de Amenaza Sísmica.....	35
5.11.1.	Propuesta por el comité VISION 2000	36
5.11.2.	Propuesta del ATC-40	36
5.12.	Determinación del Desempeño y Aceptabilidad	37
5.13.	Criterio de Aceptabilidad Global de la Estructura	38
5.14.	Criterio de Aceptabilidad en Elementos Primarios y Secundarios	40
5.15.	Parámetros del Análisis No Lineal (Pushover).....	41
5.15.1.	Propiedades de Resistencia y Rigidez.....	42
5.16.	Modelo Constitutivo Pushover.....	43

5.16.1.	Modelo Bilineal de Takeda	43
5.16.2.	Modelo de Mander	44
5.17.	Diagrama Momento – Curvatura	45
5.18.	Procedimiento del Análisis Estático No Lineal Pushover	46
5.19.	Rotula Plástica	47
5.20.	Rotulas Plásticas por el Modelo de Fibras	49
6.	DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICA	52
6.1.	Descripción General	52
6.2.	Zona de Estudio	52
6.3.	Configuración Estructural	57
6.4.	Propiedades de los Materiales	60
6.5.	Cargas Gravitacionales	62
6.6.	Cargas Sísmicas	62
6.7.	Diseño Estructural	63
6.8.	Control de Derivas	65
6.9.	Modelo Constitutivo	67
6.10.	Rotulas Plásticas	68
6.11.	Curva de Capacidad para un Análisis Estático No Lineal (Pushover)	70
6.12.	Punto de Desempeño	72
6.13.	Determinación del Coeficiente de Reducción Sísmico	75
6.13.1.	Evaluación del desempeño sísmico dirección Y	75
6.13.2.	Coeficiente de Reducción Sísmico	78
6.14.	Observaciones sobre el Coeficiente de Reducción Sísmica (R)	80
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	83
7.1.	CONCLUSIONES	83
7.2.	RECOMENDACIONES	86
	BIBLIOGRAFÍA	88
	ANEXOS A	91
	ANEXOS B	96

Figura 3.1. Espectros Elástico e Inelástico.....	10
Figura 3.2. Curva de capacidad sísmica y factores R_μ y R_Ω . (Mwafy & Elnashai, 2002).....	12
Figura 4.1. Espectro elástico de pseudoaceleración en unidades de [g] (GBDS, 2020).....	18
Figura 5.1. Curva de Capacidad (Garcia & M., 2017)	24
Figura 5.2. Curva Típica de Respuesta Estructural para Sistemas a Cargas Horizontales (Elnashai & Di Sarno, 2008).....	25
Figura 5.3. Definición de resistencia o capacidad estructural (Elnashai & Di Sarno, 2008) ...	26
Figura 5.4. Definición de ductilidad estructural (Elnashai & Di Sarno, 2008)	27
Figura 5.5. Cortante vs desplazamiento en estructura dúctil y frágil (Gonzáles Torres, 2018)	28
Figura 5.6. Representación gráfica de la curva de capacidad típica (Moreno, 2006)	30
Figura 5.7. Representación gráfica de la curva de capacidad y curva de capacidad bilineal (ATC-40, 1996).....	32
Figura 5.8. Objetivos del desempeño (Adaptación de SEAOC Vision 2000)	34
Figura 5.9. Método de capacidad para estimar el punto de desempeño (Bonnet, 2003).....	38
Figura 5.10. Método de los Coeficientes de Desplazamiento para Estimar el Punto de Desempeño (FEMA 440, 2005)	38
Figura 5.11. Niveles de Desempeño – Funcionalidad Estructural (FEMA 389)	39
Figura 5.12. Niveles de Desempeño – Sectorización de la Curva de Capacidad	39
Figura 5.13. Relación de Fuerza Deformación generalizada para Elementos o Componentes de Hormigón (ASCE/SEI 41-13, 2014)	40
Figura 5.14. Modelo Histórico Bilineal de Takeda (Noroña V., 2020).....	44
Figura 5.15. Comparación de Modelos de Esfuerzos – Deformación (Mander, 1988)	45
Figura 5.16. Diagrama Momento – Curvatura (Yugcha, 2018)	45
Figura 5.17. Ubicación de Rótulas Plásticas (Crisafulli & Villafane, 2002)	48
Figura 5.18. Discretización transversal de una sección de H ^a A ^o (Cabrero, 2014)	51
Figura 6.1. Macro Zonificación.....	53
Figura 6.2. Corte geológico ciudad de La Paz (Dirección Especial de Gestión Integral de Riesgos, 2011).....	54

Figura 6.3. Relación entre cortante basal estático y dinámico para edificación de 5 niveles (izq. Sismo X, der. Sismo Y)	55
Figura 6.4. Relación entre cortante basal estático y dinámico para edificación de 7 niveles (izq. Sismo X, der. Sismo Y)	56
Figura 6.5. Relación entre cortante basal estático y dinámico para edificación de 9 niveles (izq. Sismo X, der. Sismo Y)	56
Figura 6.6. Dimensiones Losa Reticular	58
Figura 6.7. Esquema de Disposición de Columnas.....	60
Figura 6.8. Espectro de Elástico y de Diseño.....	62
Figura 6.9. Representación del Modelo (izq) y Modo fundamental (der) Edificio 5niveles.....	63
Figura 6.10. Representación del Modelo (izq) y Modo fundamental (der) Edificio 7niveles....	63
Figura 6.11. Representación del Modelo (izq) y Modo fundamental (der) Edificio 9niveles....	64
Figura 6.12. Derivas edificio de 5 niveles eje “X” “Y”	65
Figura 6.13. Derivas edificio de 7 niveles eje “X” “Y”	66
Figura 6.14. Derivas edificio de 9 niveles eje “X” “Y”	66
Figura 6.15. Curva esfuerzo deformación del hormigón	67
Figura 6.16. Curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo	68
Figura 6.17. Rigidez efectiva elementos tipo viga	68
Figura 6.18. Propiedades de rótulas plásticas.....	69
Figura 6.19. Definición de fibras en columnas.....	69
Figura 6.20. Curva de Capacidad para la Edificación de 5 Niveles con $R=1$	70
Figura 6.21. Curva de Capacidad para la Edificación de 7 Niveles con $R=1$	70
Figura 6.22. Curva de Capacidad para la Edificación de 9 Niveles con $R=1$	71
Figura 6.23. Formación de rotulas plásticas iniciales y finales edificio 5 niveles	71
Figura 6.24. Formación de rotulas plásticas iniciales y finales edificio 7 niveles	72
Figura 6.25. Formación de rotulas plásticas iniciales y finales edificio 9 niveles	72
Figura 6.26. Punto de desempeño ante sismo de diseño, Edificio de 5 niveles.....	73
Figura 6.27. Punto de desempeño ante sismo de diseño, Edificio de 7 niveles.....	74
Figura 6.28. Punto de desempeño ante sismo de diseño, Edificio de 9 niveles.....	74
Figura 6.29. Desempeño Sísmico Dirección Y Edificio 5 niveles.....	75
Figura 6.30. Desempeño Sísmico Dirección Y Edificio 7 nivel.....	76
Figura 6.31. Desempeño Sísmico Dirección Y Edificio 9 nivel.....	77

Figura 6.32. Factor de reducción por ductilidad según Newmark y Hall para cada tipo de edificación y ductilidad correspondiente	79
---	----

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1. Determinación del factor R_u	14
Tabla 4.1. Deriva máxima de piso.....	19
Tabla 4.2. Porcentaje de participación de carga viva.....	20
Tabla 4.3. Factor de Importancia	21
Tabla 5.1. Nivel de Amenaza Sísmica	36
Tabla 5.2. Límites de distorsión de entrepiso para diferentes niveles de desempeño	40
Tabla 5.3. Resistencia esperada de los materiales	42
Tabla 5.4. Propiedades de rigidez del hormigón armado.....	43
Tabla 5.5. Parámetros de modelado para ANL de vigas de hormigón armado.....	48
Tabla 6.1. Tipo de Suelo	54
Tabla 6.2. Propiedades Mecánicas del Hormigón	61
Tabla 6.3. Propiedades Mecánicas del Acero Para Flexión y Compresión	61
Tabla 6.4. Propiedades Mecánicas del Acero Para Corte y Torsión	61
Tabla 6.5. Cargas Gravitatorias	62
Tabla 6.6. Modo fundamental de vibrar edificio 5niveles	64
Tabla 6.7. Modo fundamental de vibrar edificio 7niveles	64
Tabla 6.8. Modo fundamental de vibrar edificio 9niveles	65
Tabla 6.9. Factores de Conversión Sísmico.....	73
Tabla 6.10. Punto de Desempeño Edificio de 5 niveles	75
Tabla 6.11. Punto de Desempeño Edificio de 7 niveles	76
Tabla 6.12. Punto de Desempeño Edificio de 9 niveles	76
Tabla 6.13. Ductilidad de los sistemas estructurales	78
Tabla 6.14. Coeficiente de Reducción Sísmico R	80
Tabla 6.15. Cortante basal para $R = 8$	80
Tabla 6.16. Cortante basal para $R = 7$	80
Tabla 6.17. Comparación del factor R	81

El estudio se centró en la determinación del coeficiente de reducción sísmica (R) para tres edificaciones distintas alturas considerando la variabilidad de la aceleración del suelo en La Paz, Bolivia. Se empleó el análisis no lineal estático (pushover) y se contrastaron los resultados con las normativas y guías de diseño, principalmente la normativa ASCE 41-17, la guía FEMA 440 y recomendaciones de guías basadas en desempeño.

Previamente al análisis no lineal estático, se llevó a cabo un análisis y diseño de las edificaciones conforme a las normas y guías prescriptivas pertinentes. A través del análisis pushover se evaluaron edificios de 5, 7 y 9 niveles, obteniendo valores de R_{μ} (por ductilidad) y R_{Ω} (por sobre resistencia). Se observó una disminución gradual de los valores de R_{μ} en relación con la altura del edificio, lo que sugiere una relación entre la capacidad estructural y la altura.

La comparación con las normativas y guías reveló discrepancias significativas entre los valores obtenidos mediante el análisis pushover y los prescritos por la GBDS 2020, NB 1225001 y la normativa ASCE-16. Los valores obtenidos fueron sistemáticamente mayores, indicando posiblemente una sobreestimación en el diseño estructural bajo las normativas actuales. Ante lo cual para un diseño preliminar se sugiere el empleo de los valores de coeficiente de reducción de las normativas ASCE-16.

Las variaciones en los valores de R tienen implicaciones cruciales en el diseño sísmico y la seguridad estructural de los edificios. Una sobreestimación podría conducir a estructuras sobre reforzadas, lo que influye directamente en los costos de construcción. Por ende, es imperativo evaluar y comparar los valores de R según distintos enfoques de diseño para garantizar la eficacia y seguridad de las estructuras ante eventos sísmicos.

Palabras claves: coeficiente de reducción sísmica, análisis pushover, normativas de diseño sísmico, seguridad estructural, guías basadas en desempeño.

The study focused on determining the seismic reduction coefficient (R) for three buildings of different heights considering the variability of ground acceleration in La Paz, Bolivia. Nonlinear static analysis (pushover) was employed and the results were compared with design codes and guidelines, primarily ASCE 41-17, FEMA 440 guidelines, and recommendations from performance-based design guides.

Prior to nonlinear static analysis, an analysis and design of the buildings were carried out according to relevant prescriptive standards and guidelines. Through pushover analysis, buildings of 5, 7, and 9 levels were evaluated, obtaining values of R_{μ} (for ductility) and R_{Ω} (for overstrength). A gradual decrease in R_{μ} values was observed in relation to the building height, suggesting a relationship between structural capacity and height.

Comparison with design codes and guidelines revealed significant discrepancies between the values obtained through pushover analysis and those prescribed by GBDS 2020, NB 1225001, and ASCE-16 standards. The obtained values were consistently higher, possibly indicating an overestimation in structural design under current standards. Therefore, for preliminary design, it is suggested to use the reduction coefficient values from ASCE-16 standards.

Variations in R values have crucial implications for seismic design and structural safety of buildings. Overestimation could lead to over-reinforced structures, directly influencing construction costs. Hence, it is imperative to evaluate and compare R values according to different design approaches to ensure the effectiveness and safety of structures against seismic events.

Keywords: seismic reduction coefficient, pushover analysis, seismic design codes, structural safety, performance-based design guidelines.

1.1. Descripción del problema

La ingeniería estructural enfrenta el desafío constante de garantizar la seguridad y resistencia de las estructuras frente a fenómenos naturales, como los terremotos, que pueden ocasionar devastaciones y pérdidas humanas significativas. Esta preocupación ha llevado a una evolución en los enfoques de diseño, con un creciente interés en métodos avanzados como el diseño basado en desempeño, que busca mejorar la capacidad de las estructuras para resistir eventos sísmicos.

En Bolivia, un país con actividad sísmica se ha establecido normativas y guías de diseño sísmico, como la Guía Boliviana de Diseño Sísmico (GBDS 2020) y la NB 1225001-20. Sin embargo, persisten interrogantes sobre la eficacia de estas normativas y su capacidad de garantizar estructuras seguras y económicas.

Un aspecto fundamental en el diseño sísmico es el coeficiente de reducción sísmico R , que relaciona el espectro elástico con el inelástico y afecta directamente la capacidad de deformación y ductilidad de las estructuras. Si bien la GBDS 2020 establece un valor de $R=7$ para pórticos resistentes a momentos, la norma ACE-16 propone un valor de $R=8$, aportado por varios países.

En esta investigación se propone determinar el coeficiente de reducción sísmico R para edificaciones con aceleración del suelo para la ciudad de La Paz, Bolivia, mediante el análisis no lineal estático (pushover) y la comparación con las normativas y guías de diseño vigentes. Se examinará si los valores de R obtenidos mediante el análisis pushover difieren significativamente de los prestados por las normativas actuales y como estas discrepancias pueden influir en el diseño sísmico y la seguridad estructural.

A partir de lo expuesto, se ve la necesidad de evaluar y comparar los valores de R según diferentes enfoques de diseño, con el propósito de mejorar la eficacia y la seguridad de las estructuras ante eventos sísmicos.

1.2. Formulación del problema

¿Cuál es el valor de Coeficiente de Reducción Sísmica, aplicando la GBDS 2020, la NB 1225001 en su versión 2020, normas y guías de diseño basado en desempeño de un sistema aporticado para la ciudad de La Paz?

1.3. Hipótesis

La determinación del coeficiente de reducción sísmica R mediante el análisis no lineal estático en edificios aporticados de mediana altura en la ciudad de La Paz permite identificar limitaciones en la capacidad de respuesta estructural frente a cargas dinámicas, lo que evidencia discrepancias con las normativas y guías vigentes.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Determinar el coeficiente de reducción sísmico R en edificios de mediana altura de sistema aporticado en la ciudad de La Paz mediante la aplicación del análisis no lineal estático.

1.4.2. Objetivos específicos

- Analizar el impacto de las características sísmicas particulares de la ciudad de La Paz en la determinación del coeficiente de reducción sísmica R, mediante el empleo del análisis no lineal estático en edificaciones aporticadas de mediana altura.
- Analizar el efecto de los parámetros estructurales, como la altura y los materiales empleados en la edificación, influyen en la respuesta sísmica y el coeficiente de reducción sísmico R de edificaciones aporticadas de mediana altura en la ciudad de La Paz.

- Determinar las diferencias entre los valores del coeficiente de reducción sísmica R obtenidos mediante el análisis no lineal estático, utilizando el método pushover, en comparación con los establecidos en las normas y guías sísmicas vigentes.
- Comparar los valores del coeficiente de reducción sísmico R obtenidos mediante el análisis no lineal estático, considerando la variabilidad de los resultados, con el fin de evaluar su aplicabilidad y fiabilidad en edificaciones aporticadas de mediana altura en la ciudad de La Paz.

1.5. Justificación

Los desastres naturales, en particular los terremotos, han ocasionado pérdidas significativas de vidas humanas y daños materiales a lo largo de la historia. La ingeniería estructural ha dedicado esfuerzos considerables al estudio del comportamiento de las estructuras frente a estas fuerzas destructivas, con el objetivo de minimizar sus efectos y garantizar la seguridad de las personas y las infraestructuras. En los últimos años, se ha hecho hincapié en mejorar la capacidad de las estructuras para resistir eventos sísmicos, priorizando la ductilidad como un aspecto fundamental para su diseño.

Bolivia, al igual que otros países de la región encuentra expuesta a la actividad sísmica debido a la interacción de placas tectónicas y la presencia de fallas geológicas. La Guía Boliviana de Diseño Sísmico (GBDS 2020) es el marco normativo principal para el diseño de estructuras en el país. Sin embargo, esta guía no incorpora las metodologías más avanzadas de análisis sísmico, lo que resalta la necesidad de utilizar enfoques más modernos para evaluar la respuesta estructural ante sismos.

El análisis no lineal, en perpendicular. Ofrece ventajas significativas al permitir la determinación del coeficiente de reducción sísmica " R ", un parámetro crucial en el diseño sísmico. Este coeficiente relaciona el espectro elástico con el espectro inelástico, y su valor influye directamente en las dimensiones y cantidades de refuerzo necesario en las estructuras. Un valor inadecuado de " R " puede llevar a una sobre o subestimación de la capacidad de las estructuras para resistir fuerzas sísmicas, lo que puede resultar en diseño ineficientes o estructuras inseguras.

2.1. Diseño metodológico

2.1.1. Alcance del estudio

El alcance del estudio abarcará tanto el enfoque demostrativo como el explicativo. El enfoque demostrativo permitirá el estudio y análisis de una variable específica, mientras que el enfoque explicativo posibilitará el análisis de la relación entre variables, estableciendo conexiones de causa y efecto.

En esta investigación, ambos enfoques son fundamentales, ya que se busca determinar el coeficiente de reducción sísmica de tres edificios: uno de cinco pisos, otro de siete pisos y otro de nueve pisos, todos ellos con pórticos resistentes a momentos para aceleración del suelo en la Ciudad de La Paz. Es importante destacar que estas edificaciones no presentan ningún tipo de irregularidad estructural, lo que permite un análisis más preciso de los efectos sísmicos en estructuras convencionales.

Este análisis se llevó a cabo conforme a las normativas y guías prescriptivas, así como a las directrices de diseño basado en desempeño.

En una primera fase, se realizó una exhaustiva revisión documental bibliográfica para recopilar información relevante sobre el tema de investigación. Esta fase se llevó a cabo bajo un enfoque documental, obteniendo información y datos a partir de documentos y fuentes bibliográficas.

2.2. Identificación de variables

2.2.1. Variable Independiente

Se tiene la “Aplicación del método de análisis estático no lineal (pushover)”

- **Conceptualización:** Este análisis no lineal (pushover) es un método numérico utilizado en ingeniería estructural para evaluar el comportamiento de una estructura frente a

cargas sísmicas. Este método simula el proceso de carga progresiva aplicada lateralmente a la estructura, con el objetivo de determinar su capacidad de resistencia y deformación de rotulas plásticas en los elementos estructurales, lo que permite identificar los puntos críticos de la estructura y su capacidad para disipar energía sísmica.

- **Dimensiones:** Se tiene:
 - Patrón de cargas laterales: Es el esquema de cargas aplicadas a la estructura durante el análisis pushover, que puede incluir cargas uniformemente distribuidas o concentradas en puntos específicos de la estructura.
 - Rotulas plásticas: Representan las zonas de deformación inelástica en los elementos estructurales, como columnas y vigas, donde se concentran las mayores deformaciones y se generan las mayores fuerzas.
 - Curva de Capacidad: es la representación gráfica de la relación entre la carga aplicada en el desplazamiento lateral máximo de la estructura que proporciona información sobre su capacidad de resistencia y comportamiento ante cargas sísmicas.

- **Indicador:** Se tiene:
 - Patrón de cargas laterales: Se refiere al tipo y magnitud de las cargas laterales aplicadas a la estructura durante el análisis pushover.
 - Rotulas plásticas: Son las zonas de concentración de deformación inelástica en los elementos estructurales, que indican los puntos críticos de la estructura donde se generan mayores fuerzas y deformaciones.
 - Desplazamientos laterales máximos: Representan la máxima magnitud de desplazamiento lateral experimentado por la estructura durante el análisis pushover, que indica su capacidad de deformación y resistencia frente a cargas sísmicas.

2.2.2. Variable Dependiente

Se tiene la “Determinación del coeficiente de reducción sísmica en edificaciones de mediana altura en base a sistema de pórticos resistentes a momentos de hormigón armado”.

- **Conceptualización:** Se refiere al estudio del comportamiento de un edificio de pórticos, compuesto por columnas y vigas diseñadas para resistir tanto cargas gravitacionales como cargas sísmicas. El objetivo es obtener un estado de daño límite que permita determinar el valor más preciso del coeficiente de reducción sísmica "R", el cual relaciona el espectro elástico con el inelástico y es fundamental para el diseño sismorresistente de estructuras.

- **Dimensiones:** Se tiene:
 - Niveles de Desempeño: Se evaluarán tres niveles de desempeño estructural: Operacional, Seguridad de Vida y Cercano al Colapso, que representan diferentes capacidades de la estructura para resistir cargas sísmicas y mantener la integridad estructural.
 - Niveles de Peligro Sísmico: Se considerarán tres niveles de peligro sísmico: Sismo de Servicio, Sismo Raro y Sismo Máximo, que representan diferentes escenarios de carga sísmica y demandas estructurales.
 - Coeficiente de Reducción Sísmica: Se determinará el valor del coeficiente de reducción sísmica "R", el cual indica la capacidad de la estructura para reducir la fuerza sísmica y disipar la energía durante un evento sísmico.

- **Indicador:** Se tiene:
 - Niveles de Desempeño: Se definirán los indicadores Operacional, Seguridad de Vida y Cercano al Colapso, que representan el estado estructural de la edificación frente a cargas sísmicas y su capacidad para cumplir con los objetivos de desempeño establecidos.
 - Niveles de Peligro Sísmico: Se identificarán los indicadores asociados a los diferentes tipos de sismos, incluyendo Sismo de Servicio, Sismo Raro y Sismo Máximo, que determinan la intensidad y la frecuencia de las cargas sísmicas.
 - Factor de Reducción: Se analizarán los factores de reducción por ductilidad y por sobre resistencia, que influyen en la capacidad de la estructura para resistir deformaciones inelásticas y mantener la integridad estructural durante un evento sísmico.

2.2.3. Variable Interviniente

Se tiene la “Aplicación del programa estructural y planillas de cálculo”.

- **Conceptualización:** Esta variable hace referencia al uso del software de análisis estructural ETABS V20.3 y hojas de cálculo en Excel para llevar a cabo el análisis y diseño de las estructuras objeto de estudio en la tesis. ETABS es un programa especializado en ingeniería estructural que permite modelar y analizar edificaciones de manera detallada, considerando diferentes tipos de elementos estructurales y materiales, así como cargas sísmicas y otras cargas gravitacionales. Las planillas en Excel se utilizan para realizar cálculos adicionales, organizar datos y generar resultados complementarios.
- **Dimensiones:** Se tiene:
 - Software ETABS V20.3: Se emplea para modelar la estructura tridimensionalmente, aplicar las cargas sísmicas según las normativas y guías de diseño sísmico correspondientes, y realizar análisis estáticos y dinámicos para evaluar el comportamiento estructural bajo diferentes escenarios de carga.
 - Planillas en Excel: Se utilizan para realizar cálculos detallados adicionales, organizar datos de entrada y salida del software ETABS, y generar informes y gráficos complementarios para el análisis y diseño de las estructuras.
- **Indicador:** Se tiene:
 - Precisión del Análisis con ETABS: Se evalúa la precisión y la confiabilidad de los resultados obtenidos mediante el análisis realizado con el software ETABS, verificando la coherencia de los resultados con las expectativas teóricas y prácticas.
 - Exactitud de los Cálculos en Excel: Se verifica la exactitud de los cálculos realizados en las planillas de Excel, comparando los resultados con valores de referencia y comprobando la coherencia entre los datos ingresados y los resultados obtenidos.

2.3. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

Para evaluar el comportamiento sísmico de los modelos y determinar el coeficiente de reducción sísmico "R", se emplearon varias técnicas y herramientas especializadas:

- **Modelado Estructural con ETABS V20.3.0:** Se utilizó este software para desarrollar modelos detallados de edificios de pórticos resistentes a momentos, considerando elementos como columnas, vigas y losas, así como la aplicación de cargas sísmicas según normativas pertinentes.
- **Análisis por el Método de Fuerzas:** Se realizó un análisis inicial de las estructuras para evaluar su comportamiento bajo distintas cargas, proporcionando información básica sobre las solicitaciones estructurales.
- **Obtención de Armadura y Solicitaciones:** A partir de los modelos desarrollados con ETABS, se obtuvieron los requerimientos de armadura y las solicitaciones necesarias para el diseño sísmico, asegurando el cumplimiento de criterios de seguridad y desempeño.
- **Análisis No Lineal con ETABS:** Se llevó a cabo un análisis no lineal para evaluar el comportamiento de las estructuras frente a cargas sísmicas extremas, determinando su capacidad para resistir deformaciones inelásticas.

El uso conjunto de estas técnicas permitió realizar un análisis exhaustivo del comportamiento sísmico de las estructuras y determinar el coeficiente de reducción sísmico "R" de manera precisa y confiable, contribuyendo al desarrollo de un diseño estructural seguro y eficiente ante eventos sísmicos.

3.1. Introducción

En el diseño sísmico de estructuras, las normativas establecen espectros elásticos basados en un periodo de retorno de 475 años, que representan eventos sísmicos raros con una probabilidad de ocurrencia baja durante la vida útil de las edificaciones. El enfoque principal de estas normativas es garantizar la seguridad de las vidas humanas, diseñando estructuras que puedan resistir daños ante eventos sísmicos severos, pero sin llegar al colapso.

El Coeficiente de Reducción Sísmica (R) emerge como un parámetro crítico en el diseño estructural y la evaluación de las cargas sísmicas. En el caso de estructuras de pórticos resistentes a momentos, como las de hormigón armado conformadas por vigas y columnas, se busca que el daño sea absorbido principalmente por las vigas, siguiendo el principio de columna fuerte y viga débil.

Al diseñar estructuras según las guías o normativas prescriptivas, se espera que la estructura sufra daños durante un evento sísmico, lo que implica la necesidad de considerar una adecuada ductilidad para la sobre resistencia de la estructura. Sin embargo, esta consideración puede resultar en secciones estructurales más robustas, lo que a su vez impacta en el costo de la estructura.

La GBDS 2020 para la ciudad de La Paz presenta un espectro elástico que indica la respuesta de la estructura ante un sismo severo para un periodo de retorno de 475 años. Al diseñar con este espectro, se espera que la estructura no sufra daños, pero los elementos estructurales pueden requerir secciones considerables debido a las altas fuerzas sísmicas.

Además, la GBDS 2020 define el espectro inelástico, también conocido como espectro de diseño, obtenido al dividir las ordenadas del espectro elástico por el coeficiente de reducción R como se observa en la Figura 3.1. Un valor alto de R resulta en fuerzas sísmicas más bajas en la estructura, mientras que un valor bajo aumenta estas fuerzas.

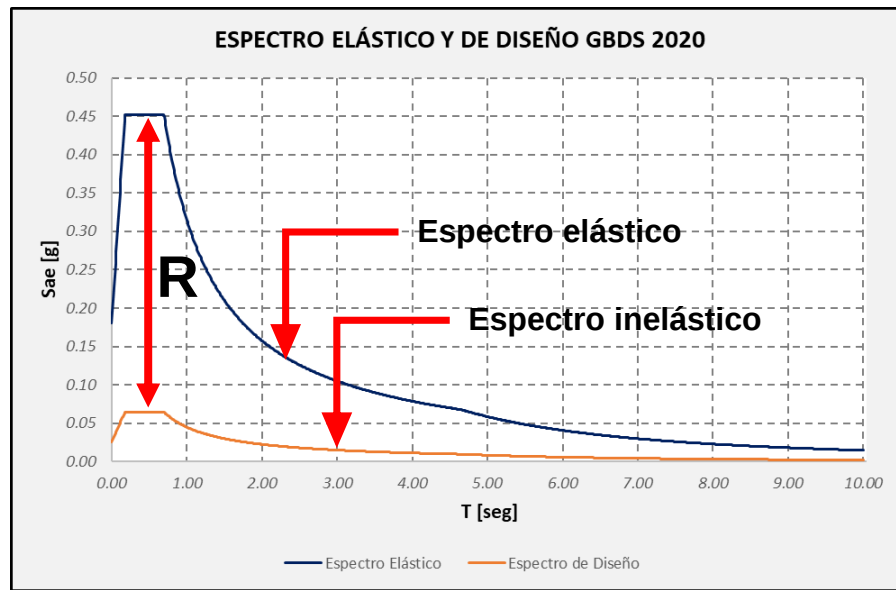


Figura 3.1. Espectros Elástico e Inelástico.

3.2. Valores de R y Tipo de Espectro

La GBDS 2020 para estructuras conformadas por pórticos resistentes a momentos (vigas y columnas), sin muros de corte, indica que deberá emplearse un valor de $R = 7$. Sin embargo, de acuerdo con el ASCE 16, se recomienda emplear un valor de R igual a 8 para las mismas condiciones. Por lo tanto, en este estudio se considera el valor propuesto de la normativa ASCE 16, para tales condiciones se emplea la NB1225001 – 2020, en la cual se establece las combinaciones de carga, las cuales son:

$$\begin{aligned}
 U &= 1.4D \\
 U &= 1.4D + 1.6L \\
 U &= 1.2D + 1.0L + 1.0E \\
 U &= 0.9D + 1.0E
 \end{aligned}
 \tag{3.1}$$

Las cargas mostradas, hacen referencia a las cargas habituales usadas en edificaciones, las cuales llevan la siguiente notación: D, L, E, que corresponden a la carga muerta, carga viva y carga debida a fuerzas sísmicas. Entre las combinaciones que indica la ecuación (3.1), uno de los factores más relevantes es que el sismo debido al espectro no se mayor debido a que el espectro es de cargas factoradas o cargas últimas.

3.3. Componentes del Factor R

La determinación del valor del coeficiente de reducción sísmico R, es un tema de amplio estudio el cual sigue en investigación por diferentes universidades e investigadores en base a estudios experimentales, se tiene varias formulaciones con sustento teórico y experimental.

“A mediados de 1980, se realizaron estudios experimentales, en la Universidad de Berkeley, California, tendientes a encontrar el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R y es así como Uang y Bertero (1986) y Whittaker et al (1987) proponen la siguiente relación” (Aguar Falconí, 2008).

$$R = R_{\mu} R_{\Omega} R_{\xi} \quad (3.2)$$

Donde R_{μ} es el factor de ductilidad, R_{Ω} es el factor de sobre resistencia y R_{ξ} es el factor de amortiguamiento.

El ATC-19 (1995), considera que el factor de reducción sísmico R, es igual al producto de tres factores, como se muestra en la ecuación (3.3).

$$R = R_{\mu} R_{\Omega} R_R \quad (3.3)$$

Donde R_{μ} es el factor de ductilidad, R_{Ω} es el factor de sobre resistencia y R_R es el factor de redundancia.

Otra de las fórmulas para determinar el factor R, es igual al producto de cuatro factores. Bertero (1991), Miranda (1997), Whittaker (1999), indican:

$$R = R_{\mu} R_{\Omega} R_{VG} R_R \quad (3.4)$$

Entre otra de las propuestas, se tiene la ecuación (4.5) que es muy similar a la ecuación (3.4), en la que cambia el factor de R_{VG} por el factor de amortiguamiento R_{ξ} , indicados por Uang (1991), Whittaker (1999), Elnashay y Mwafy (2002).

Dicha ecuación indica que cuando la estructura ingresa al rango no lineal, disipa la energía por histéresis (daño). El factor de amortiguamiento se incrementa conforme más se daña la estructura. El factor de ductilidad es un factor reducido debido a la disipación de energía y existen trabajaos que consideran el amortiguamiento en el valor de R_u de tal manera que se tiene un único valor.

12

Si se considera un modelo de análisis no lineal, en el cual ira cambiando la rigidez del sistema de acuerdo con el nivel de deformación de la estructura, la relación entre el cortante basal y el desplazamiento lateral, tiene una forma indicada en la Figura 3.2; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** de línea continua. La pendiente en cualquier punto de la curva es la rigidez, la misma que va disminuyendo conforme se deforma la estructura.

Del análisis no lineal, se obtiene la curva de desplazamientos vs cortantes, a partir del cual obtenemos un modelo bilineal en el cual se define el punto de fluencia “Y” a partir de las coordenadas “ Δy ” y “ V_y ” que son el desplazamiento y cortante en el punto de fluencia. Este modelo idealizado de dos rectas se lo encuentra aplicando algún tipo de criterio. “El criterio más utilizado es el de iguales áreas en el que se determina el punto Y, como aquel en el cual el área de la curva continua, hallada con el análisis no lineal, es aproximadamente igual al área del modelo bilineal idealizado” (Aguiar Falconí, 2002).

Einashau y Mwafi (2002) expone a partir de lo anterior la siguiente ecuación, que a la vez se puede encontrar en los comentarios de la norma de diseño sismorresistente peruana, indicado por Muños Peláez (2020).

$$R = R_{\mu} R_{\Omega} \quad (3.6)$$

En un modelo idealizado, el cortante de fluencia V_y es constante, de tal manera que por más que se deforma la estructura el valor del cortantes es V_y . Entonces en la Figura 3.2, se presentan las definiciones del factor de reducción por ductilidad factores R_{μ} y factor de sobre resistencia R_{Ω} .

A partir del cual el factor de ductilidad se determina mediante la ecuación (4.3), obtenido mediante la relación entre el cortante basal elástico (V_e) y el cortante basal de fluencia (V_y).

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} \quad (3.7)$$

Mientras que el factor de sobre resistencia se determina con la mediante la ecuación (4.3), el cual es la relación entre el cortante basal de fluencia (V_y) y el cortante basal de diseño (V_d) de la estructura.

$$R_{\Omega} = \frac{V_y}{V_d} \quad (3.8)$$

Para la presente investigación se tomó como base la ecuación (3.6), la misma que se trabaja en el país vecino del Perú, teniendo la sustentación de investigadores previamente descritos y que la misma considera el análisis no lineal de estructuras. Por lo tanto, se tomará en cuenta el factor de ductilidad y de sobre resistencia.

3.4. Factor de Resistencia por Ductilidad

Se tiene aportes de trabajos realizados a nivel mundial por diferentes investigadores, para la determinación del factor R_{μ} . Entre una de ellas se tiene la propuesta realizada por Newmark y Veletsos (1960), la cual está basada en las reglas clásicas de igual desplazamiento y de igual energía, esta propuesta se encuentra en la siguiente tabla:

Tabla 3.1. Determinación del factor R_{μ}

Periodo	R_{μ}
$T = 0$	1
Periodos cortos	μ
Periodos moderados	$(2\mu - 1)^{-0.5}$
Periodos largos	μ

Fuente: Newmark y Veletsos (1960)

Esta es una de las propuestas más antiguas que se encontró, a pesar de su antigüedad, aun entra en vigencia para $T = 0$ y para periodos largos. Lo que se fue afinando en el transcurso de los años es para valores intermedios.

Posteriormente se tiene la contribución de Newmark y Hall (1973), donde ya se define los diferentes periodos, que en la Tabla 3.1. estaban definidos como periodos cortos, moderados y largos.

$$0 \leq T \leq \frac{T_1}{10} \quad R_\mu = 1 \quad (3.9)$$

$$\frac{T_1}{10} \leq T \leq \frac{T_1}{4} \quad R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \left[\frac{T_1}{4T} \right]^{2.531 \log \left(\frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \right)} \quad (3.10)$$

$$\frac{T_1}{4} \leq T \leq T'_1 \quad R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad (3.11)$$

$$T'_1 \leq T \leq T_1 \quad R_\mu = \frac{T\mu}{T_1} \quad (3.12)$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 \quad R_\mu = \mu \quad (3.13)$$

$$T_2 \leq T \leq 10 \quad R_\mu = \mu \quad (3.14)$$

Donde las regiones espectrales están limitadas por los siguientes periodos:

$$T_1 = 2\pi \frac{\alpha_v V}{\alpha_a A} \quad (3.15)$$

$$T'_1 = T_1 \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (3.16)$$

$$T_2 = 2\pi \frac{\alpha_d D}{\alpha_v A} \quad (3.17)$$

Donde A, V, D, son los valores máximos de aceleración, velocidad y desplazamiento del terreno y α_a , α_v , α_d son los factores de amplificación, son los cuales se obtienen las ordenadas

espectrales en las zonas de aceleración, velocidad y desplazamiento al multiplicar por los movimientos máximos del suelo. Cuando se tiene en la estructura un amortiguamiento igual al 5% se recomiendan los siguientes valores: $\alpha_a = 2.6$, $\alpha_v = 1.90$, $\alpha_d = 1.4$.

Entre otra de las investigaciones que realizó Newmark y Hall (1982) se tiene:

$$T < T_a = 0.0303s \quad R_\mu = 1 \quad (3.18)$$

$$0.0303s \leq T \leq T_b = 0.125s \quad R_\mu = (2\mu - 1)^\beta \quad (3.19)$$

$$T_b \leq T \leq T'_c \quad R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad (3.20)$$

$$T'_c < T < T_c \quad R_\mu = \mu \frac{T}{T_c} \quad (3.21)$$

$$T \geq T_c \quad R_\mu = \mu \quad (3.22)$$

$$\beta = \frac{\log\left(\frac{T}{T_a}\right)}{2 \log\left(\frac{T_b}{T_a}\right)} \quad (3.23)$$

$$T'_c = \frac{\sqrt{2\mu - 1}}{\mu} T_c \quad (3.24)$$

Donde T_c es el periodo en el cual la aceleración espectral deja de ser constante y empieza la zona descendente.

3.5. Factor de Resistencia por Sobre Resistencia

Generalmente la respuesta lateral máxima de una estructura suele ser mayor que la resistencia de diseño.

El factor de sobre resistencia es originado por la diferencia que existe entre la cortante basal de diseño V_d y la cortante basal última V_u , la cual resulta de proyectar para un grupo de fuerzas mayoradas de forma estadística con base en la dispersión que estas presentan, juntamente con propiedades minoradas de los materiales. Además, el diseño de los elementos estructurales sismorresistentes implica satisfacer condiciones de desplazamientos máximos (distorsiones) y el detallado de partes de la estructura para mejorar su capacidad de disipación dúctil.

GUÍA BOLIVIANA DE DISEÑO SÍSMICO EN REFERENTE AL ANÁLISIS SISMORRESISTENTE Y LA INFLUENCIA DEL FACTOR “R”

4.1. Coeficiente de Reducción Sísmico R en la GBDS

Bolivia es un país en desarrollo, en el cual no se cuenta con una norma en particular sobre el diseño sísmico, pero entre los trabajos que se van realizando, actualmente se cuenta con la Guía Boliviana de Diseño Sísmico (GBDS, 2020), la cual pretende determinar nuevas normas constructivas, acordes a los avances tecnológicos dentro el área de la construcción, orientado en el tratamiento de los siguientes temas:

- Definición de principios de diseño en la seguridad estructural enfocado a las edificaciones.
- Establecer parámetros mínimos de seguridad en la calidad de las edificaciones.
- Mejorar el mecanismo de control y mantenimiento de los procesos constructivos.

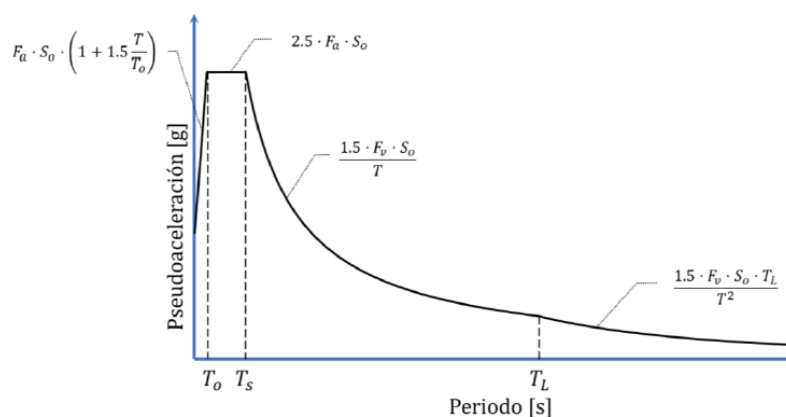


Figura 4.1. Espectro elástico de pseudoaceleración en unidades de [g] (GBDS, 2020)

La GBDS, al igual que varias normativas de países vecinos, toma en consideración las cargas sísmicas a nivel de resistencia y no así a nivel de servicio, partiendo de la reducción de las ordenadas del espectro elástico mediante la aplicación de factores de reducción. En la Figura 4.1. se muestra el espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , conforme consta en el capítulo 6 de la GBDS 2020, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para

el nivel de sismo de diseño, consistente con la aceleración del suelo S_o , coeficientes de sitio F_a , F_v . Donde F_a , es el coeficiente de sitio para periodo corto; F_v es el coeficiente de sitio para periodo largo; S_o es la aceleración máxima del suelo, T_o es el periodo limite inicial, T_s es el periodo limite corto, T_L es el periodo limite largo y T es el periodo,

La estructura presentara diferentes modos de vibrar, a los cuales se le asocia una aceleración espectral; es decir que se cada modo tiene una frecuencia natural, por lo tanto, un periodo con su respectiva aceleración, la cual se muestra en la GBDS 2020 con la siguiente ecuación:

$$S_a = \frac{I_e S_{ae} \tau}{R} \quad (4.1)$$

Donde, S_a es la aceleración espectral, I_e es el factor de importancia, τ es el factor de amplificación de topografía, S_{ae} es el espectro elástico de pseudoaceleraciones y R es el factor de modificación de respuesta.

4.2. Límites Permisibles de las Derivas de Piso

La GBDS 2020 define a la deriva de piso como la “relación entre el máximo desplazamiento relativo de entrepiso y la altura de piso”; es decir se puede calcular restando el desplazamiento del extremo superior el desplazamiento del extremo inferior de piso.

La guía establece, como requisito que la deriva máxima para cualquier piso no debe exceder los límites establecidos por la siguiente tabla, en la cual la deriva máxima de piso se expresa como un porcentaje de la altura de piso.

Tabla 4.1. Deriva máxima de piso

Material predominante	$\Delta_i = \delta_i / h_i$
Hormigón armado	0.012
Muros de ductilidad limitada	0.005
Acero	0.010

Fuente: Adaptación GBDS (2020)

Adicional, para el cálculo de la deriva máxima de piso, los límites para la deriva inelástica de cada piso, se deberá determinar mediante la siguiente ecuación:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (4.2)$$

Donde, C_d es el factor de amplificación de desplazamientos, δ_{xe} es el desplazamiento para el análisis elástico, finalmente I_e es el factor de importancia.

4.3. Carga o Peso Sísmico Reactiva

Es la sumatoria del peso propio y permanente de la estructura y la como resultado la carga muerta total, para el caso general del peso propio de la estructura más las cargas muertas no estructurales, donde se adiciona la carga viva afectada por un factor de minoración que depende del tipo de uso.

<i>Tabla 4.2. Porcentaje de participación de carga viva</i>	
Tipo de carga viva	% de carga
Departamentos (Uso privado)	25.00%
Estadios, coliseos, etc.	50.00%
Almacenes	80.00%
Tanques de agua	100.00%

Fuente: Adaptación GBDS (2020)

A partir de la Tabla 4.2, para uso privado de oficinas o departamentos, se tendrá la siguiente ecuación:

$$W = 1.00D + 1.00DNS + 0.25L \quad (4.3)$$

Donde, D es el peso debido a la carga muerta estructural, DNS es el peso debido a la carga muerta no estructural y L es el peso debido a la carga viva.

4.4. Coeficiente de Importancia

Es el coeficiente encargado del incremento de la solicitud sísmica en el diseño de estructuras, con el objetivo de que permanezcan resguardadas o que sufran daños menores durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño. El factor de importancia de acuerdo con la Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, se determina de la siguiente tabla:

Tabla 4.3. Factor de Importancia

Tipo	I _e
IV	1.50
III	1.30
II	1.00
I	0.00

Fuente: Adaptación GBDS (2020)

De acuerdo con la Tabla 4.3. y para el caso de estudio el factor de importancia es 1.00.

4.5. Ajuste de Corte Basal de Resultado Obtenido por el Análisis Dinámico

Se restringe el valor del cortante basal dinámico total en la base, definida mediante cualquier método de análisis dinámico, de acuerdo con la GBDS 2020 se tiene las siguientes disposiciones:

- Para todo tipo de estructuras, el valor de cortante basal dinámico total no será menor que el 100% del cortante basal estático.

4.6. Criterios de Combinación Modal

Debido a una de las limitaciones del Análisis Modal Espectral, se indica que el método espectral únicamente obtiene el valor máximo de respuesta sin considerar que instante de tiempo se produce, se da la necesidad de plantear ciertas hipótesis sobre la suma de los máximos de los distintos modos obtenidos.

Los criterios que se permite aplicar bajo la GBDS 2020, son los criterios de Combinación Cuadrática Completa (CQC) y de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (SRSS).

4.6.1. Criterio de la Combinación Cuadrática Completa (CQC)

El método CQC fue desarrollado por Wilson, Der Kioreghian y Bayo (1981). Este método toma en cuenta la posibilidad de acoplamiento entre modos de vibración utilizando coeficientes de correlación ρ_{ij} , que son funciones de la duración y del contenido de la frecuencia, así como del amortiguamiento modal de la estructura.

$$r^2 = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \rho_{ij} r_i r_j \quad (4.4)$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1+a)a^{1.5}}{(1-a^2)^2 + 4\xi^2a(1+a)^2} \quad (4.5)$$

$$a = \frac{W_{nj}}{W_{ni}} \quad (4.6)$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j}(\xi_i + a\xi_j)a^{1.5}}{(1-a^2)^2 + 4\xi_i \xi_j a(1+a)^2 + (c_i^2 + \xi_i^2)a^2} \quad (4.7)$$

Donde, “ ρ_{ij} ” es el coeficiente de acoplamiento modal, “ r_i ”, “ r_j ” son las respuestas máximas para los modos i y j , “ a ” es la relación entre frecuencias de vibración de los modos i, j , finalmente “ ξ ” es el coeficiente de amortiguamiento de los modos i y j .

Un dato muy importante para tomar en cuenta es que cuando las frecuencias de los “ n ” modos de vibración están bastante separados, el criterio de combinación cuadrática completa proporciona valores similares al criterio máximo valor probable.

4.6.2. Combinación del Máximo Valor Probable (SRSS)

La segunda regla de combinación modal SRSS (Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados) pro la simplicidad que presenta en su cálculo, es uno de los métodos más utilizados, obteniendo la respuesta total del sistema al calcular la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas máximas de cada modo.

El criterio máximo probable fue desarrollado por E. Rusenblueth en su tesis doctoral (Rosenblueth, 1951) y se obtiene por la siguiente ecuación:

$$r = \sqrt{\sum_{i=1}^N (r_i)^2} \quad (4.8)$$

Donde, “r” es la respuesta total del sistema, “ri” es la máxima respuesta del modo i, “N” es el número de modos que se considera en la respuesta.

5.1. Definición del Análisis No Lineal (Pushover)

El análisis estático no lineal de carga incremental PUSHOVER se basa en la aplicación de un patrón de cargas laterales que se van incrementando en la misma dirección hasta alcanzar el colapso de la edificación o un desplazamiento objetivo, referido típicamente al topo de dicha estructura, la cual se encuentra bajo cargas gravitatorias constantes.

El análisis estático no lineal de carga incremental asume que los múltiples grados de libertad de la estructura están directamente relacionados a la respuesta sísmica de un sistema equivalente de grado de libertad con características de histéresis apropiadas.



Figura 5.1. Curva de Capacidad (García & M., 2017)

La relación mostrada en la Figura 5.1. presenta una relación entre la carga incremental aplicada a la estructura y el desplazamiento que se genera a nivel superior se representa por medio de la curva de capacidad.

El hecho de ir aplicando y variando de manera constante las cargas laterales, la estructura ira sufriendo daños, de manera que con este tiempo va a existir un cambio en la rigidez del elemento dañado. Al principio la estructura comienza con una respuesta elástica asociada a la rigidez inicial, con el incremento de las fuerzas los elementos superan su cedencia, se produce una reducción de la rigidez y con ello, dicha estructura consigue incursionar en el rango inelástico.

5.2. Definición de Rigidez

Se entiende que la “Rigidez es la capacidad de un material de resistir desplazamientos cuando está sujeto a un conjunto de acciones o cargas, este parámetro es expresado por la relación de fuerzas de desplazamiento y la curva trazada es constante en la estructura. K_1 es la rigidez para un desplazamiento δ requerido y correspondiente fuerza resistente V_L . La rigidez gráficamente es la pendiente tangente a un punto cualquiera en la curva o lo que es lo mismo la deriva de esa función en un punto dado” (Marte Jiménez, 2014).

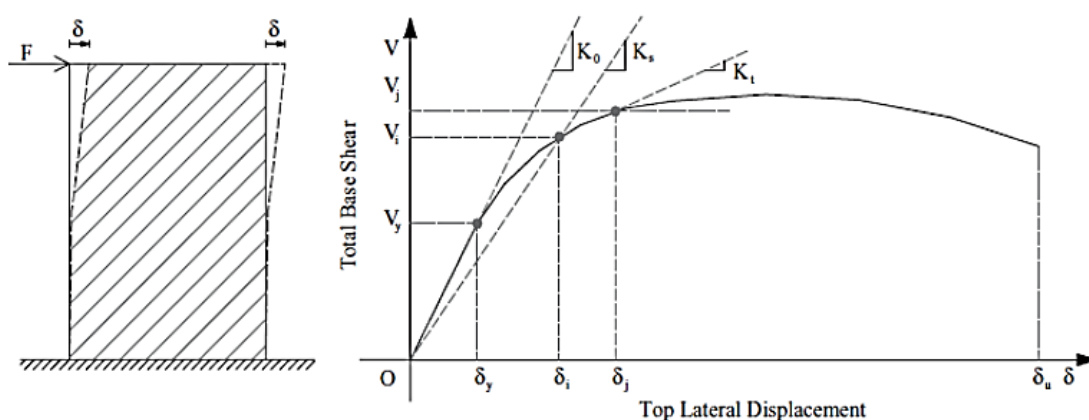


Figura 5.2. Curva Típica de Respuesta Estructural para Sistemas a Cargas Horizontales (Elnashai & Di Sarno, 2008)

Mientras la rigidez de un elemento es una función de las propiedades de su sección, la longitud y condiciones de contorno, la rigidez de un sistema estructural es una función de los mecanismos de resistencia lateral utilizados (pórticos resistentes a momentos, pórticos arriostrados, muros, etc.) En la Figura, la pendiente inicial K_0 es la rigidez elástica de la estructura, mientras la rigidez secante es la pendiente K_s de la línea correspondiente a un nivel de carga dado. La rigidez inicial K_0 es más alta que la rigidez secante K_s para materiales convencionales de construcción. Variaciones en rigidez en el rango inelástico son usualmente expresado por la rigidez tangente K_t la cual es la pendiente tangente a la curva de respuesta.

Algunos tipos de rigideces pueden ser definidos, dependiendo de la naturaleza de las cargas aplicadas. Estructuras diseñadas para cargas verticales generalmente poseen suficiente rigidez vertical. Los sismos generan fuerzas de inercia debido a la vibración de masas, por consiguiente, rigidez lateral u horizontal es requerida prioritariamente para estructuras

sísmicas (Elnashai & Di Sarno, 2008). La rigidez de un sistema busca satisfacer la funcionalidad de la estructura bajo cargas dinámicas. Alta deformabilidad (y por consiguiente baja rigidez) reduce la funcionalidad de la estructura.

5.3. Resistencia o Capacidad Estructural

Es la capacidad un elemento o un sistema estructural de resistir cargas y que depende del uso de la estructura. La resistencia es usualmente definida como función del tipo de acción. Las resistencias a axil, momento y cortante son empleadas para cuantificar la capacidad de una estructura y sus elementos en ingeniería sísmica. En la curva de capacidad que se muestra en la Figura 5.3, la capacidad a cortante V de la estructura es definida tanto por V_y , que es aquel cortante resistente que define el límite elástico, como por la máxima resistencia a cortante V_{max} . De manera parecida, se puede graficar la resistencia a axil y momento. La primera en función al desplazamiento provocado por la carga axial y la segunda en términos de rotación.

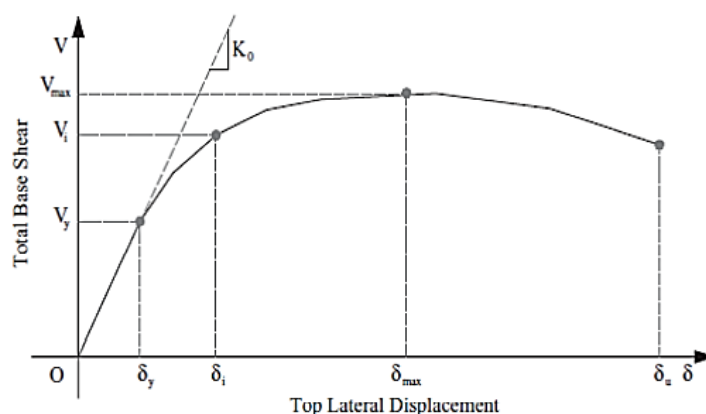


Figura 5.3. Definición de resistencia o capacidad estructural (Elnashai & Di Sarno, 2008)

5.4. Definición de ductilidad

Es la habilidad de un elemento o sistema estructural de deformarse más allá del límite elástico con aceptable reducción de la rigidez y resistencia. En la Figura 5.4 se establece una comparación entre la respuesta estructural de una estructura dúctil y frágil. En la figura, las curvas A (estructura frágil) y curva B (estructura dúctil), muestran la relación cortante-

desplazamiento para sistemas estructurales con la misma rigidez y resistencia, pero con distinto post pico comportamiento inelástico. Estructuras frágiles fallan a pocas deformaciones inelásticas después de alcanzar su resistencia máxima. El colapso de estas estructuras es repentino y no avisan. Opuestamente, las estructuras dúctiles son capaces de mantener mayor cantidad de deformación inelástica luego de haber alcanzado el pico más alto de resistencia a cortante, manteniendo la rigidez y resistencia en rangos aceptables.

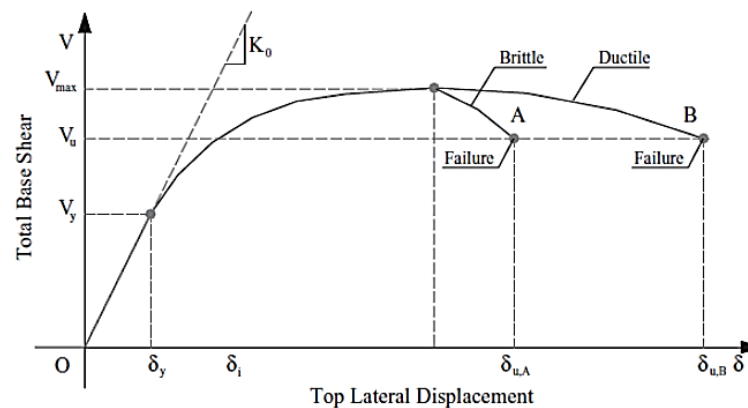


Figura 5.4. Definición de ductilidad estructural (Elnashai & Di Sarno, 2008)

“La ductilidad es la capacidad que tiene la estructura, sus componentes o materiales para deformarse más allá del límite elástico sin perder la resistencia, y con esto disipar la energía durante los ciclos de carga, esto conlleva una falla dúctil de la edificación que es la falla que se busca en caso de presencia de sismo” (González Torres, 2018).

“para lograr un nivel determinado de ductilidad en una estructura como en el caso de porticos resistentes a momentos se requiere cumplir con determinados detalles de armado en los nudos (coenxión viga columna) que estén definidos entre el sistema de resistencia sísmica para poder lograr las respectivas rotulas plásticas (deformación plástica) que permiten redistribuir los esfuerzos a otros elementos del sistema” (González Torres, 2018).

En caso de que no se llegue a cumplir dichos conceptos, la estructura puede llegar a presentar una falla frágil que no permite al material llegar al límite elástico, lo cual conlleva una falla súbita del sistema estructural.

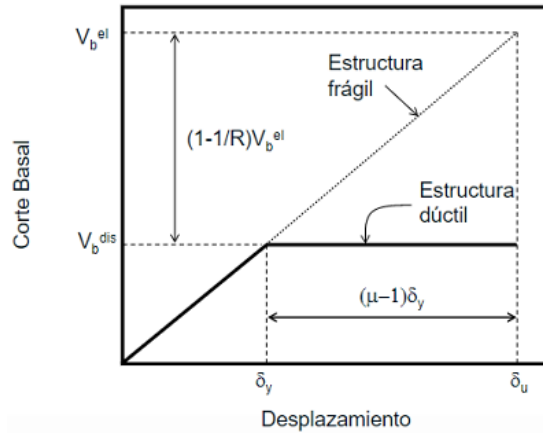


Figura 5.5. Cortante vs desplazamiento en estructura dúctil y frágil (González Torres, 2018)

En la figura anterior, se evidencia que la ductilidad está en función de la relación de deformaciones entre el punto de deformación máxima permitida (deformación última) y el punto último elástico del material (deformación plástica). Por ende, se define que la ductilidad μ de la edificación es:

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (5.1)$$

Donde “ μ ” es la ductilidad, “ δ_u ” es la deformación última del material, “ δ_y ” es la deformación de plastificación del material.

En base a la ecuación (3.9) se puede definir el cortante basal de diseño con la relación entre el cortante máximo basal resistente y el coeficiente de reducción por ductilidad como se define en:

$$V_b^{dis} = \frac{V_b^{el}}{R} = \frac{S_a M g}{\frac{R}{I_e}} \quad (5.2)$$

Donde V_b^{dis} y V_b^{el} es el cortante basal de diseño y elástico, R/I_e es el cociente entre el factor de reducción de respuesta R y el factor de importancia, “ S_a , M , g ” son la aceleración espectral, masas de piso y gravedad.

5.5. Definición de Amenaza

Amenaza es la probabilidad que ocurra un sismo en una zona determinada durante un tiempo específico. Se representa mediante la aceleración, velocidad y desplazamiento.

5.6. Definición de Vulnerabilidad

Es la propiedad que tiene un edificio, correspondiente a su predisposición intrínseca de sufrir daño, expresado como la factibilidad de que el sistema expuesto sea afectado por el fenómeno que caracteriza la amenaza.

5.7. Definición de Riesgo

Riesgo es la posibilidad de que se produzca un contratiempo o una desgracia, de que alguien o algo sufra perjuicio o daño. Está relacionado con la pérdida de vidas humanas y monetarias producto de una vulnerabilidad sísmica.

5.8. Definición de Demanda Sísmica

Se representa por medio de un espectro de respuesta, el cual presenta la respuesta máxima de un sistema de un grado de libertad (1 GDL) como una función de sus frecuencias.

5.9. Curva de Capacidad

Es conveniente y común presentar los resultados de un análisis estático no lineal de una estructura en la forma de una curva de fuerzas no lineales vs el desplazamiento del techo (último nivel). Esta curva que frecuentemente se denomina curva de capacidad, representa la respuesta no lineal de la estructura y la resistencia de esta a la acción sísmica. La proximidad de la curva de capacidad a los resultados de una serie de análisis dinámico no lineal, considerado como marco de referencia es usualmente considerado como una medida de la precisión del análisis pushover.

En la Figura 5.6. se muestra la representación típica de una curva de capacidad de una estructura, donde el eje vertical es el cortante en la base y el eje horizontal el desplazamiento que sufre el techo a medida que se somete a fuerzas horizontales.



Figura 5.6. Representación gráfica de la curva de capacidad típica (Moreno, 2006)

5.9.1. Bilinealización de la Curva de Capacidad

Con el objetivo de poder tener parámetros medibles respecto al comportamiento de la estructura, la curva de capacidad se idealiza a través de una curva bilineal. Una de las primeras propuestas para realizar una bilinealización de la curva fue por la ATC-40 posteriormente, se fueron realizando cambios pequeños, partiendo entonces de raíz de la normativa ya mencionada.

La curva bilineal propuesta por la ATC-40 se basa en un criterio de balance de energía (presenta igual magnitud de área que la curva de capacidad). Ambas curvas absorben igual cantidad de energía y presenta igual punto de colapso. Esto se puede entender, que el área comprendida por ambas curvas tanto de la izquierda como de la derecha del punto de intersección, son iguales. Con este último criterio y partiendo del hecho de que la primera pendiente de la curva bilineal coincida con la rigidez elástica de la estructura, se calcula el punto de cedencia.

En la Figura 5.7. se muestra la curva de capacidad y que se obtiene a través de un análisis estático no lineal (pushover) y superpuesta a ésta, está la curva bilineal. Es la misma grafica se puede denotar dos puntos importantes que permiten evaluar la respuesta estructural del edificio, los cuales son: capacidad de cedencia (Δ_y , V_y) y capacidad última (Δ_u , V_u).

- El punto de cedencia es el desplazamiento en el cual la estructura empieza a incursionar en el rango no lineal. Este punto se caracteriza por dos ordenadas, una horizontal (Δ_y) y una vertical (V_y), los cuales son el desplazamiento y el corte respectivamente. El subíndice “y” representa la cedencia de la estructura.
- El punto de capacidad ultima, representa la máxima resistencia de la estructura después de haber superado el estado plástico de los elementos estructurales y constituye la perdida de la estabilidad del sistema o la deformación a partir del cual no se cuenta con ninguna resistencia lateral. Este punto se caracteriza al igual que el anterior por dos ordenadas, una horizontal (Δ_u) y una vertical (V_u), los cuales son el desplazamiento y el cortante respectivamente. El subíndice “u” representa la capacidad última del sistema estructural.

Partiendo del principio de energía planteado a principio del apartado, el punto de cedencia se puede calcular a partir de dos expresiones:

$$\Delta_y = \frac{1A - V_u \Delta_u}{K \Delta_u - V_u} \quad (5.3)$$

$$V_y = K \Delta_y \quad (5.4)$$

Donde “A” es el área debajo de la curva de capacidad, “ V_u ” es el cortante último, “ V_y ” es el cortante de cedencia, “ Δ_u ” es el desplazamiento último, “ Δ_y ” es el desplazamiento de cedencia y “K” la rigidez (Pendiente de la primera recta de la curva de capacidad bilineal).

Los puntos de cedencia y capacidad ultima son de gran importancia, ya que se relacionan directamente con la capacidad de la estructura de admitir grandes deformaciones antes de fallar (ductilidad). Con estos dos puntos, es posible calcular la ductilidad de desplazamiento (μ_δ) empleando la siguiente ecuación.

$$\mu_\delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (5.5)$$

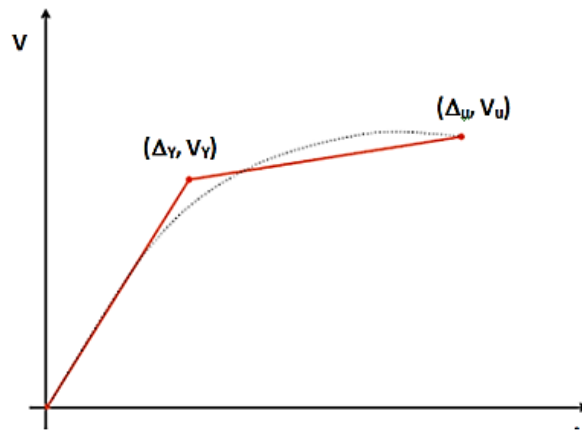


Figura 5.7. Representación gráfica de la curva de capacidad y curva de capacidad bilineal (ATC-40, 1996)

5.10. Objetivos del Desempeño

Un objetivo del desempeño está referido al tipo de comportamiento esperado de la estructura, tomando en consideración también el comportamiento de elementos no estructurales. Especifica el comportamiento sísmico deseado de la estructura, y se define al combinar el máximo estado de daño admisible (nivel de desempeño) con una amenaza sísmica identificada (movimiento sísmico).

En el caso de una estructura, debe seleccionarse el desempeño aceptable para diferentes niveles de amenaza sísmica, teniendo en cuenta factores tales como: ocupación importancia, y consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y costo de la interrupción de las actividades se realizan en su interior.

En general, los objetivos de desempeño que esperan bajos niveles de daño para eventos sísmicos relativamente poco frecuentes resultan en un mayor trabajo y costo de adecuación, comparados con los objetivos seleccionados metas más modestas de control de daño.

Entre los niveles establecidos para verificar los niveles de desempeño se tiene la propuesta del ATC-40 y el comité VISION 2000.

5.10.1. Propuesta del comité VISION 2000

Este comité define cuatro niveles de desempeño:

- **Totalmente operacional**, corresponde a un nivel en el cual prácticamente no ocurren daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no requiere reparaciones.
- **Operacional**, este nivel se presenta daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo.
- **Seguridad**, está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales se ven reducidas, posiblemente, en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.
- **Próximo al colapso**, la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico.

En la Figura 5.8. desarrollada por SEAOC Vision 2000 y FEMA 273, las líneas diagonales representan los criterios de diseño que el cliente o dueño del proyecto podrá imponer sobre la estructura. Por ejemplo, el diseño más rentable para una tienda minorista podría ser, el criterio “básico”, pero mientras para fabricantes de alta tecnología podría querer reducir el riesgo

mediante un criterio “esencial / peligroso”. La jurisdicción local, en cambio, podrían requerir que los hospitales cumplan con un criterio de “seguridad crítica”.

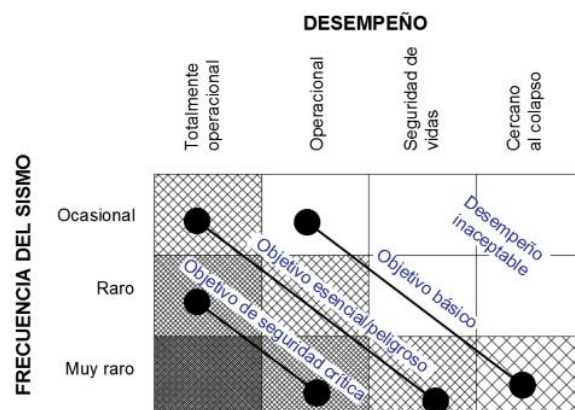


Figura 5.8. Objetivos del desempeño (Adaptación de SEAOC Vision 2000)

5.10.2. Propuesta del ATC-40

Los niveles de desempeño definidos por el ATC-40 para estructuras, corresponden a una combinación de los niveles utilizados para los elementos estructurales y los niveles correspondientes a los elementos no estructurales, ambos definidos de forma independiente.

Los niveles de desempeño para los elementos estructurales se definen entre, también conocidos como estados de daño discretos, entre ellos: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural. Estos tres niveles pueden ser utilizados directamente para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras. Adicionalmente, se establecen dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada. Estos rangos intermedios permiten discriminar, de una forma más adecuada y útil, el nivel de desempeño de la estructura. Esto es de gran utilidad en el caso de ser necesaria una evaluación o reforzamiento de una estructura en particular. Los mismos niveles se identifican por la abreviación “SP-n” (Structural Performance y “n” es un número que varía entre 1 y 6).

- **Ocupación inmediata (SP-1)**, es un estado post sismo en el cual ha ocurrido un daño muy limitado. Los sistemas básicos de resistencia a carga vertical y lateral mantienen casi todas sus características y capacidades pre sismo. Se desprecia el riesgo de

lesiones potencialmente mortales por falla estructural, y la estructura es segura para su egreso, ingreso y ocupación.

- **Control de daño (SP-2)**, es un estado de daño entre nivel ocupacional inmediata, y el nivel de seguridad de vida. Aplicable a situaciones en las que se desea limitar el daño estructural más allá del nivel de seguridad de vida, sin requerir la inmediata ocupación. Como ejemplo en este caso sería la protección de edificios históricos, arquitectura importante o contenidos valiosos.
- **Seguridad de vida (SP-3)**, es un estado post sismo en el cual pudo haber ocurrido un daño significativo con algún margen remanente contra el colapso total o parcial de la estructura. Aunque pueden ocurrir lesiones menores en las personas durante el evento sísmico.
- **Seguridad limitada (SP-4)**, este es el estado de daño entre el nivel de seguridad de vida y el nivel de estabilidad estructural. Aplicable a situaciones en las que una rehabilitación podría no cumplir con todos los requerimientos estructurales para el nivel de seguridad de vida, pero es mejor que el nivel de estabilidad estructural.
- **Estabilidad estructural (SP-5)**, corresponde al estado post sismo límite de daño, en el cual el sistema estructural está al borde de experimentar el colapso parcial o total. A ocurrido un daño substancial, incluyendo degradación significativa potencial de la resistencia y rigidez del sistema resistente a carga lateral. Sin embargo, todos los componentes del sistema resisten a carga gravitacional continúan trabajando.
- **No considerado (SP-6)**, este no es un nivel de desempeño, pero proporciona un estado para situaciones en las que se lleva a cabo solo una evaluación o adecuación sísmica a miembros no estructurales.

Todos los niveles de desempeño se miden a través de los criterios de aceptación, los cuales están en función del desplazamiento total de la estructura y la distorsión de entrepiso.

5.11. Nivel de Amenaza Sísmica

La amenaza sísmica debida al movimiento del terreno debe contemplar la ubicación del edificio con respecto a las fallas que existan, las características geológicas regionales y en sitio, adicionalmente escoger el nivel de amenaza seleccionado para el diseño. Se determina en

termino de espectro de respuesta de aceleraciones o en su defecto su se cuenta con una base probabilística o determinística con registros de tiempo – historia.

5.11.1. Propuesta por el comité VISION 2000

Las normas prescritas por los países suponen un intervalo de ocurrencia promedio de 475 años, que es una expresión del período de tiempo promedio, expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de un terremoto que causaría daños graves iguales o superiores a una determinada cantidad. La probabilidad de superarlo es del 10% dentro de 50 años, lo cual es una representación estadística; Es decir, es la probabilidad de que un terremoto supere una determinada magnitud en un periodo de tiempo determinado, expresada en años. El periodo de retorno “TR” se determina mediante la siguiente ecuación:

$$T_R = -\left(\frac{t}{\ln(1 - p_e)}\right) \quad (5.6)$$

Donde, “pe” es la probabilidad de excedencia y “t” es el intervalo de años. El comité VISION2000 propone la siguiente tabla:

Tabla 5.1. Nivel de Amenaza Sísmica

Movimiento Sísmico de Diseño	Intervalo de Recurrencia	Probabilidad de Excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	950 años	10% en 100 años

Fuente: Adaptación VISION (2000)

5.11.2. Propuesta del ATC-40

Se llega a utilizar las mismas definiciones y formas que el comité VISION 2000, con la diferencia que el ATC-40 utiliza tres niveles de movimiento sísmico para el diseño de estructuras, los cuales se pueden son:

- **Sismo de Servicio (SE)**, se considera como un sismo del tipo frecuente, ya que puede ocurrir más de una vez durante la vida útil de la estructura. Tiene un nivel de movimiento del terreno con un 50% de probabilidad de excedencia en un periodo de 50 años. Entonces el periodo de retorno es de $T = 75$ años.
- **Sismo de Diseño (DE)**, representa un movimiento sísmico poco frecuente, de intensidad entre moderada y severa, se considera que puede ocurrir al menos una vez durante la vida útil de la estructura. Tiene un nivel de movimiento del terreno con un 10% de probabilidad de excedencia en un periodo de 50 años. Entonces el periodo de retorno es de $T = 475$ años.
- **Sismo Máximo (ME)**, corresponde al máximo movimiento del terreno que puede ser esperado en el sitio donde se encuentra localizada la estructura, su empleo consiste en el diseño de estructuras esenciales. Tiene un nivel de movimiento del terreno entre el 2% y 5% de probabilidad de excedencia en un periodo de 50 años. Entonces el periodo de retorno es de $T = 975$ años y $T = 2475$ años.

5.12. Determinación del Desempeño y Aceptabilidad

La verificación del desempeño consiste en determinar si el punto de desempeño de la estructura cae dentro del rango de nivel de desempeño esperado, verificando y comprobando de esta manera que los componentes estructurales y no estructurales no sufren daños más allá de los límites aceptables.

El método del espectro de capacidad, procedimiento adaptado por el FEMA 440 y el cual consiste en comparar el espectro de capacidad de la estructura (Curva de capacidad) con el espectro de demanda sísmica, para identificar el punto de desempeño, permitiendo estimar la respuesta máxima de la estructura, lo cual nos servirá para comparar con el nivel de desempeño esperado.

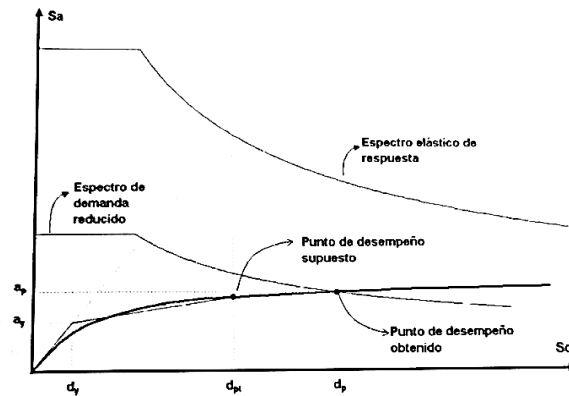


Figura 5.9. Método de capacidad para estimar el punto de desempeño (Bonnet, 2003)

El método de los coeficientes de desplazamiento, procedimiento adaptado por el ASCE 41-13 y FEMA 440, el cual estima el punto de desempeño de una estructura mediante un procedimiento numérico directo, consistiendo en modificar la respuesta elástica lineal de la estructura multiplicándola por una serie de coeficientes para generar un estimado del desplazamiento máximo global elástico e inelástico (Desplazamiento del punto de desempeño) para identificar el punto de desempeño, permitiendo estimar la respuesta máxima de la estructura, lo cual servirá para comparar con el nivel de desempeño esperado.

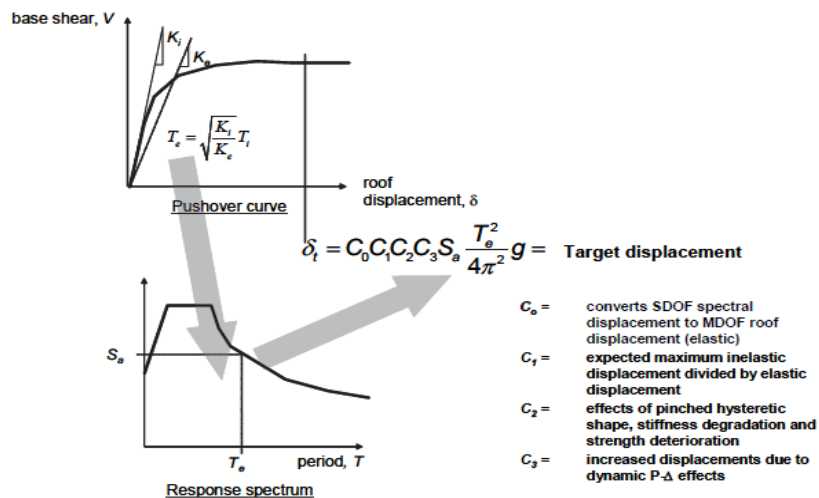


Figura 5.10. Método de los Coeficientes de Desplazamiento para Estimar el Punto de Desempeño (FEMA 440, 2005)

5.13. Criterio de Aceptabilidad Global de la Estructura

Una vez que se llega a determinar el punto de desempeño de la estructura y definidos los límites entre niveles de desempeño, se puede determinar si una estructura alcanza un objetivo de desempeño esperado, de esa forma validar su aceptabilidad.

El procedimiento general consiste en comparar la respuesta obtenida antes un sismo determinado el punto de desempeño (desplazamiento máximo) con los niveles de desempeño, teniendo así una representación que nos permite saber la aceptabilidad de la estructura, es decir si cumple con el objetivo de desempeño con el cual fue diseñado.

Tomando un punto de vista estructural, los niveles de desempeño son rangos definidos de la curva de capacidad de la estructura como se muestra en la siguiente figura:

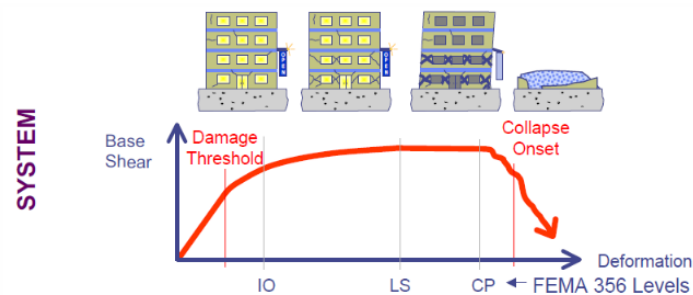


Figura 5.11. Niveles de Desempeño – Funcionalidad Estructural (FEMA 389)

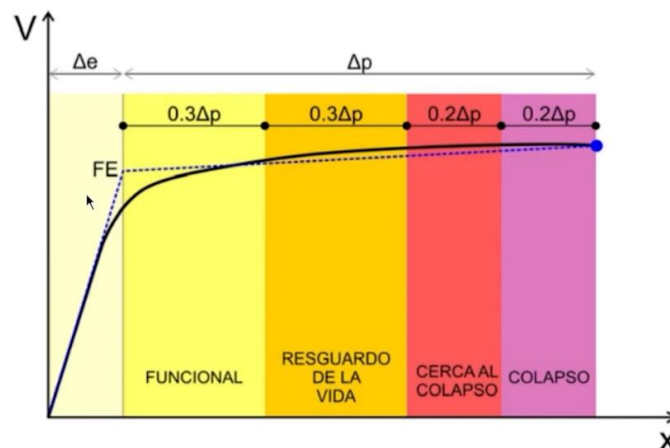


Figura 5.12. Niveles de Desempeño – Sectorización de la Curva de Capacidad (VISION 2000)

Para la determinación de estos rangos se debe aplicar una serie de procedimientos, los cuales varían de acuerdo con la normativa o código empleado. Esencialmente consiste en encontrar

la fluencia efectiva para definir el tramo elástico e inelástico de la estructura para después dividir el tramo inelástico en rangos definidos por porcentajes de la capacidad máxima de desplazamiento de la estructura o distorsión (deriva) y se le asocia un nivel de desempeño. En la siguiente tabla se presenta los límites de distorsión de acuerdo con las diferentes normativas y códigos.

Tabla 5.2. Límites de distorsión de entrepiso para diferentes niveles de desempeño

Nivel de Desempeño Estructural	ATC - 40	FEMA 273	VISION 2000
Ocupación inmediata	0.01	0.01	0.002 – 0.005
Seguridad de vida	0.01 – 0.02	0.01 – 0.02	0.015
Prevención de colapso	0.33 V_i/P_i	0.04	0.025

Fuente: Elaboración Propia

5.14. Criterio de Aceptabilidad en Elementos Primarios y Secundarios

El código ASCE/SEI 41 – 17, asocia los niveles de desempeño con niveles de peligro sísmico, para cuantificar el grado de ductilidad, el grado de daño y la escala de deformación en la sección donde se forman las rotulas plásticas en elementos primarios y secundarios como ser vigas y columnas.

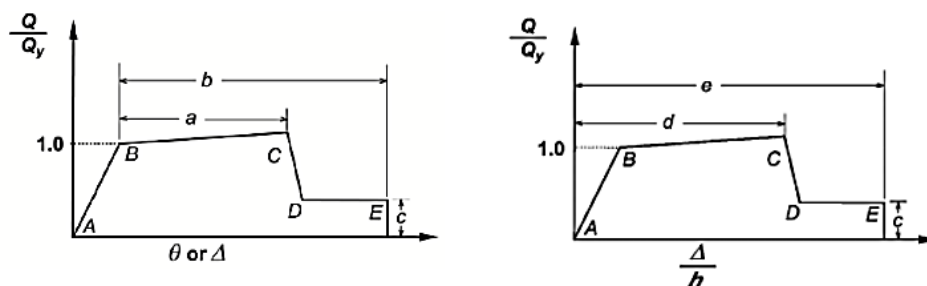


Figura 5.13. Relación de Fuerza Deformación generalizada para Elementos o Componentes de Hormigón (ASCE/SEI 41-13, 2014)

En la figura anterior se puede notar que el valor Q/Q_y es el valor de la fluencia que se iguala a “1” en el punto “B” y El ASCE/SEI 41 – 13, al igual que el ACE/SEI 41 – 17 indica que se puede asumir un 10% del valor para el punto “C”; es decir, se encontrará a “1.1”. Los parámetros de modelación de rotación plástica “a, b, c” son valores límites aceptables que

sirven para cuantificar la ductilidad y la deformación en la sección donde se generan las rotulas plásticas del elemento, asociándolo a niveles de desempeño IO (Ocupación Inmediata), LS (Seguridad de Vida) y CP (Prevención de Colapso), permitiendo también determinar el grado de daño local.

Al realizar un análisis de comportamiento y ductilidad de las secciones a flexión y flexo compresión de los elementos de la estructura donde se forman las rotulas plásticas, se obtienen los diagramas de momento curvatura y axial curvatura, de las cuales se obtiene la deformación rotacional para una sollicitación específica, de este modo se puede comparar con los parámetros de modelación y los niveles de desempeño de las curvas de deformación, determinando el estado y condición que se encuentra para diferentes niveles de demanda local.

Para tal efecto el código ASCE/SEI 41 – 13 y ASCE/SEI 41 – 17, presenta tablas de parámetros de modelación y valores de deformación aceptables en función a las características de refuerzo longitudinal, transversal y la sollicitación de esfuerzos en cada sección.

5.15. Parámetros del Análisis No Lineal (Pushover)

Según Duarte B., Martinez C., & Santamaría D (2017), para el análisis estático no lineal, se requiere la siguiente información del modelo:

- Características de los materiales.
- Geometría de las secciones de los elementos estructurales y la disposición del acero de refuerzo (longitudinal y transversal), como el detallado de los mismos.
- Las acciones gravitatorias (carga viva) que actúan sobre la estructura.
- La resistencia de las vigas y las columnas.
- Identificar la posible ubicación de las rotulas plásticas en miembros estructurales.
- Las propiedades del esfuerzo – deformación de las rotulas plásticas en función de su cantidad de acero de refuerzo longitudinal y transversal, así como su detallado de las sollicitaciones que actúan.

- Cargas laterales aplicadas en el centro de masa de la estructura. El valor de estas cargas por piso debe tener la misma forma de cargas proveniente de la aplicación del primer modo de vibración. Es decir, de forma triangular invertida, de mayor valor en el piso superior y menor en el nivel inferior.

“El Análisis Estático No Lineal consiste en asignar cargas gravitacionales a la estructura y estas producen las primeras deformaciones, luego pasan a actuar a las cargas laterales que se incrementan de forma secuencial en una dirección hasta que se forman la primera rotula plástica y se presentan una redistribución de rigidez de la estructura, se realiza un procedimiento iterativo hasta que la estructura falle totalmente” (Duarte Bonilla, et al., 2017).

5.15.1. Propiedades de Resistencia y Rigidez

“Los modelos estructurales deben incorporar estimaciones realistas de rigidez y resistencia considerando un nivel anticipado de excitación y daño. Se deben utilizar propiedades esperadas de los materiales a diferencia de las propiedades nominales o especificadas” (ACHISINA, 2017).

Para la resistencia esperada se puede ver la Tabla 5.3 según diferentes normativas y guías de diseño tomando en consideración que la resistencia nominal a tracción de barras de acero en Bolivia es de 500MPa, y en la Tabla 5.4. de acuerdo con diferentes normativas la estimación de rigidez de los componentes estructurales.

Tabla 5.3. Resistencia esperada de los materiales

Material	ASCE/SEI 41-17	LATBSBC 2020	ACHISINA 2017
Resistencia esperada para el hormigón (f_{ce})	$1.50 \cdot f_c$	$1.30 \cdot f_c$	$1.30 \cdot f_c$
Resistencia esperada a fluencia del acero (f_{ye})	$1.25 \cdot f_y$	$1.10 \cdot f_y$	$1.17 \cdot f_y$
Resistencia esperada a tracción del acero (f_{te})	$1.25 \cdot f_u$	$1.20 \cdot f_u$	$1.17 \cdot f_u$

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 5.4. Propiedades de rigidez del hormigón armado

Elemento	ASCE/SEI 41-17	LATBSBC 2020	ACHISINA 2017
Viga de pórtico resistente a momento	Flexión = $0.30 \cdot I_g \cdot E_c$ Corte = $0.40 \cdot A_g \cdot E_c$	Flexión = $0.30 \cdot I_g \cdot E_c$ Corte = $0.40 \cdot A_g \cdot E_c$	Flexión = $0.35 \cdot I_g \cdot E_c$ Corte = $1.00 \cdot A_g \cdot E_c$
Columna de pórtico resistente a momento	Flexión = $0.70 \cdot I_g \cdot E_c$ Corte = $0.40 \cdot A_g \cdot E_c$	Flexión = $0.70 \cdot I_g \cdot E_c$ Corte = $0.40 \cdot A_g \cdot E_c$	Flexión = $0.70 \cdot I_g \cdot E_c$ Corte = $1.00 \cdot A_g \cdot E_c$

Fuente: Elaboración Propia

El módulo de elasticidad tomada en consideración para la presenta investigación, se basa en la GBDS 2020 y la NB 1225001 la cual es:

$$E_c = 3830 \sqrt{f'_c} \quad (5.7)$$

“Los elementos de fibra no lineales responden automáticamente por fisuración del hormigón, puesto que las fibras del hormigón tienen menor resistencia a tracción. La rigidez a flexión de cualquier elemento modelado con fibras no requiere ser modificada” (ACHISINA, 2017).

5.16. Modelo Constitutivo Pushover

El modelo constitutivo de un miembro estructural expresa la relación de resistencia deformación bajo cualquier condición de carga”

5.16.1. Modelo Bilineal de Takeda

“La curva primaria del modelo de Takeda se puede hacer bilineal simplemente eligiendo el punto de agrietamiento como origen del plano de histéresis. Tal modelo se denomina el Modelo Bilineal de Takeda, similar al modelo de Clough, excepto que el modelo bilineal de Takeda tiene más reglas de histéresis para lazos de histéresis interiores, es decir, el punto de respuesta se mueve hacia un punto de descarga en el inmediato lazo de histéresis externo”

Conforme a los estudios realizados por Otany (2012), el modelo incluye:

- Cambios en la rigidez a la flexión debido al agrietamiento producido.
- Las reglas para ciclos de histéresis internos dentro del bucle exterior-
- La degradación de la rigidez con la deformación en la descarga.

Una de las limitaciones del modelo original es que no considera el fallo o el daño excesivo causado por el deterioro debido al corte o por la adherencia, por lo tanto, el modelo de Takeda simula un comportamiento de flexión dominante.

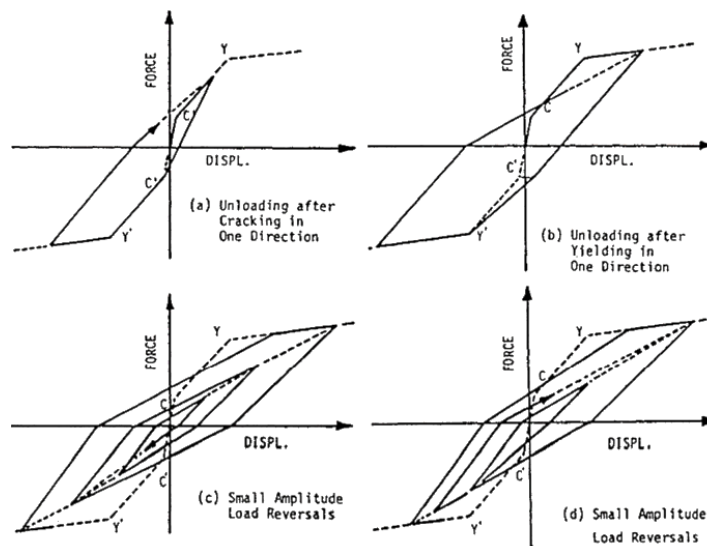


Figura 5.14. Modelo Histérico Bilineal de Takeda (Noroña V., 2020)

5.16.2. Modelo de Mander

“El modelo de Mander está definido por una curva continua y también considera el efecto del confinamiento, no solo incrementa la capacidad de deformación del hormigón, sino también la resistencia compresión del hormigón. Es aplicable para secciones circulares y rectangulares en este modelo la deformación unitaria ultima o de falla del hormigón se presenta cuando se fractura el refuerzo transversal y por lo tanto ya no es capaz de confinar al núcleo del hormigón por lo que las deformaciones transversales tienden a ser grandes” (Yugcha Quilumba, 2018).

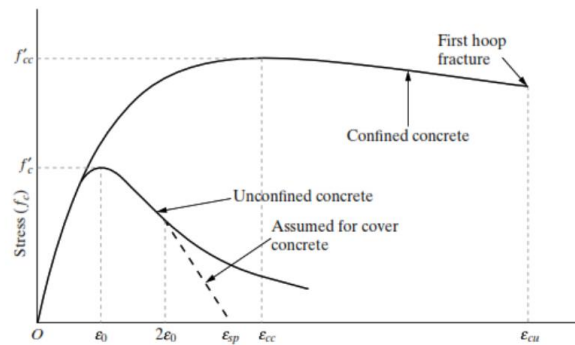


Figura 5.15 Comparación de Modelos de Esfuerzos – Deformación (Mander, 1988)

5.17. Diagrama Momento – Curvatura

“La relación momento – curvatura de una sección de hormigón armado se obtiene a partir de las curvas de esfuerzo – deformación del hormigón y el acero, dicha relación depende de la geometría, del refuerzo longitudinal y transversal de la sesión” (Aguiar Falconí, 2008).

“De la relación momento – curvatura se obtiene la máxima capacidad a flexión del elemento M_u , la curvatura ϕ_u , el momento y la curvatura de fluencia, de tal forma que estas cantidades pueden compararse con las demandas de diseño. Su importancia es tal que se visualiza la ductilidad y resistencia de un miembro estructural” (Yugcha Quilumba, 2018).

Entre los puntos principales del diagrama momento curvatura, se tiene:

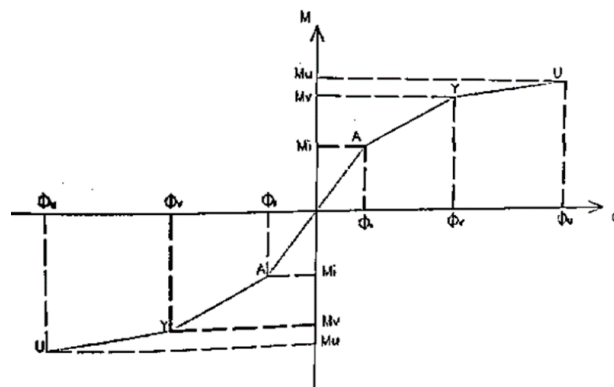


Figura 5.16. Diagrama Momento – Curvatura (Yugcha, 2018)

- Punto “A” (primer agrietamiento), “se presenta cuando la fibra extrema a tensión del hormigón alcanza su resistencia a tensión, por falla local empiezan a aparecer las

primeras grietas, a este punto se le conoce como comienzo del rango elástico” (Aguiar Falconí, 2008).

- Punto “Y” (punto de fluencia del acero a tensión), “este punto define el final del comportamiento elástico. En este punto se determina cuando el acero a tensión alcanza su fluencia” (Aguiar Falconí, 2008).
- Punto “U”, “el hormigón llega a su máxima deformación útil a compresión o el acero llega a la rotura, el que alcance primero” (Aguiar Falconí, 2008).

5.18. Procedimiento del Análisis Estático No Lineal Pushover

“El análisis pushover es un enfoque de análisis no lineal estático llevada a cabo bajo cargas de gravedad constantes y fuerzas laterales incrementadas monolíticamente, aplicado en la ubicación de masas en el modelo estructural para simular la fuerza de inercia inducida por un solo componente horizontal de la acción sísmica. El análisis pushover puede describir mecanismos plásticos y el daño estructural porque la fuerza lateral aplicada aumenta de forma monotónica pero no es fija” (Meng Zhe, 2016).

De acuerdo con las guías el primer paso es suponer un cierto patrón de cargas laterales, con el objetivo de representar todas las fuerzas que se produce cuando el modelo estructurado este sujeto a una acción sísmica. Para el análisis pushover se puede utilizar los siguientes patrones de carga:

- **Patrón uniforme**, trata de la aplicación de una carga lateral proporcional a las masas en todas las elevaciones.

$$F_i = W_i \quad (5.8)$$

- **Patrón modal**, trata de la aplicación de fuerzas laterales proporcionales al producto de la matriz de masa por el vector modal relevante.

$$F_i = W_i \phi_{ij} \quad (5.9)$$

Donde, W_i es el peso del piso “i”, ϕ_{ij} es el elemento i-esimo del vector de forma de modo correspondiente al piso “i” por modo.

- **Patrón triangular invertido**, corresponde a la siguiente ecuación relacionada con la determinación del cortante basal estático:

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} V_b \quad (5.10)$$

$$V_b = S_d(T_n)W \quad (5.11)$$

Donde, $S_d(T_n)$ es la ordenada de aceleración del espectro de diseño correspondiente al periodo fundamental T_n , “W” es el peso total de la estructura.

El Eurocodigo 8, recomienda adoptar ambos patrones de cargas laterales los cuales son: patrón de carga uniforme y patrón de carga modal para realizar el análisis pushover, cada fuerza lateral debe ser aplicada en ambas direcciones (positiva y negativa) y el resultado del análisis pushover deber ser usado para el más desfavorable de los dos análisis. El elemento clave del pushover es la curva de capacidad, la cual muestra la relación entre el cortante en la base y una representación del desplazamiento de la estructura.

5.19. Rotula Plástica

Los pórticos resistentes a momento deben cumplir con la hipótesis de columna fuerte y viga débil, garantizando de esta manera que la disipación de energía se produzca por medio de una deformación plástica en las vigas a una cierta distancia de la cara de la columna. De esta manera se llega a garantizar que la rótula plástica se genere en las vigas y no así en las columnas, ya que si ocurre lo contrario la falla llegaría a ser una del tipo frágil, llevando a la estructura a un colapso.

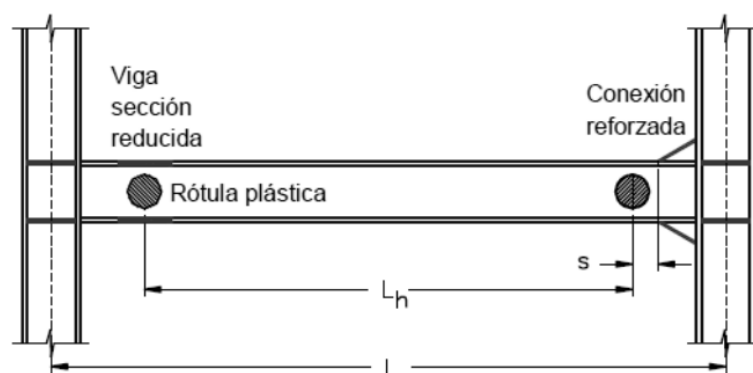


Figura 5.17. Ubicación de Rótulas Plásticas (Crisafulli & Villafane, 2002)

Las guías y normativas especifican para el modelado de los elementos estructurales (viga y columna), criterios de aceptación con los objetivos de desempeño, para tal efecto se crearon curvas generalizadas, representadas como fuerza – deformación que en caso de la flexión se representa como momento – rotación.

El ASCE/SEI – 17 propone las siguientes tablas para su modelación de los diferentes componentes estructurales:

Tabla 5.5. Parámetros de modelado para ANL de vigas de hormigón armado

Condición i			Parámetros de Modelado			Criterio de Aceptación		
			Ángulo de Rotación Plástica (rad)		Relación de Resistencia Residual	Ángulo de Rotación Plástica (rad)		
			a	b		Nivel de Desempeño		
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Refuerzo transversal	$\left(\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}\right)^d$				IO	LS	CP
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.50)	0.020	0.04	0.2	0.005	0.020	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.020	0.03	0.2	0.005	0.020	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.50)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02

Fuente: Adaptación ASCE/SEI 41-17

Se presenta la condición i, ya que una estructura nueva en el diseño se va lograr que esta esté controlada por flexión, las demás condiciones que contiene la tabla de la ASCE/SEI 41-17, están basadas para estructuras que no cumplen con el diseño de flexión.

La Tabla 5.5. nos indica una relación de cuantías para determinar dentro que parámetros se encuentra categorizado, existirán algunas opciones por lo que es importante ir corroborando con la segunda columna de la tabla, Adicional nos indica verificar la condición del refuerzo transversal, siguiendo las abreviaciones de “C” y “NC” (Conforming o Nonconforming) lo que indica si el refuerzo transversal es adecuado o inadecuado, se considera que el refuerzo transversal es adecuado si en la región plástica los estribos se encuentran espaciados a una distancia menos de $d/3$, y si la resistencia producida por los estribos es por lo menos $3/4$ del cortante de diseño, al tener una estructura nueva, estas condiciones son fáciles de cumplir, ya que las normativas prescritas de diseño de hormigón armado, ya nos restringen en la separación de los estribos. Finalmente se deberá aplicar la condición de la tercera columna donde se obtiene los parámetros de modelación y los valores de niveles de desempeño.

La misma tabla indica que los valores de f'_c deberán ser ingresados en unidades de lbf/in^2 . Así mismo los valores intermedios entre los enlistados en la tabla deben ser calculados por medio de interpolación lineal

El cortante “V” es la fuerza de cortante de diseño de NSP o NDP.

Si la viga fuera de una estructura ya existente, se deberá emplear las otras condiciones de la tabla 10.7 del código ASCE/SEI 41-17, un dato adicional a tomar en consideración es que los programas estructurales ya vienen por defecto por esta condición, al tratarse de nuevos diseños.

5.20. Rotulas Plásticas por el Modelo de Fibras

Es modelo de fibras es uno de los modelos más realistas para representar una rotula, teniendo como una desventaja un costo computacional más elevado en estructuras de grandes dimensiones o estructuras ya construidas en consideración al tiempo de análisis y almacenamiento requerido.

“La ventaja de emplear estos tipos de plasticidad es que la respuesta de la rótula plástica se define a través de modelos de esfuerzo deformación de los mismos materiales, permitiendo un cambio gradual a nivel de secciones entre el rango elástico, plástico y rotura. Así mismo, este modelado concede la interacción directa entre los esfuerzos normales, permite directamente evaluar las tensiones en las fibras y brinda excelentes resultados” (Cabrero, 2014).

El método de las rotulas plásticas por fibra, también conocido como método de las dovelas hace referencia a que, para cada punto en el diagrama, existirá una curvatura, y para hallar los otros puntos, se irá incrementando la curvatura, las bases para este método fueron propuestas por Mander en 1984, y consiste en dividir una sección de hormigón en un número finito de elementos, con las filas de acero de refuerzo bien establecidas. La deformación de una sección está dada por:

$$\epsilon(z) = \epsilon_0 + z\phi \quad (5.12)$$

Donde, “ ϵ_0 ” es la deformación en el centroide de la sección, “ z ” es la distancia medida desde el eje de referencia, “ z_i ” si la distancia va al centro de una dovela, “ z_j ” si la distancia va hasta una fila de acero, “ ϕ ” es la curvatura para la sección que se está evaluando.

Las resultantes de la carga axial “ N ” y momento “ M ”, están dadas por:

$$N = \int E d \epsilon dA \quad (5.13)$$

$$M = \int E d \epsilon z dA \quad (5.14)$$

Entonces una rotula plástica por fibras puede ser definida como una sucesión de puntos a lo largo de la sección transversal, cada uno de estos puntos representa una propia área tributaria y tiene su propia curva esfuerzo deformación, y además existen varios modelos de histéresis disponibles y estos pueden ser diferentes para cada material en la rótula. Las rotulas por fibras

son usadas para definir la fuerza axial acoplada y el comportamiento de flexión biaxial en una posición en la longitud de una sección armada. Las rótulas dentro de un programa estructural pueden asignarse manualmente o crearse automáticamente para ciertos tipos de secciones armadas.

“Las rótulas tipo fibra son elásticas y están compuestas por un conjunto de puntos de material, cada uno de los cuales representa una parte de la sección transversal del marco con el mismo material como se muestra en la siguiente figura. Las curvas de fuerzas – deflexión y momento – rotación no se especifican, sino que se calculan durante el análisis a partir de las curvas esfuerzo – deformación de los materiales” (Computers and Structures, 2017).

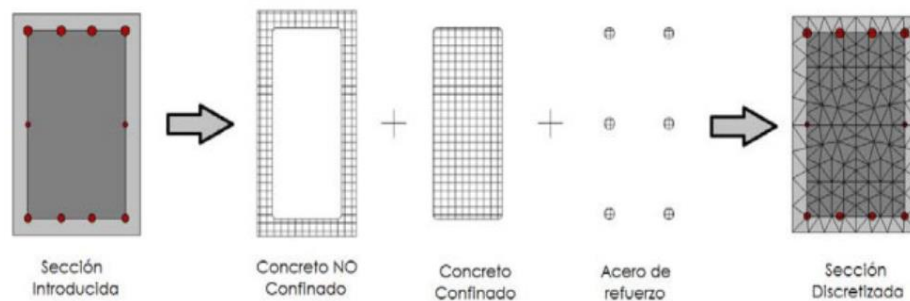


Figura 5.18. Discretización transversal de una sección de H^oA^o (Cabrero, 2014)

6.1. Descripción General

Este trabajo de investigación se centra en la determinación del Coeficiente de Reducción Sísmica R para edificaciones con tipo de perfil de suelo S2 (Suelo muy rígido – roca blanda) y una aceleración del suelo para la ciudad de La Paz. Se evaluó tres edificios de cinco, siete y nueve niveles respectivamente, todos ellos compuestos por sistemas aporticados y sin irregularidades tanto en planta como en altura.

El proceso de evaluación sísmica de los edificios se llevó a cabo siguiendo normas y guías prescriptivas, inicialmente basadas en el diseño por fuerzas y posteriormente en el método de desplazamientos. Se utilizó la Guía Boliviana de Diseño Sísmico (GBDS) 2020 para la obtención del espectro elástico y posteriormente con el factor de reducción R planteado por el ASCE 16 obtener un espectro inelástico (diseño), siguiendo los lineamientos y recomendaciones del escalado al cortante basal y proceder a los controles respectivos.

Una vez obtenido el diseño preliminar conforme a las normas y guías, se procedió a realizar un análisis no lineal (pushover), tomando principalmente como referencia la norma ASCE/SEI 41-17 y el ASCE/SEI 41-13 para la bilinealización de la curva de capacidad, y el código FEMA 440 para determinar el punto de desempeño de las estructuras estudiadas.

El objetivo final de este estudio es determinar el coeficiente de reducción sísmica para sistemas aporticados regulares (pórticos resistentes a momentos) en la ciudad de la paz, utilizando los resultados obtenidos del análisis no lineal para analizarlos y compararlos con los factores sugeridos por la normativa.

6.2. Zona de Estudio

La ciudad de La Paz se encuentra ubicada en el Altiplano Boliviano, a una altitud promedio de 3650 m.s.n.m. Esta ubicación geográfica, caracterizada por su altitud y su proximidad a la

Cordillera de los Andes, influye significativamente en las condiciones geológicas y geotécnicas de la región.

Se estudio de manera general las edificaciones en la ciudad de la paz para que represente la investigación a la gran concentración de edificaciones de mediana altura, además de ser una ciudad en expansión y constante crecimiento.

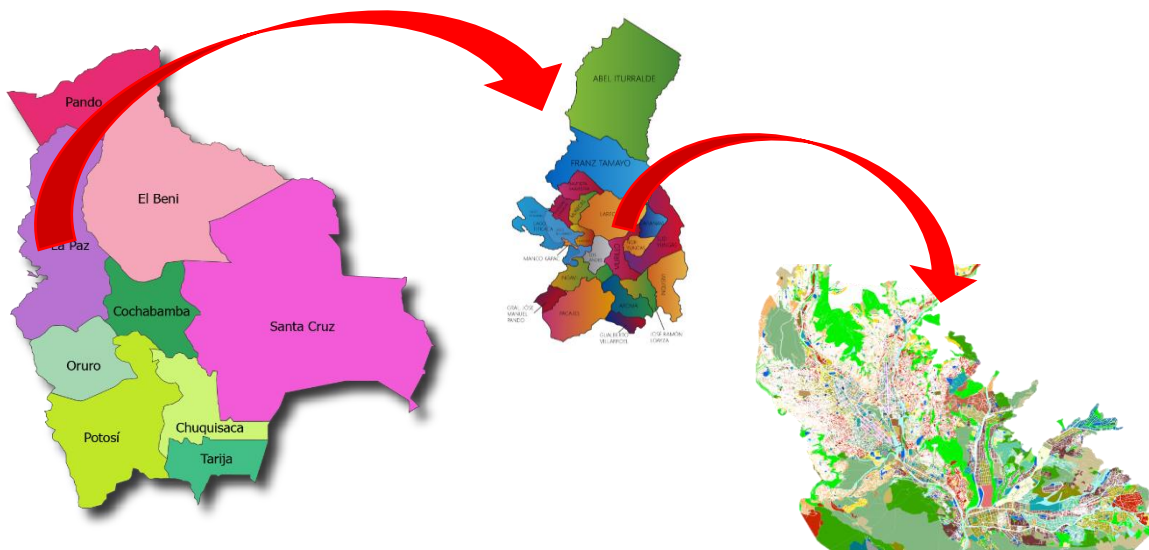


Figura 6.1. Macro Zonificación

La ciudad de La Paz, ubicada en una zona sísmica activa, presenta características geotécnicas y geográficos particulares que influyen en el comportamiento sísmico de las edificaciones. Conocer estas características es esencial para diseñar modelos estructurales que reflejen de manera precisa la realidad observada en la ciudad. Realizando una investigación de la tipología típica de los suelos de la ciudad y una categorización de las estructuras para realizar los análisis excluyendo estructuras del tipo especial (coliseos, colegios, hospitales e iglesias) y estructuras que se encuentren en laderas, al tener un alcance de edificaciones de mediana altura con un factor de topografía igual a uno.

Tabla 6.1. Tipo de Suelo

Tipo	Descripción	V_{S30} m/s	N_{60} (golpes)	σ_u KPa
S0	Roca dura	> 1500	-	-
S1	Roca	760 a 1500	-	-
S2	Suelo muy rígido - roca blanda	370 a 760	> 50	> 100
S3	Suelo rígido	180 a 370	15 a 50	50 a 100
S4	Suelo blando	< 180	< 15	< 50
S5	Requiere análisis de sitio (estudio geotécnico y mecánico de suelos)			

Fuente: GBDS 2020

Se observa que, en el diseño sísmico, el tipo de suelo tiene una influencia limitada en el refuerzo de armadura de acero. Esto se debe a que el cortante basal dinámico calculado para diferentes tipos de suelo tiende a ser menor que el 100% del cortante basal estático. Sin embargo, al realizar comparaciones entre los modelos estructurales para edificaciones de mediana altura (menores a 9 pisos), se evidencia que el cortante basal para cada tipo de suelo (S0, S1, S2 y S3) resulta menor que el cortante basal estático. Esto sugiere que, en este rango de altura de edificación estudiado, el tipo de suelo tiene una influencia limitada en el dimensionamiento del refuerzo de la armadura de acero y en la respuesta sísmica de las estructuras.

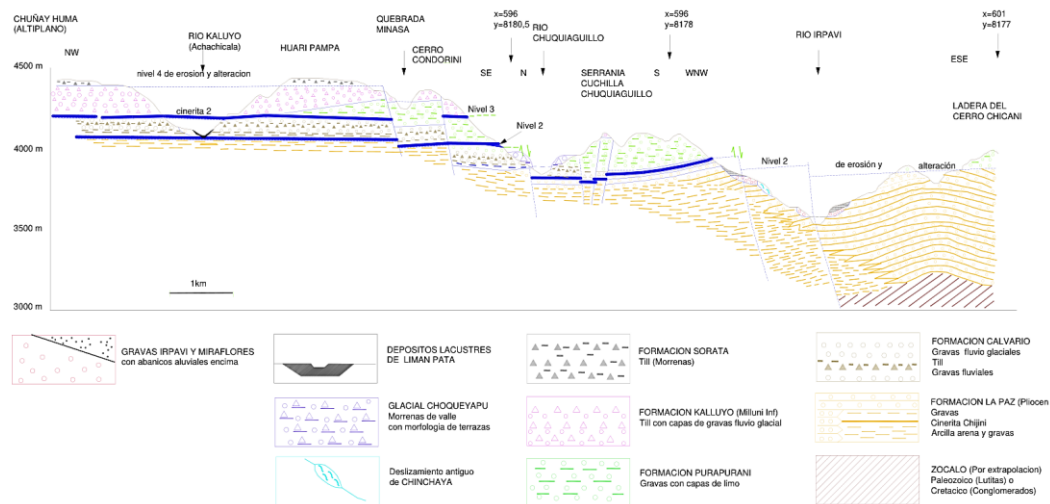


Figura 6.2. Corte geológico ciudad de La Paz (Dirección Especial de Gestión Integral de Riesgos, 2011)

El corte geológico proporciona una composición visual de la composición del suelo en diferentes profundidades. Como se muestra en la Tabla 6.1, basada en la Guía Boliviana de Diseño Sísmico, el suelo de la ciudad de La Paz se clasifica principalmente como del tipo rocoso, con presencia de gravas. Esta composición geológica se debe a la formación geológica de la zona, que esta influenciada por la presencia de rocas sedimentarias y metamórficas en la región andina. Esta tipología de suelo, que se caracteriza por su rigidez y resistencia, es relevante en el contexto del diseño sísmico, ya que influye en la respuesta estructural de los edificios ante eventos sísmicos.

La RAZÓN. (2011, 2 de mayo). Los suelos de la ciudad de La Paz están conformados básicamente por dos formaciones típicas: Grava Miraflores y Formación La Paz. Grava Miraflores está formada por sedimentos fluviales antiguos depositados en los márgenes superiores del río Choqueyapu. Son suelos compactos y aptos para fundaciones. Formación La Paz está compuesta por arcillas de tipo lacustre con capas de gravas y arenas. También son suelos aptos para fundaciones.

Realizando un análisis previo de las estructuras estudiadas, se determinaron los siguientes resultados en comparación con el cortante basal estático, como se muestran en las siguientes tablas:

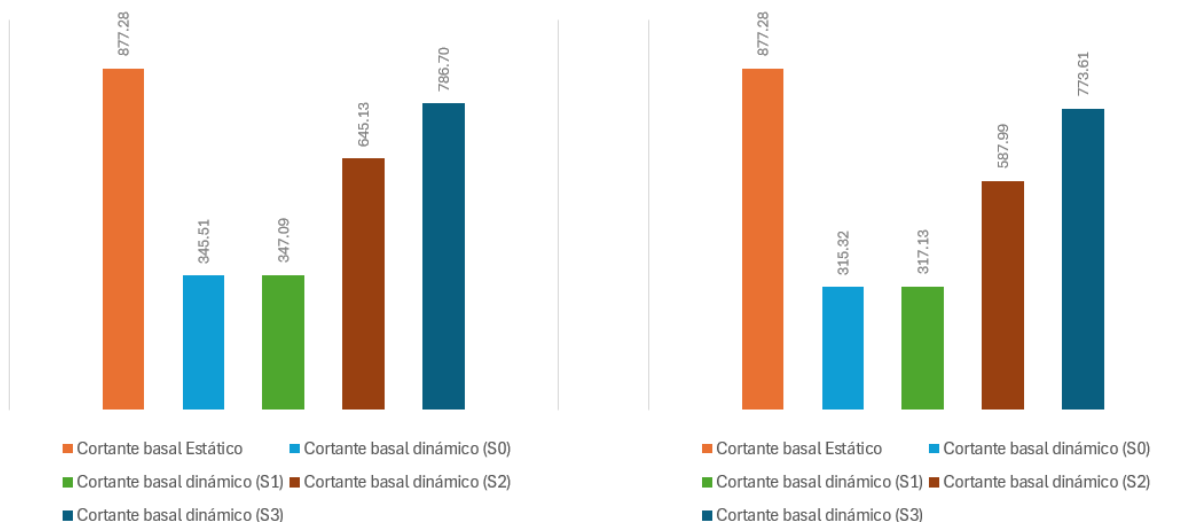


Figura 6.3. Relación entre cortante basal estático y dinámico para edificación de 5 niveles (izq. Sismo X, der. Sismo Y)

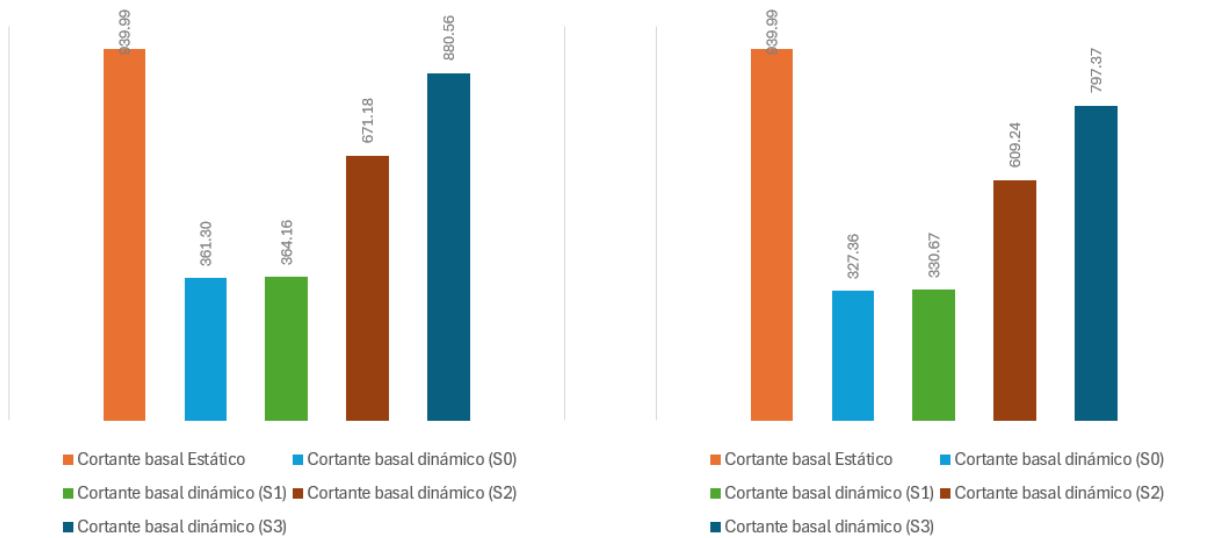


Figura 6.4. Relación entre cortante basal estático y dinámico para edificación de 7 niveles (izq. Sismo X, der. Sismo Y)

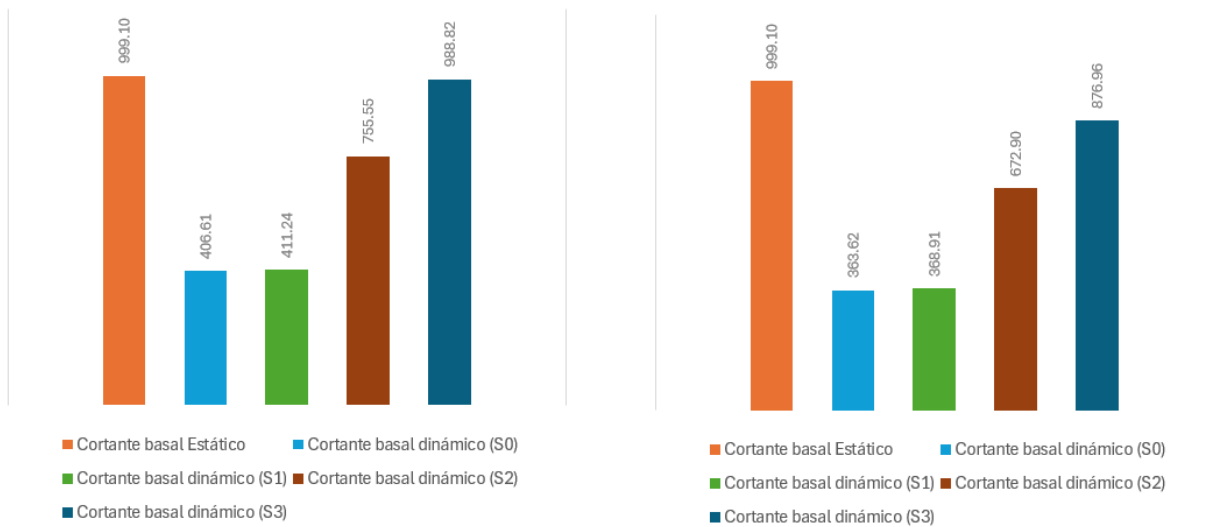


Figura 6.5. Relación entre cortante basal estático y dinámico para edificación de 9 niveles (izq. Sismo X, der. Sismo Y)

A partir de lo anteriormente mencionado, para el estudio realizado en esta tesis, se ha seleccionado el tipo de suelo S2 como referencia. Esto se debe a la representatividad del suelo rocoso y gravas predominante en la ciudad de La Paz. Los resultados de los cortantes basales y las derivas obtenidas para los diferentes tipos de suelo (S0, S1, S2, S3) indican que, en general, el comportamiento de las estructuras de mediana altura (menores a 9 pisos) está gobernado principalmente por el corte (corte basal). Estos valores muestran que,

independientemente del tipo de suelo, el corte basal dinámico es menor que el cortante basal estático. Sin embargo, se observa que las deflexiones máximas permitidas para todos los tipos de suelo se encuentran por debajo del límite establecido. En este contexto, se simplificó el análisis considerando el comportamiento representativo de las estructuras bajo el suelo S2, asegurando así una evaluación adecuada y representativa del comportamiento estructural frente a eventos sísmicos al tener un comportamiento gobernado por el corte. Se ha observado además que, para edificaciones de mediana altura, el tipo de suelo tiene una influencia limitada en el diseño del refuerzo de la armadura de acero y en la respuesta sísmica de las estructuras. En particular, el cortante basal dinámico tiende a ser menor que el 100% del cortante basal estático, según lo prescrito por la GBDS2020.

Además, en el marco de esta investigación, se está llevando a cabo un estudio enfocado en edificaciones nuevas, con el objetivo de representar adecuadamente las características típicas de este tipo de construcciones en la ciudad de La Paz. Para ello, se ha diseñado un modelo analítico que simula tres edificaciones de distinta altura: una de 5 pisos, otra de 7 pisos y una tercera de 9 pisos. Es importante destacar que estas estructuras no presentan ninguna irregularidad estructural, tanto en planta como en altura, con el fin de garantizar la representatividad de las edificaciones nuevas.

6.3. Configuración Estructural

Se ha visto por conveniente la definición de modelos teóricos cuya geometría es representativa a la mayoría de las estructuras aporticados de hormigón armado existentes.

A partir de la fecha septiembre de 2020 bajo resolución ministerial entra en uso la Guía Boliviana de Diseño Sísmico, en la cual se tiene las recomendaciones para distintos tipos de edificaciones, tomando como ejemplo que la mayor parte de edificaciones construidas en la ciudad de La Paz tienen una característica de construcción de mediana altura y carecen de muros de corte, razón por la cual el presente trabajo considera tres tipos de estructuras, una de cinco niveles, una de siete y la última de nueve niveles.

Dentro la configuración estructural se tiene estructuras del tipo regular al ser las más comunes en la ciudad, en cuanto a las dimensiones de los elementos estructurales se realizó un

predimensionamiento tomando en consideración que la estructura será analizada posteriormente en un análisis no lineal, por tal efecto se pre dimensiona para tener fallas del tipo dúctil. En el caso de la losa reticular, se tomó las recomendaciones de la norma americana ACI 318-14, Jiménez Montoya y Florentino Regalado; así mismo tomando en consideración que la losa se apoya sobre vigas descolgadas se tiene la siguiente geometría.

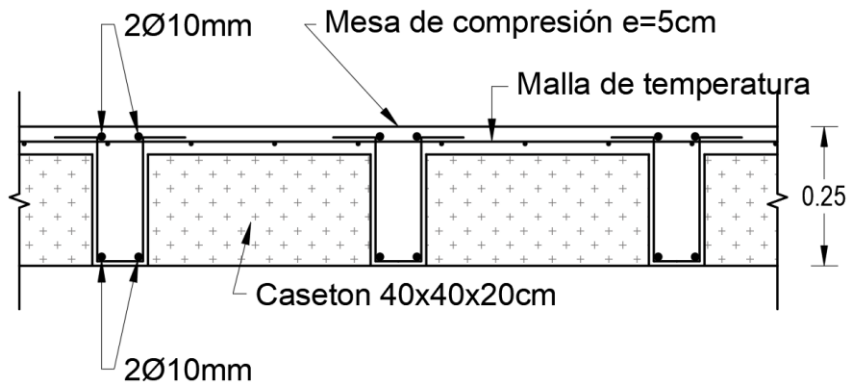
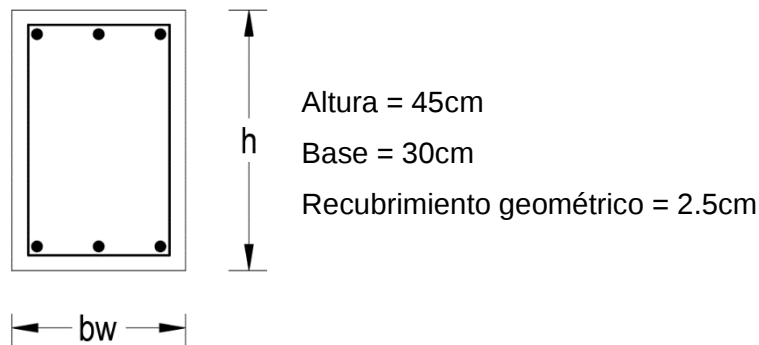
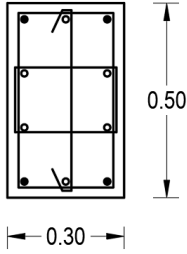
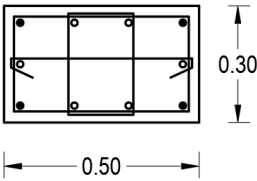
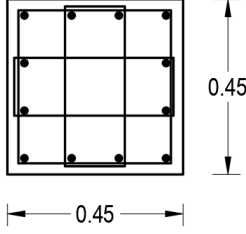
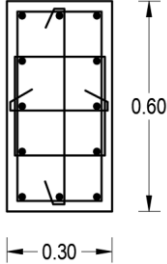
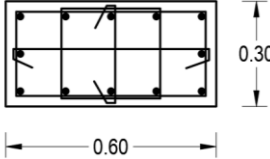
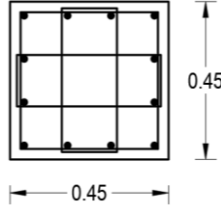
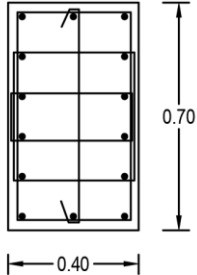
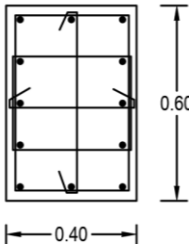
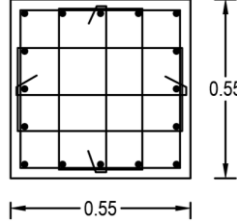


Figura 6.6. Dimensiones Losa Reticular

Las vigas en ambas direcciones y en todos los edificios, tendrán las siguientes dimensiones:



CUADRO DE COLUMNAS EDIFICIO 5 NIVELES		
C-01	C-02	C-03
 E Ø10C/10cm 4Ø16 + 6Ø12	 E Ø10C/10cm 4Ø16 + 6Ø12	 E Ø10C/10cm 12Ø16
CUADRO DE COLUMNAS EDIFICIO 7 NIVELES		
C-01	C-02	C-03
 E Ø10C/10cm 12Ø16	 E Ø10C/10cm 12Ø16	 E Ø10C/10cm 12Ø16
CUADRO DE COLUMNAS EDIFICIO 9 NIVELES		
C-01	C-02	C-03
 E Ø10C/10cm 14Ø16	 E Ø10C/10cm 12Ø16	 E Ø10C/10cm 16Ø16

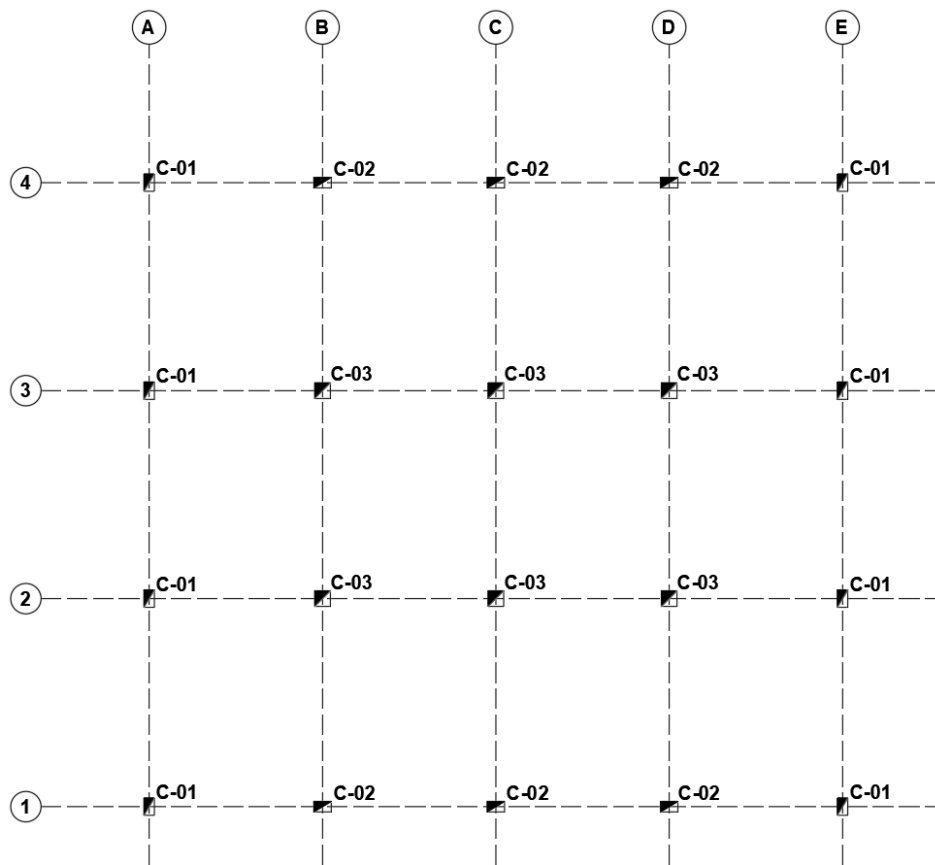


Figura 6.7. Esquema de Disposición de Columnas

La altura típica de los niveles tomando en cuenta un uso de departamentos, se considera una altura de 2.70m. Todos los modelos serán considerados empotrados en la base, sin realizar un análisis de interacción suelo estructura ya que el mismo esta fuera del alcance del presente proyecto.

6.4. Propiedades de los Materiales

La definición precisa de los materiales desempeña un papel fundamental en el modelado estructural, ya que determina el comportamiento de cada elemento estructural frente a la deformación y contribuye al cálculo del peso propio de la estructura.

En el marco de la presente investigación, se ha prestado una atención especial a la selección de materiales y a las resistencias características más comúnmente encontradas en obra, considerando tanto un análisis lineal basado en fuerzas como las recomendaciones de la

LATBSBC 2020 para un análisis no lineal estático. Se ha tenido en cuenta la naturaleza no lineal de los materiales en el contexto del análisis no lineal estático, lo que permite una representación más precisa del comportamiento estructural bajo cargas sísmicas.

Tabla 6.2. Propiedades Mecánicas del Hormigón

Descripción	Análisis Lineal	Análisis No Lineal (LATBSBC 2020)
Resistencia característica del hormigón:	$f_c = 21.00 \text{ MPa}$	$f_{ce} = 27.30 \text{ MPa}$
Módulo de elasticidad del hormigón:	$E_c = 17551.26 \text{ MPa}$	$E_c = 20011.52 \text{ MPa}$
Peso específico del hormigón:	$\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$
Coeficiente de Poisson:	$\mu = 0.20$	$\mu = 0.20$

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.3. Propiedades Mecánicas del Acero Para Flexión y Compresión

Descripción	Análisis Lineal	Análisis No Lineal (LATBSBC 2020)
Resistencia a fluencia del acero:	$f_y = 500.00 \text{ MPa}$	$f_{ye} = 550.00 \text{ MPa}$
Resistencia a tracción del acero:	$f_u = 600.00 \text{ MPa}$	$f_{ue} = 720.00 \text{ MPa}$
Módulo de elasticidad del acero:	$E_s = 200000.00 \text{ MPa}$	$E_s = 200000.00 \text{ MPa}$
Peso específico del acero:	$\gamma = 76.98 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 76.98 \text{ kN/m}^3$

Fuente: Elaboración propia

Siguiendo las directrices de la NB-1225001 y tomando en cuenta las recomendaciones establecidas por la normativa ACI318-19, se ha establecido que la resistencia para el refuerzo a cortante y torsión no debe exceder los 420.00 MPa.

Tabla 6.4. Propiedades Mecánicas del Acero Para Corte y Torsión

Descripción	Análisis Lineal	Análisis No Lineal (LATBSBC 2020)
Resistencia a fluencia del acero:	$f_y = 420.00 \text{ MPa}$	$f_{ye} = 480.00 \text{ MPa}$
Resistencia a tracción del acero:	$f_u = 620.00 \text{ MPa}$	$f_{ue} = 730.00 \text{ MPa}$
Módulo de elasticidad del acero:	$E_s = 200000.00 \text{ MPa}$	$E_s = 200000.00 \text{ MPa}$
Peso específico del acero:	$\gamma = 76.98 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 76.98 \text{ kN/m}^3$

Fuente: Elaboración propia

6.5. Cargas Gravitacionales

El software estructural utilizado ETABS, requiere que se defina la naturaleza de las cargas que se utilizarán en los modelos, ya que estas establecerán su utilización en las distintas combinaciones del software.

Tabla 6.5. Cargas Gravitatorias

Descripción	Símbolo	Carga
Carga Muerta No Estructural	DNS	3.00 kN/m ²
Carga Muerta Por Peso Propio	D	-
Carga Viva	L	2.00 kN/m ²

Fuente: Elaboración propia

6.6. Cargas Sísmicas

Espectro Sísmico: Se establece como Sismo de Diseño el Espectro de Respuesta, siguiendo la GBDS 2020 “Guía Boliviana de Diseño Sísmico”, con un coeficiente de amortiguamiento del 5%, dicho espectro es de tipo elástico reducido.

En el presente trabajo se utiliza un espectro sísmico para la ciudad de La Paz, se tiene:

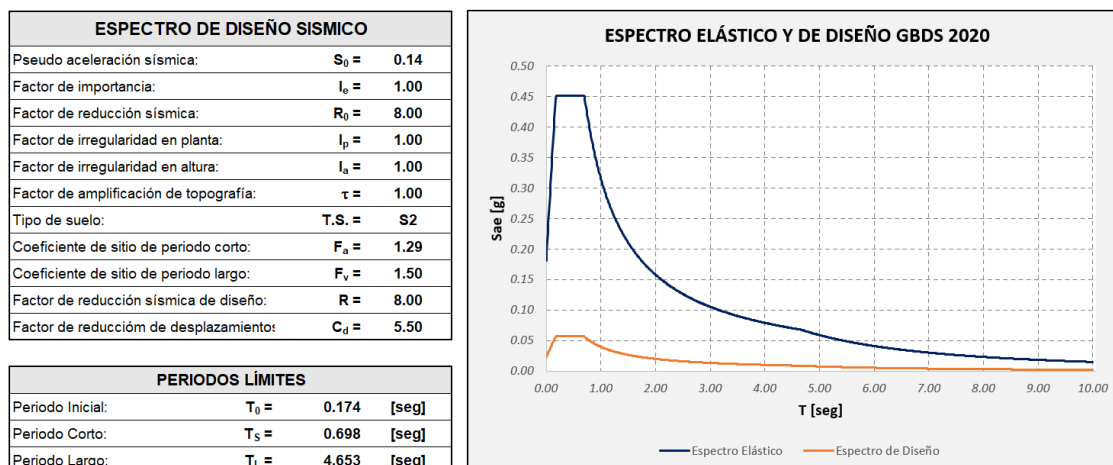


Figura 6.8. Espectro de Elástico y de Diseño

6.7. Diseño Estructural

Para esta labor se ha utilizado un modelo matemático con el Software Comercial Extended Three Dimensional Analysis Of Building System (ETABS V18.0.2); Análisis Tridimensional Extendido De Edificaciones (Computers and Structure, Inc.).

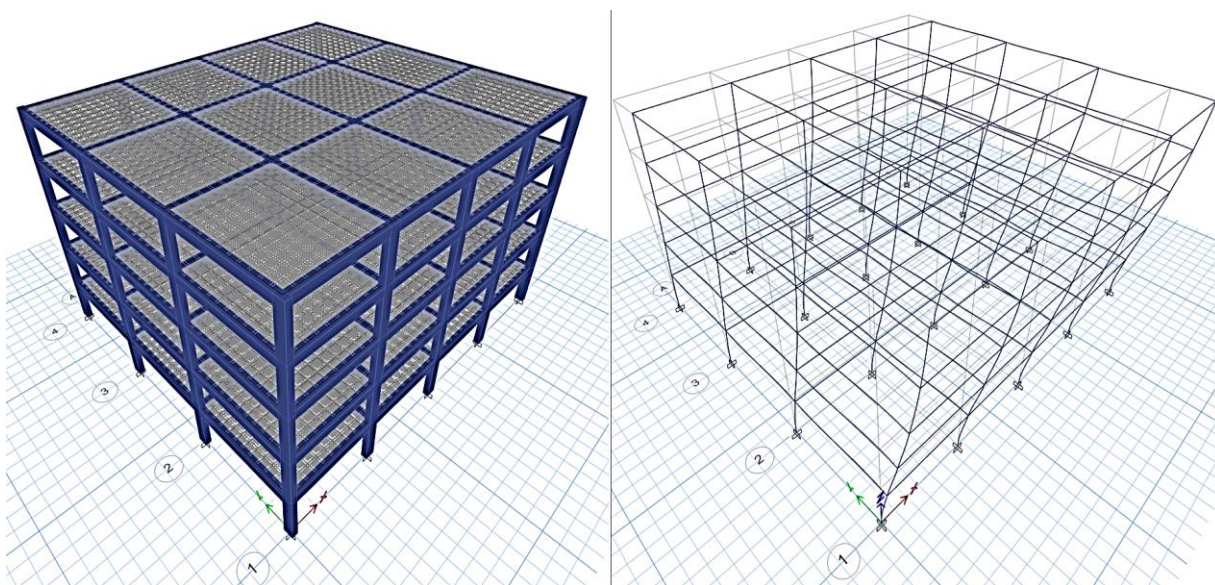


Figura 6.9. Representación del Modelo (izq) y Modo fundamental (der) Edificio 5niveles

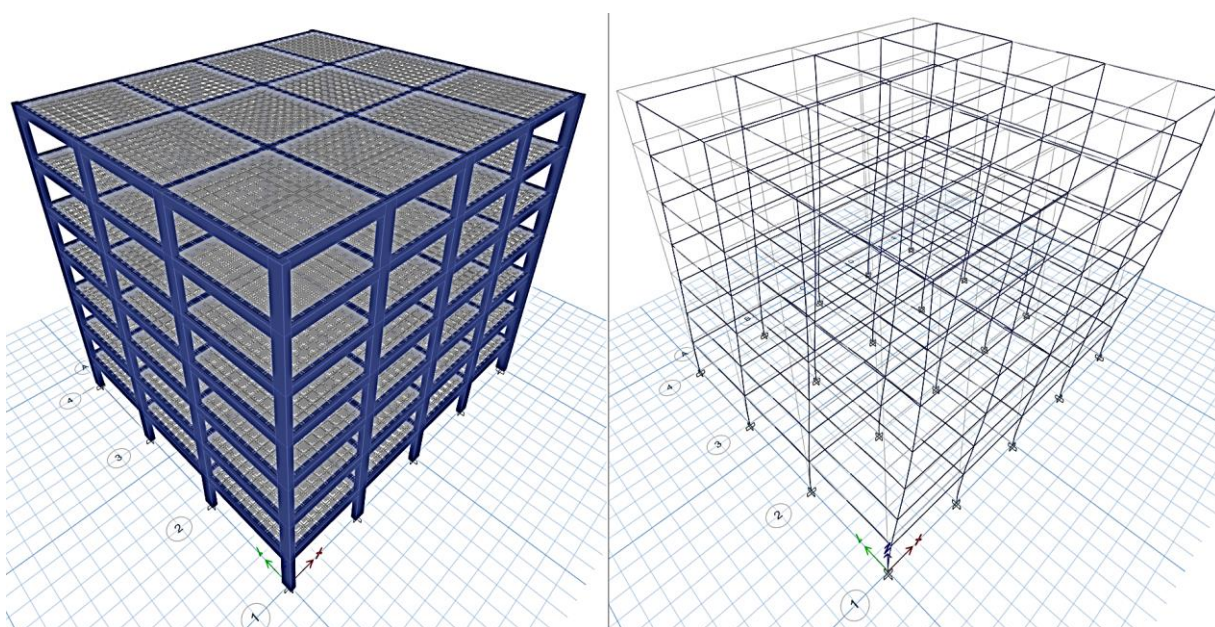


Figura 6.10. Representación del Modelo (izq) y Modo fundamental (der) Edificio 7niveles

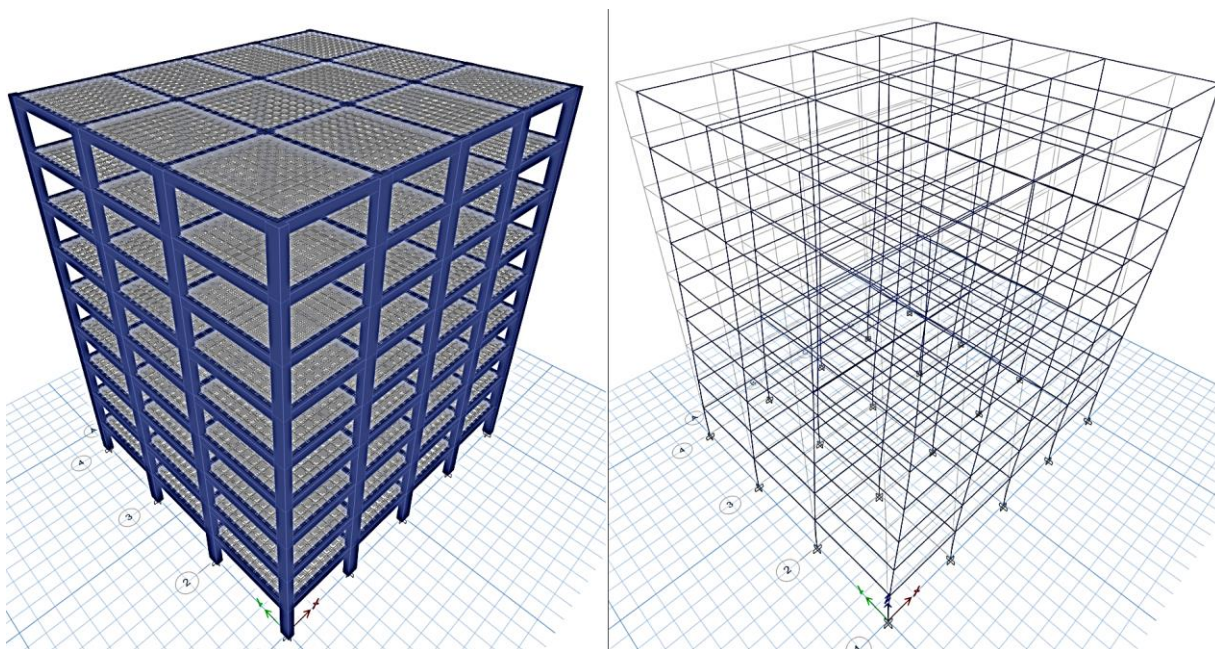


Figura 6.11. Representación del Modelo (izq) y Modo fundamental (der) Edificio 9niveles

A partir del análisis realizado, los modos fundamentales de vibrar de las estructuras son:

Tabla 6.6. Modo fundamental de vibrar edificio 5niveles

Modo	Periodo [seg]	UX	UY	RZ
1	0.869	0.000	0.825	0.000
2	0.798	0.833	0.000	0.000
3	0.719	0.000	0.000	0.829

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.7. Modo fundamental de vibrar edificio 7niveles

Modo	Periodo [seg]	UX	UY	RZ
1	1.181	0.000	0.811	0.000
2	1.076	0.8187	0.000	0.000
3	0.945	0.000	0.000	0.813

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.8. Modo fundamental de vibrar edificio 9niveles

Modo	Periodo [seg]	UX	UY	RZ
1	1.416	0.000	0.795	0.000
2	1.258	0.801	0.000	0.000
3	1.127	0.000	0.000	0.799

Fuente: Elaboración propia

6.8. Control de Derivas

Realizado el escalado del corte basal dinámico con el estático, se procedió a la verificación de las derivas inelásticas de acuerdo con la GBDS 2020, la cual indica que, para el cálculo de las derivas, estas pueden utilizar la sección bruta de los elementos estructurales, es decir no se considera fisuramiento, ni la contribución de la armadura de refuerzo en la evaluación de momentos de inercia. La deriva máxima es de 0.012 para estructuras de hormigón armado. La deriva estará afectada por el factor de amplificación de (C_d/I_e) 5.50.

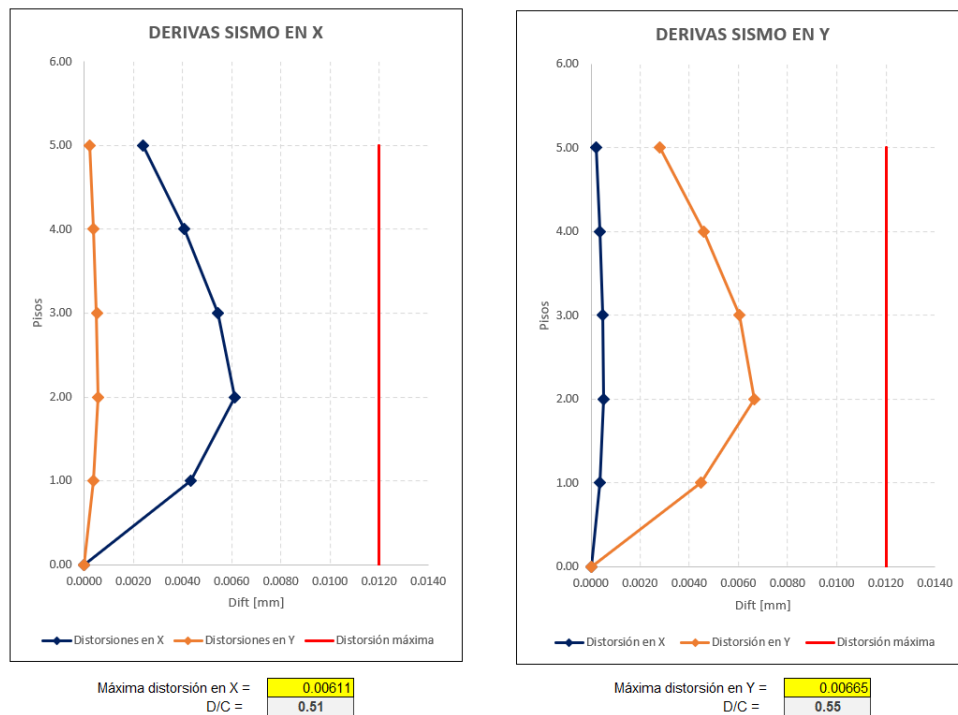


Figura 6.12. Derivas edificio de 5 niveles eje "X" "Y"

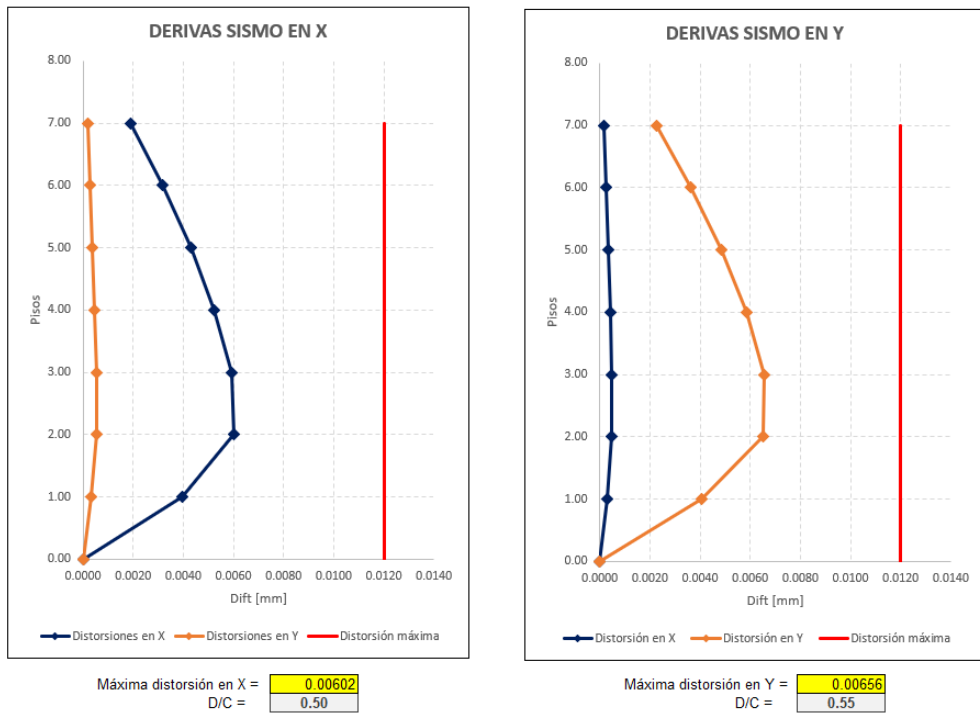


Figura 6.13. Derivas edificio de 7 niveles eje "X" "Y"

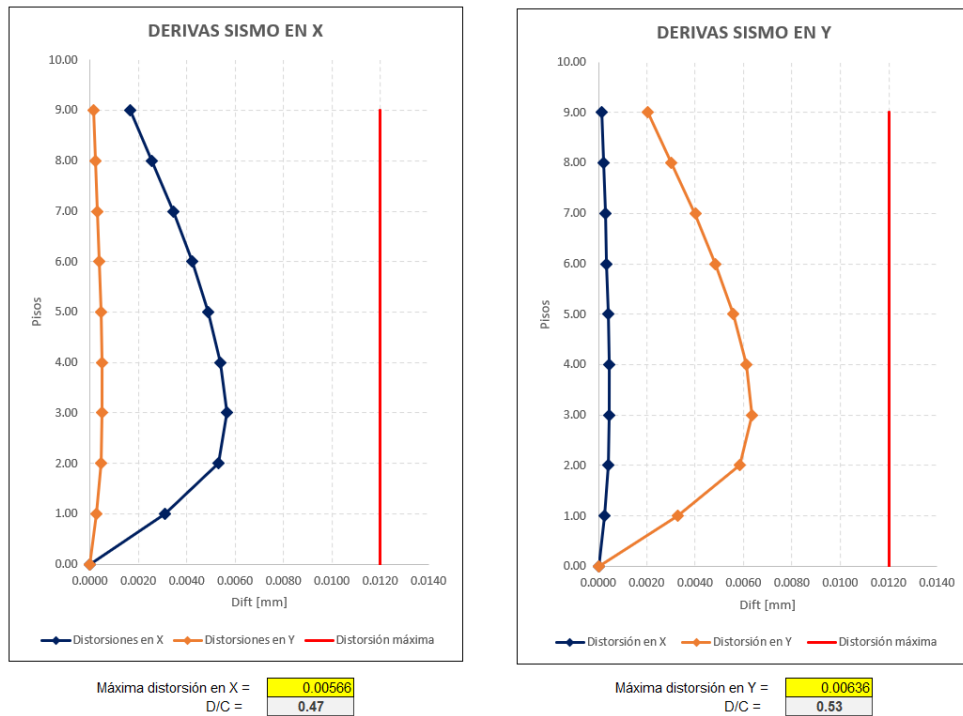


Figura 6.14. Derivas edificio de 9 niveles eje "X" "Y"

6.9. Modelo Constitutivo

En el análisis lineal únicamente del hormigón se necesita conocer las propiedades de módulo de elasticidad “E” y coeficiente de Poisson “u”. Sin embargo, para el Análisis No Lineal, se requiere su comportamiento constitutivo.

Para el hormigón, se usó el modelo de Mander para definir el comportamiento no lineal del hormigón no confinado y confinado de los elementos estructurales. Los criterios de aceptación se definieron de la siguiente forma, para el nivel operacional se estableció una deformación de 0.003 que corresponde al límite antes del desprendimiento del recubrimiento no confinado; para el nivel de seguridad de vida se estableció un valor cercano a la deformación correspondiente al esfuerzo máximo de hormigón confinado; y para el nivel de cerca al colapso se estableció a dos veces la deformación de seguridad de vida, previo a la rotura del núcleo del hormigón confinado.

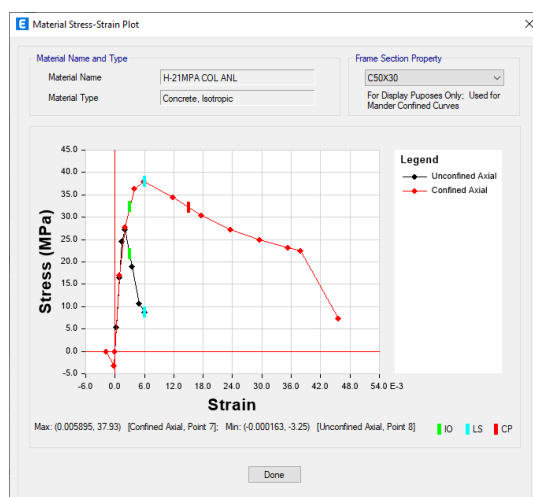


Figura 6.15. Curva esfuerzo deformación del hormigón

Para el acero de refuerzo, se utilizó el límite de fluencia correspondiente a la normativa boliviana tanto para flexión, compresión, corte y torsión, utilizando el modelo de Park para definir el comportamiento no lineal del acero de refuerzo de los elementos estructurales ya que se considera el endurecimiento por deformación después de la fluencia. El límite de deformación para el nivel operacional se estableció en 0.010 correspondiente al inicio del endurecimiento post fluencia, para el nivel de seguridad de vida se limite a 0.020 que

corresponde al inicio del posible pandeo en las varillas longitudinales y para cerca al colapso, se estableció una deformación equivalente al 60% de la deformación de rotura.

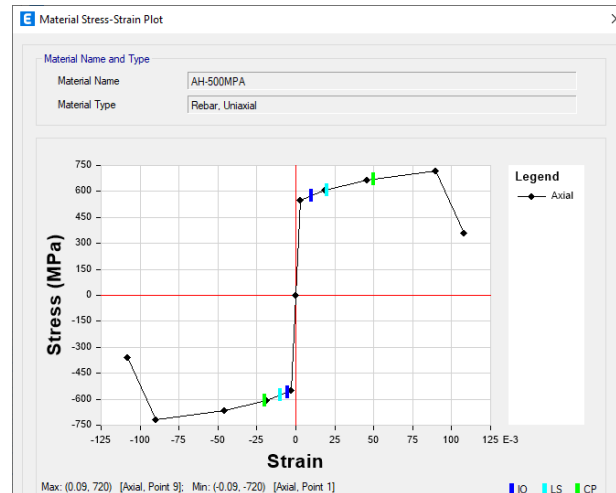


Figura 6.16. Curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo

6.10. Rotulas Plásticas

Se sabe que el hormigón se agrieta ante esfuerzos pequeños se consideró que las vigas tendrán una sección agrietada, entonces se modificó el momento de inercia en el eje 3 por el valor correspondiente.

En este caso se sigue las recomendaciones del código ASCE/SEI 41-17, la cual se indica que se deberá afectar la rigidez de los elementos estructurales que sean asignados como rotula plástica concentrada “Rótula Plástica”, en este caso como se ve en la siguiente figura, a los elementos tipo viga.

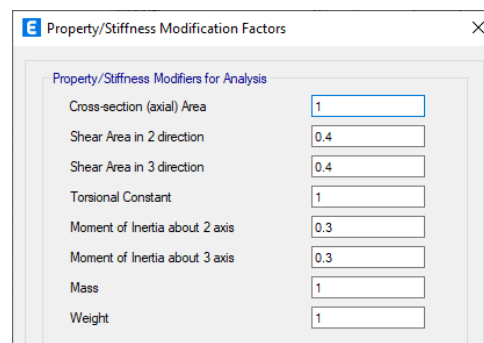


Figura 6.17. Rigidez efectiva elementos tipo viga

Para elementos del tipo Fibra, no es necesario que se llegue a afectar su rigidez del elemento, en este caso de las columnas.

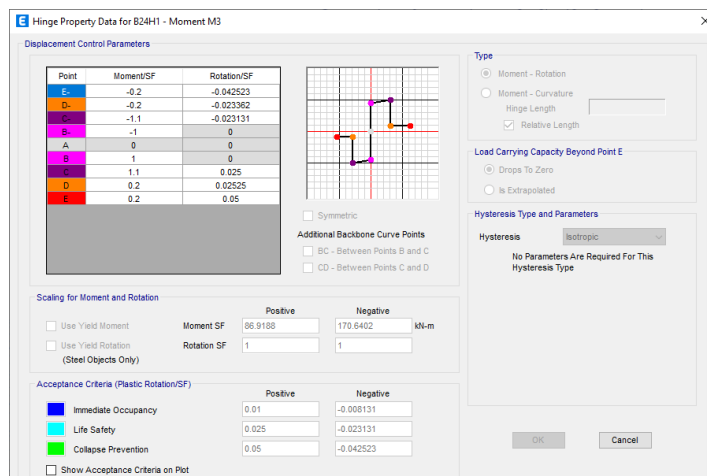


Figura 6.18. Propiedades de rótulas plásticas

En el caso de las columnas se procedió a generar las fibras de forma automática por el programa ETABS, para posteriormente asignar las rotulas tipo fibra en las columnas. La ubicación de las rotulas puede ser definida de forma manual o el programa las coloca de forma automática si es que se utiliza el concepto de brazos rígidos.

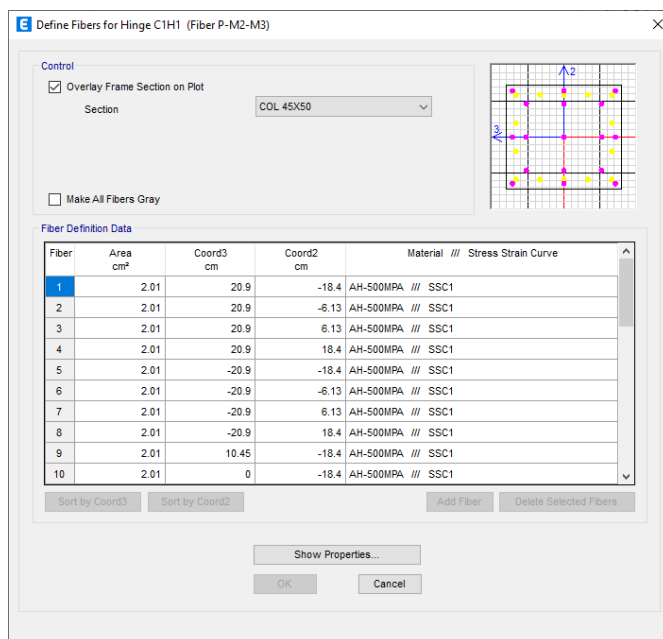


Figura 6.19. Definición de fibras en columnas

6.11. Curva de Capacidad para un Análisis Estático No Lineal (Pushover)

La curva que se llegó a obtener en base al modo fundamental de vibrar, posteriormente mediante la aplicación del ASCE/SEI 41-13, se realiza la bilinealización de la curva para un espectro que elástico que no esté afectado por el coeficiente de reducción sísmica, quedando de la siguiente manera:

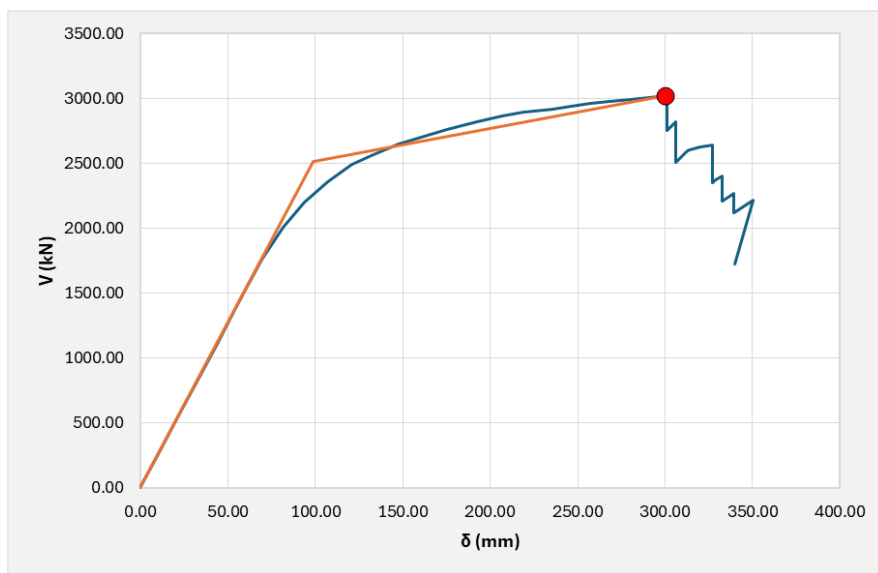


Figura 6.20. Curva de Capacidad para la Edificación de 5 Niveles con $R=1$

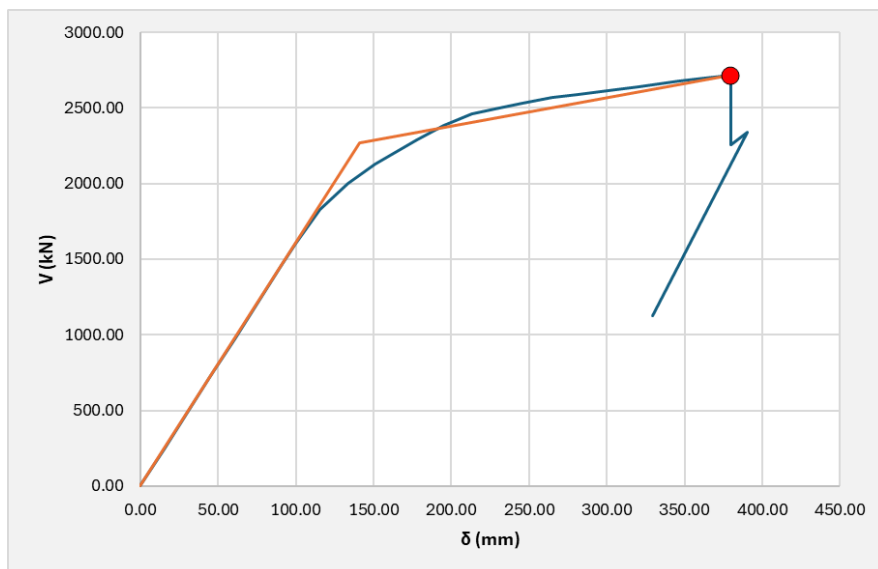


Figura 6.21. Curva de Capacidad para la Edificación de 7 Niveles con $R=1$

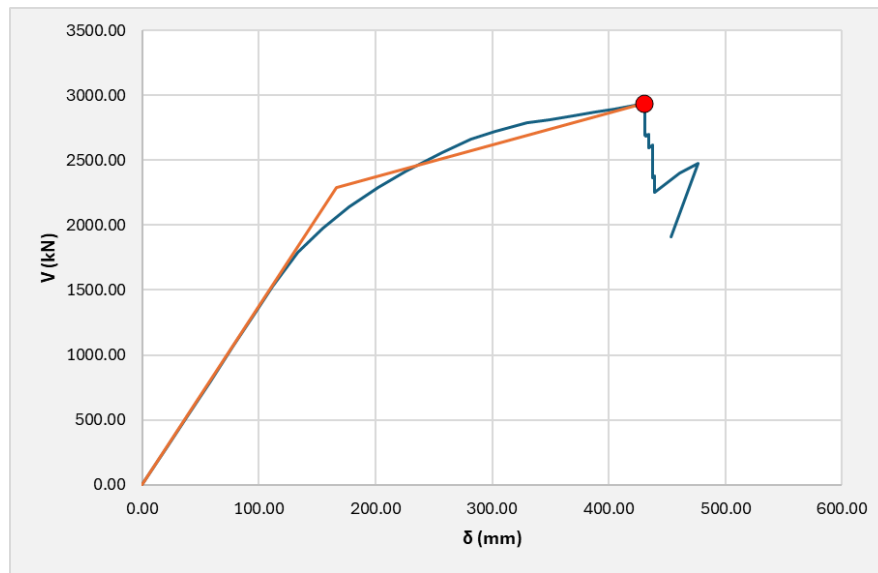


Figura 6.22. Curva de Capacidad para la Edificación de 9 Niveles con $R=1$

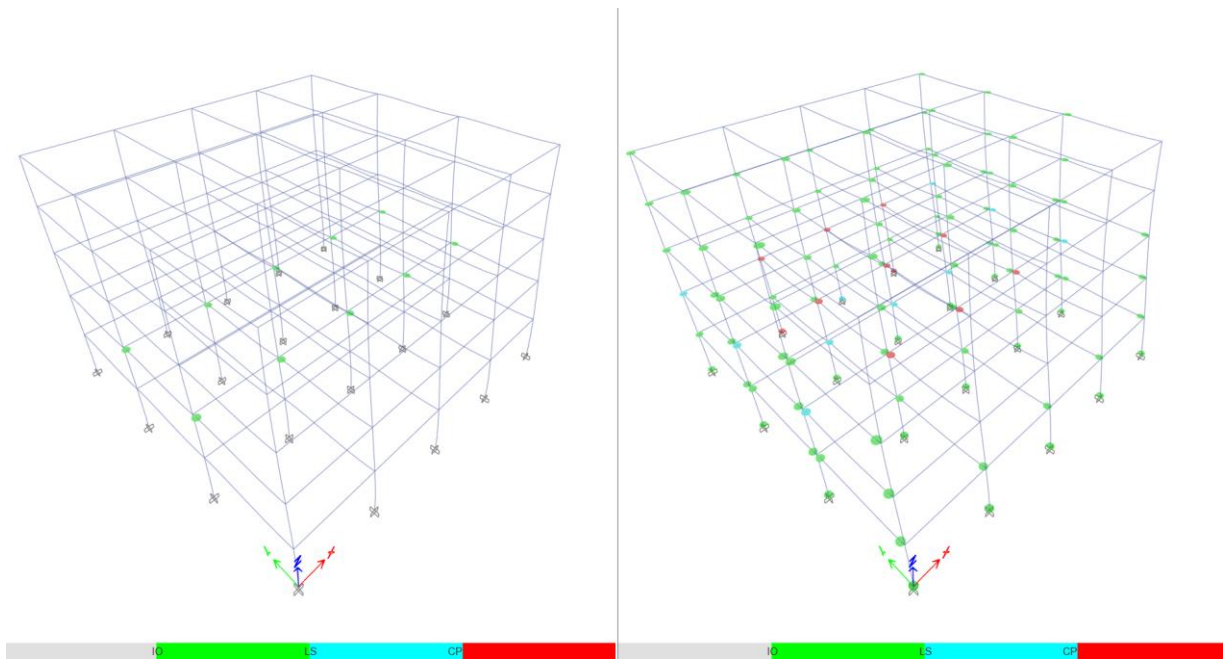


Figura 6.23. Formación de rotulas plásticas iniciales y finales edificio 5 niveles

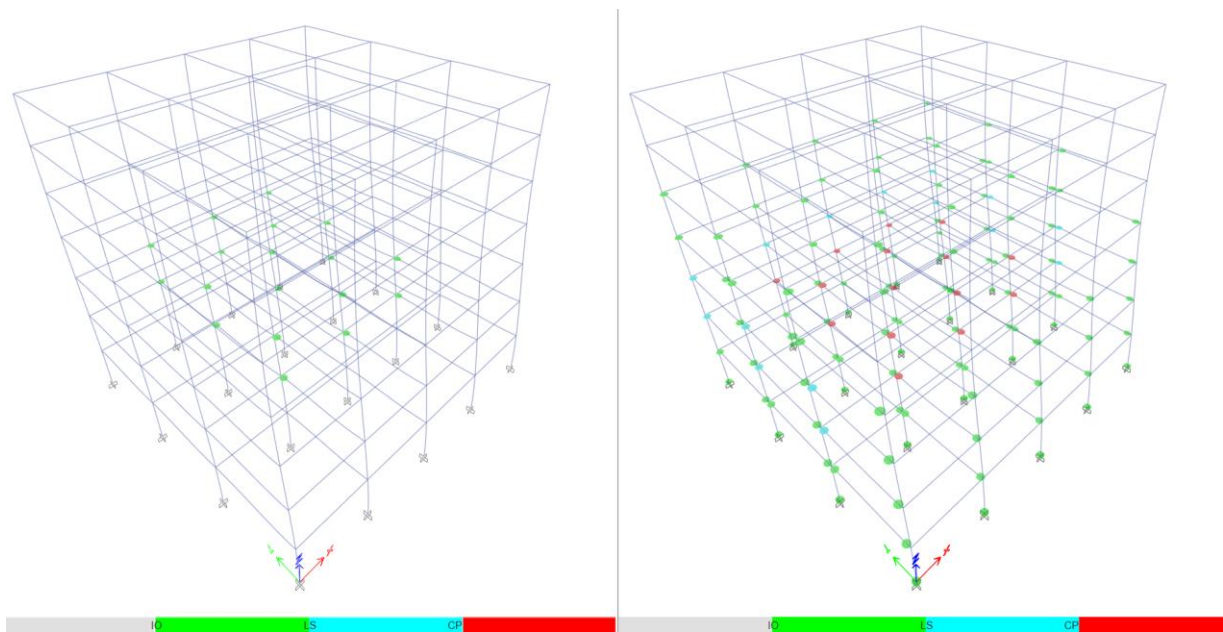


Figura 6.24. Formación de rotulas plásticas iniciales y finales edificio 7 niveles

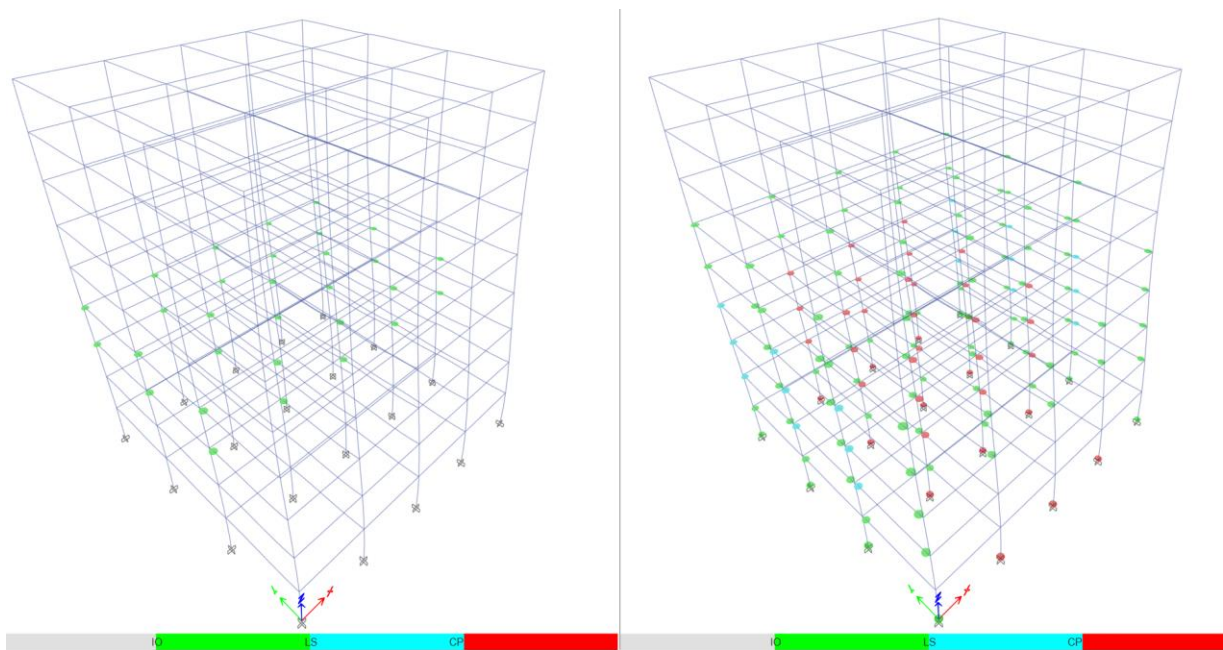


Figura 6.25. Formación de rotulas plásticas iniciales y finales edificio 9 niveles

6.12. Punto de Desempeño

Se empleó en Método del Espectro de Capacidad del FEMA 440 para determinar el punto de desempeño sísmico en cada nivel de peligro sísmico. Cabe destacar que este en este análisis

no se consideró la interacción entre el suelo y la estructura, Los resultados del punto de desempeño presentados a continuación corresponden a la dirección Y, la cual representa al modo fundamental de la estructura (siendo esta la más crítica). Este proceso fue llevado a cabo para cada una de las edificaciones estudiadas, abarcando las tres categorías de demanda sísmica: sismo de servicio, diseño y máximo, como se detalla en la Tabla 6.9.

Tabla 6.9. Factores de Conversión Sísmico

Tipo de Sismo	F.C.
Servicio	0.50
Diseño	1.00
Máximo	1.50

Fuente: Elaboración propia

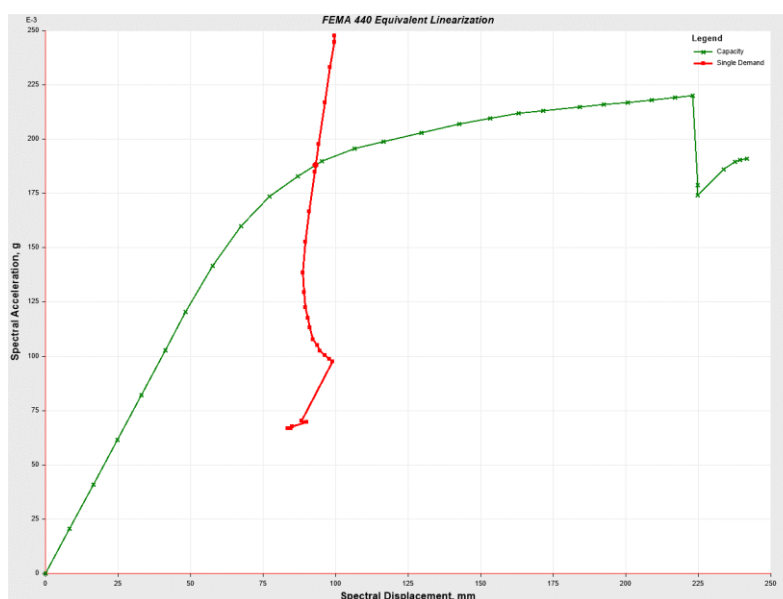


Figura 6.26. Punto de desempeño ante sismo de diseño, Edificio de 5 niveles

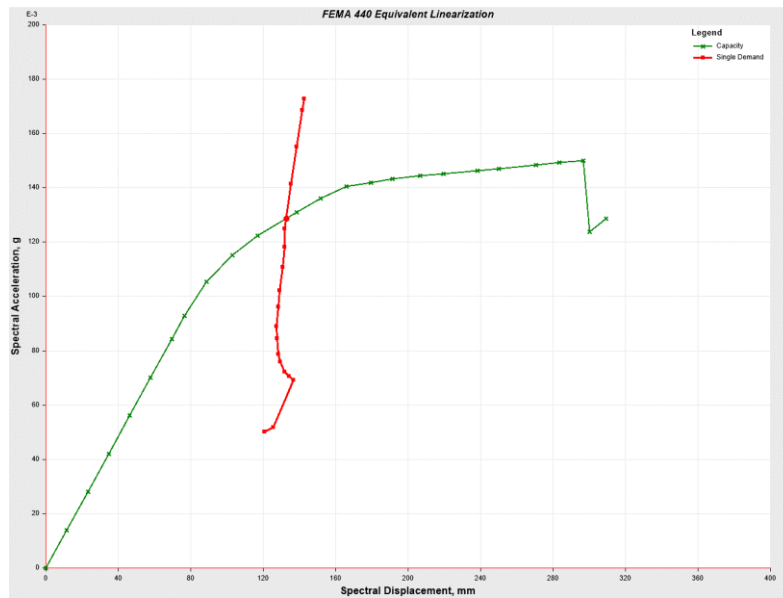


Figura 6.27. Punto de desempeño ante sismo de diseño, Edificio de 7 niveles

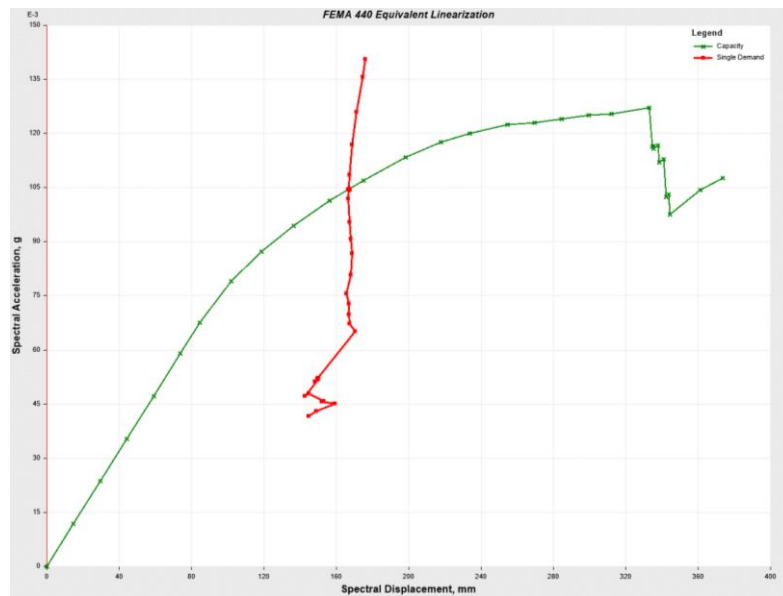


Figura 6.28. Punto de desempeño ante sismo de diseño, Edificio de 9 niveles

6.13. Determinación del Coeficiente de Reducción Sísmico

6.13.1. Evaluación del desempeño sísmico dirección Y

Al tener los resultados de la sectorización de la curva de capacidad, los resultados de la sectorización proporcionan una visión detallada del comportamiento estructural de las edificaciones bajo diferentes niveles de actividad sísmica.

Se sectorizó la curva de capacidad según lo planteado por el comité VISION 2000 y se ubicó los puntos de desempeño calculados a partir de los desplazamientos obtenidos por el código FEMA 440 para cada tipo de edificación.

Tabla 6.10. Punto de Desempeño Edificio de 5 niveles

Tipo de Sismo	δ [mm]	V [kN]
Servicio	74.87	1906.54
Diseño	113.34	2547.99
Máximo	168.54	2686.81

Fuente: Elaboración propia

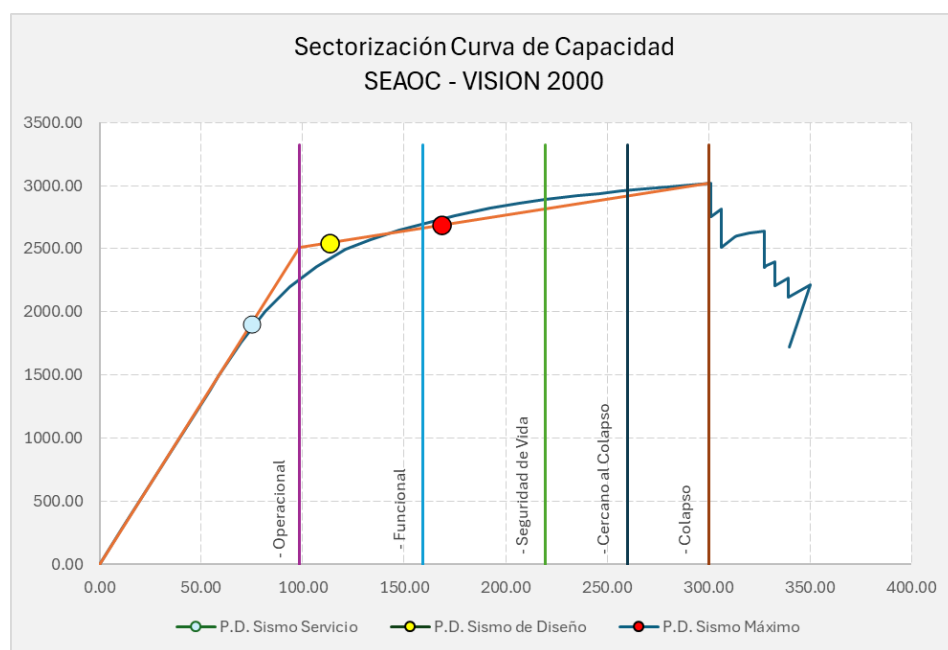


Figura 6.29. Desempeño Sísmico Dirección Y Edificio 5 niveles

Tabla 6.11. Punto de Desempeño Edificio de 7 niveles

Tipo de Sismo	δ [mm]	V [kN]
Servicio	95.55	1535.40
Diseño	170.91	2322.60
Máximo	246.97	2466.11

Fuente: Elaboración propia

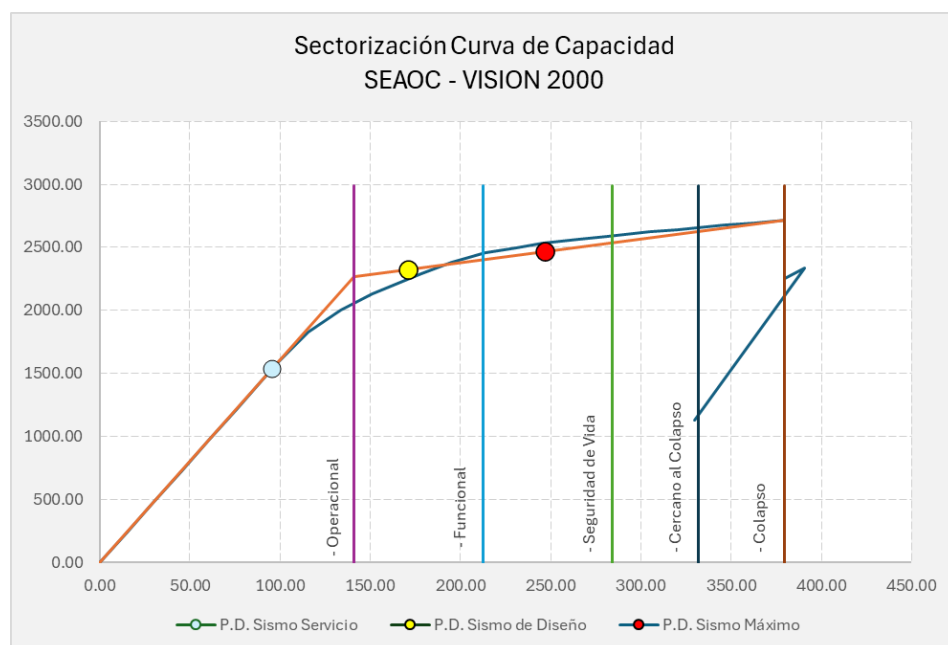


Figura 6.30. Desempeño Sísmico Dirección Y Edificio 7 nivel

Tabla 6.12. Punto de Desempeño Edificio de 9 niveles

Tipo de Sismo	δ [mm]	V [kN]
Servicio	115.42	1587.44
Diseño	216.16	2410.31
Máximo	326.55	2681.98

Fuente: Elaboración propia

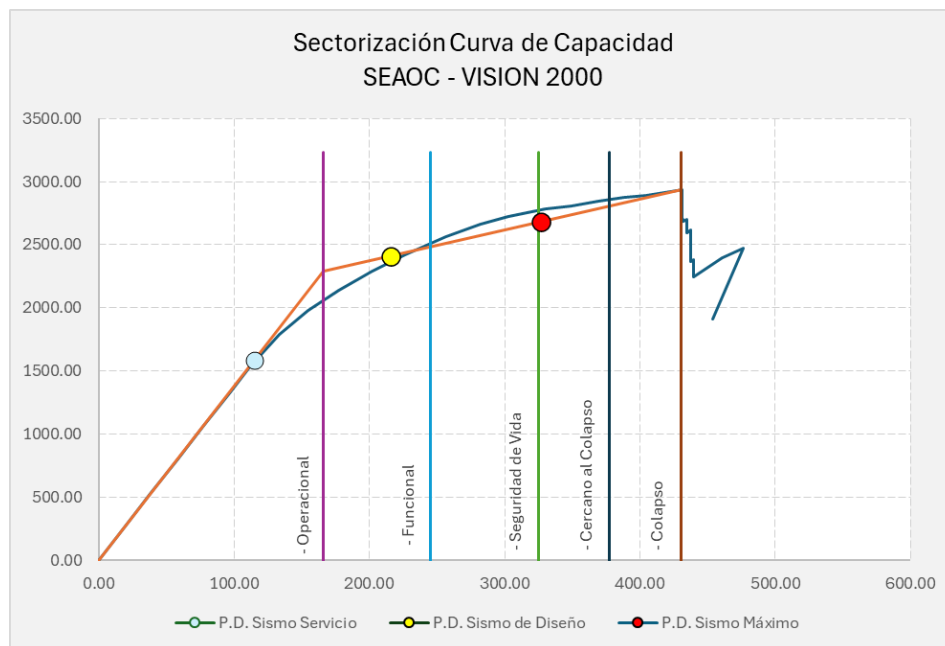


Figura 6.31. Desempeño Sísmico Dirección Y Edificio 9 nivel

La sectorización de la curva de capacidad según las directrices del comité VISION 2000 ha proporcionado varias percepciones sobre el comportamiento sísmico de las estructuras bajo diferentes condiciones de carga. Para un sismo de servicio, se ha observado que el punto de desempeño se sitúa dentro del rango de “Operacional”, indicando una capacidad adecuada de las edificaciones para mantener su funcionalidad esencial ante eventos sísmicos de moderada intensidad.

Sin embargo, durante un sismo de diseño, se ha evidenciado una mejora sustancial en el desempeño estructural, con el punto de desempeño ubicado en el rango “Funcional”. Esto sugiere una mayor capacidad de las estructuras para proteger la vida y seguridad de los ocupantes, así como para evitar daños significativos durante eventos sísmicos de mayor magnitud.

Si tomamos en consideración las recomendaciones de los objetivos de desempeño de sugiere el comité VISION 2000, se puede observar que existe una sobre resistencia estructural pudiendo ver que la capacidad de la estructura es mayor a la demanda dada.

6.13.2. Coeficiente de Reducción Sísmico

Los valores de R_μ obtenidos para las tres edificaciones se determinaron utilizando las fórmulas propuestas por Newmark y Hall. Estos resultados muestran una disminución gradual a medida que aumenta el número de pisos, lo que sugiere que, a medida que aumenta la altura de la edificación, la capacidad de la estructura para disipar energía durante un evento sísmico disminuye.

El edificio de 5 niveles tiene el valor más alto, lo que indica una mayor capacidad de la estructura para resistir deformaciones inelásticas y mantener su integridad estructural durante un terremoto. Sin embargo, a medida que aumenta el número de pisos este factor de reducción disminuye, lo que sugiere una menor capacidad de las estructuras 7 y 9 niveles para resistir deformaciones inelásticas.

Esta disminución tanto de la ductilidad y posterior factor de ductilidad puede atribuirse a varios factores, como la mayor masa y altura de las edificaciones, que puede aumentar las fuerzas sísmicas actuantes y reducir la capacidad de la estructura para disipar energía. Demas, las características de los materiales y la calidad de construcción también puede influir en la ductilidad y resistencia de la estructura.

Tabla 6.13. Ductilidad de los sistemas estructurales

Tipo de Edificación	δ_y [mm]	δ_u [mm]	μ
5 niveles	98.61	300.18	3.04
7 niveles	141.04	379.34	2.69
9 niveles	166.33	430.39	2.59

Fuente: Elaboración propia

En base a los resultados de la Tabla 6.13 resulta la siguiente gráfica:

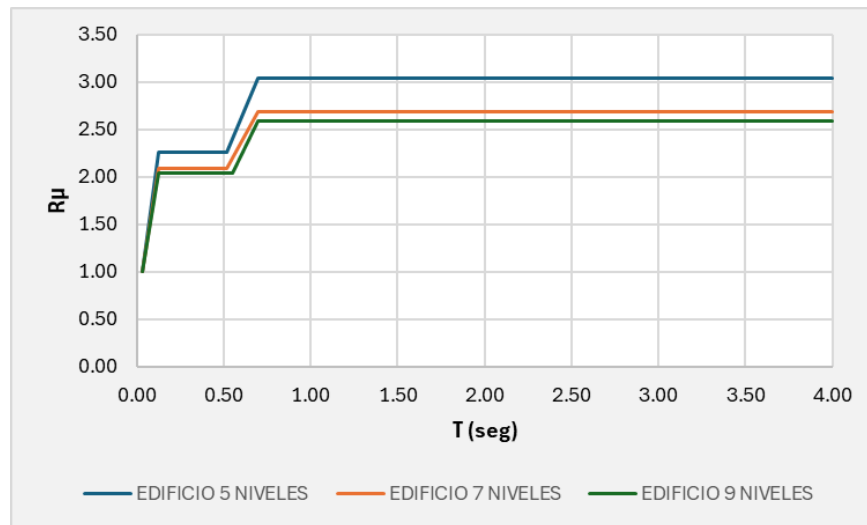


Figura 6.32. Factor de reducción por ductilidad según Newmark y Hall para cada tipo de edificación y ductilidad correspondiente

En general, estos resultados resaltan la importancia de considerar el análisis no lineal (pushover) en el diseño sísmico de edificaciones de diferentes alturas, ya que proporciona información crucial sobre la capacidad de la estructura para resistir eventos sísmicos y puede ayudar a optimizar el diseño estructural y mejorar la seguridad sísmica de las edificaciones.

Los valores del factor de reducción por sobre resistencia $R\Omega$ obtenidos para las tres edificaciones fueron determinados a partir de la curva de capacidad, utilizando la resistencia última de la estructura y el cortante de diseño. Este paso se realizó posterior a la determinación del factor de reducción por ductilidad $R\mu$.

El edificio de 5 niveles registró el valor más alto de $R\Omega$, lo que sugiere una mayor capacidad de sobre resistencia estructural en comparación con los edificios de 7 y 8 niveles.

Estos valores de $R\Omega$ reflejan la capacidad de la estructura para resistir cargas adicionales más allá de su resistencia última, lo que indica una mayor capacidad de absorción de energía y resistencia a cargas sísmicas adicionales. Sin embargo, se observa una disminución gradual en los valores de $R\Omega$ a medida que aumenta la altura de los edificios, lo que puede atribuirse a la distribución de la masa en las edificaciones más altas.

Con base a los resultados obtenidos del análisis no lineal (pushover), se procedió a determinar el coeficiente de reducción sísmico R para cada una de las tres edificaciones evaluadas. Los

valores de R se calcularon utilizando los factores de reducción por ductilidad R_{μ} y por sobre resistencia R_{Ω} obtenidos previamente. Los resultados se presentan de manera tabular para una mejor visualización y comparación.

Tabla 6.14. Coeficiente de Reducción Sísmico R

Tipo de Edificación	R_{μ}	R_{Ω}	R
5 niveles	3.04	3.34	10.44
7 niveles	2.69	2.89	7.77
9 niveles	2.59	2.94	7.60

Fuente: Elaboración propia

6.14. Observaciones sobre el Coeficiente de Reducción Sísmica (R)

En términos de resistencia estructural el aplicar el valor de R de acuerdo con la GBDS 2020 y de la normativa ASCE-16, para el diseño final el emplear uno y otro valor los resultados son similares al tener que escalar ambos resultados al 100% de cortante basal estático.

Tabla 6.15. Cortante basal para R = 8

Tipo de Edificación	$V_{estático}$	$V_{dinámico}$	$V_{dinámico}$
	GBDS 2020	Sismo X	Sismo Y
5 niveles	877.28	643.19	586.23
7 niveles	939.99	669.16	607.41
9 niveles	999.10	753.25	670.85

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.16. Cortante basal para R = 7

Tipo de Edificación	$V_{estático}$	$V_{dinámico}$	$V_{dinámico}$
	GBDS 2020	Sismo X	Sismo Y
5 niveles	877.28	734.29	669.26
7 niveles	939.99	763.95	693.45
9 niveles	999.10	859.98	765.90

Fuente: Elaboración propia

A partir de las comparaciones evaluadas la diferencia entre el cortante basal estático y los cortantes basales dinámicos para valores de R diferentes es significativa, ambos cortantes dinámicos (para R=7 y R=8) están por debajo del cortante basal estático. Esto indica que, incluso al considerar diferentes valores de R, el diseño sísmico de la estructura sigue siendo conservador y cumple con los requisitos de seguridad establecidos por el cortante basal estático.

Los resultados obtenidos del análisis no lineal estático (pushover) muestran que los valores de R para las edificaciones evaluadas son mayores que el valor prescrito por la GBDS 2020 (R=7) y cercanos al valor inicial utilizado de acuerdo con la normativa ASCE-16 (R=8) como se observa en la siguiente tabla.

Tabla 6.17. Comparación del factor R

Tipo de Edificación	R	R	R
	GBDS 2020	ASCE 16	ANLE
5 niveles	7.00	8.00	10.44
7 niveles	7.00	8.00	7.77
9 niveles	7.00	8.00	7.60

Fuente: Elaboración propia

A partir de los resultados se puede observar lo siguiente:

- **Mayor capacidad sísmica**, los valores de R obtenidos del análisis no lineal sugiere que las edificaciones tienen una capacidad sísmica mayor de la esperada, según la GBDS 2020. Esto indica que las estructuras podrían ser más resistentes a las cargas sísmicas de lo que se previó inicialmente.
- **Comparación con la normativa ASCE-16**, los valores obtenidos están más cerca del valor inicial sugerido por la normativa ASCE-16 (R=8) que del valor prescrito por la normativa nacional. Lo cual sugiere que el valor inicial propuesto por esta normativa podría ser más representativo de la capacidad sísmica real de las edificaciones.

Los resultados obtenidos a través del análisis no lineal estático ofrecen una perspectiva valiosa sobre la capacidad sísmica de las edificaciones. La discrepancia entre los valores de R obtenidos mediante este tipo de análisis y los valores prescritos por la guía y la normativa internacional sugiere la necesidad de una evaluación cuidadosa de los criterios de diseño sísmico vigentes.

Así mismo los valores de R obtenidos del análisis no lineal estático podrían indicar una mayor capacidad sísmica de las edificaciones de la que se había anticipado inicialmente. Esto podría reflejar un diseño estructural más robusto o una mejor comprensión del comportamiento sísmico de las edificaciones en la práctica.

7.1. CONCLUSIONES

La presente investigación realizada para poder determinar el Coeficiente de Reducción Sísmico aplicado al diseño sismorresistente en la ciudad de La Paz, en base a la GBDS 2020, NB 1225001 y las recomendaciones del ACI 318-19, posteriormente se utilizó el método de Análisis No Lineal Estático “Pushover”, llegando a las siguientes conclusiones:

- Las estructuras analizadas cumplen con los requisitos de diseño sísmico establecidos por las normativas y guías prescriptivas del país. Además, se ha verificado que las derivas obtenidas están por debajo de los límites permitidos, lo que sugiere que el pre-dimensionamiento de las edificaciones es factible. Estos resultados respaldan la viabilidad de realizar un análisis pushover para evaluar el comportamiento sísmico de las estructuras con mayor detalle.
- Mediante la aplicación del análisis estático no lineal Pushover, se generaron las curvas de capacidad de las edificaciones para ambas direcciones. Se priorizó el análisis en la dirección que presentaba las condiciones más desfavorables, lo que permitió una evaluación exhaustiva del comportamiento estructural frente a cargas sísmicas.
- Se determinaron los niveles de peligro sísmico del espectro de diseño elástico según los parámetros establecidos por la GBDS 2020 (Guía Boliviana de Diseño Sísmico). Este espectro se equiparó al sismo de diseño (raro) definido por el comité VISION 2000. Asimismo, se estableció que el sismo en servicio (ocasional) representa el 50% del sismo raro, mientras que el sismo máximo (muy raro) corresponde al 150% del sismo raro, conforme a las directrices de la guía y el comité.
- Se determinaron los puntos de desempeño para cada nivel de peligro sísmico utilizando el análisis estático no lineal Pushover, según lo establecido en el ASCE/SEI

41-17 y el FEMA 440. Estos puntos de desempeño proporcionaron información crucial sobre los máximos desplazamientos laterales y fuerzas cortantes en la base de las edificaciones bajo diferentes niveles de peligro sísmico. Posteriormente, se ubicaron los puntos de desempeño en los rangos de la sectorización de la curva de capacidad, lo que permitió determinar el nivel de desempeño sísmico alcanzado por cada estructura.

- La aplicación del análisis no lineal estático subraya la importancia fundamental de la ductilidad de los materiales y la configuración estructural para mejorar la capacidad de disipación de energía de los edificios durante eventos sísmicos. Estos hallazgos destacan la necesidad de utilizar el análisis no lineal estático como una herramienta esencial para evaluar el comportamiento sísmico de las estructuras y garantizar su adecuada respuesta y seguridad ante eventos de este tipo.
- El análisis no lineal estático proporcionó valiosa información sobre el comportamiento sísmico de las estructuras estudiadas, lo que permitió determinar el coeficiente de reducción sísmico (R) para cada tipo de edificación. Los resultados revelaron que, para estructuras de menos de 7 niveles, el valor de R obtenido fue significativamente mayor que el valor inicialmente previsto en el diseño. Este hallazgo sugiere que las estructuras analizadas presentan una capacidad de resistencia superior a la esperada, lo que indica una respuesta más robusta frente a cargas sísmicas. En consecuencia, se concluye que en este contexto no es necesario escalar el sismo dinámico al 100% del sismo estático, lo que puede tener implicaciones significativas en el diseño y la seguridad estructural de edificaciones de mediana altura en la ciudad de La Paz.
- A partir de los resultados obtenidos, se concluye que, en una edificación regular, la implementación de muros de corte se hace necesaria a partir de los 7 pisos para disipar la energía de manera efectiva. Esto se evidencia por la disminución del valor del factor de reducción sísmica R , el cual es menor al sugerido por la guía utilizada en el estudio. La experiencia adquirida con este trabajo puede contribuir significativamente a la transferencia de conocimientos hacia las normativas o

reglamentos locales de construcción. Es posible que estos hallazgos influyan en la actualización o mejora de los códigos de construcción, reflejando así una mejor práctica constructiva y garantizando la seguridad estructural en edificaciones de múltiples pisos en áreas sísmicas.

7.2. RECOMENDACIONES

La metodología basada en desempeño presenta limitaciones en el diseño estructural, por lo que se recomienda los siguientes puntos:

- Se recomienda encarecidamente que futuras investigaciones incorporen el análisis dinámico no lineal, ya que este enfoque proporciona modelos más precisos de respuesta estructural frente a movimientos del suelo, lo que mejora significativamente la comprensión del comportamiento sísmico de las estructuras.
- Es esencial que los proyectistas establezcan el coeficiente de reducción sísmica de acuerdo con el sistema estructural específico de cada edificación. Esta medida influye significativamente en la ductilidad y resistencia de las estructuras, lo que garantiza un diseño sísmico óptimo. Se sugiere verificar la adecuación del coeficiente de reducción mediante la determinación de la curva de capacidad mediante un análisis basado en desempeño, como el análisis estático no lineal "pushover".
- Se insta a los futuros investigadores a considerar la interacción suelo-estructura en sus estudios para determinar el punto de desempeño frente a los niveles de peligro sísmico. La utilización de métodos basados en desempeños, como el FEMA 440 y el ASCE/SEI 41-17, proporciona una evaluación más completa y precisa del riesgo sísmico, lo que contribuye a mejorar la resiliencia de las edificaciones.
- Se recomienda encarecidamente la incorporación de muros de corte en edificaciones de más de 7 niveles en La Paz. Estos muros ofrecen una solución efectiva para reducir la sección bruta en las columnas y mejorar la capacidad de resistencia de las estructuras ante cargas sísmicas. Esta medida contribuye significativamente a la seguridad y estabilidad de las edificaciones en zonas sísmicamente activas como La Paz.
- Es importante destacar que el análisis no lineal estático "pushover" no es recomendado para estructuras que presentan irregularidades en planta, ya que los

resultados obtenidos pueden no ser representativos de la realidad. Se sugiere utilizar métodos alternativos de análisis, especialmente en casos de edificaciones con configuraciones irregulares, para garantizar una evaluación precisa del comportamiento sísmico.

- Se enfatiza la importancia de incorporar medidas de mitigación y planificación de desastres en proyectos de construcción para reducir los riesgos asociados con eventos sísmicos. Se recomienda la implementación de planes de emergencia y evacuación, así como la adopción de medidas de seguridad estructural, como el uso de muros de corte, para mejorar la resiliencia de las edificaciones frente a futuros eventos sísmicos.

- ACHISINA, 2017. *Diseño Sísmico Basado en Desempeño*. Chile: Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica.
- ACI 318-14, 2015. *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. U.S.A.: American Concrete Institute.
- Aguiar Falconí, R., 2002. *Sistema de Computación CEINCI3 Para Evaluar Daño Sísmico en los Países Bolivarianos*. Ecuador: Centro de Investigación Científica.
- Aguiar Falconí, R., 2008. *Análisis Sísmico de Edificios*. Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas.
- Alvarado, J. C., 2015. *Estudio de los Coeficientes de Reducción de Respuesta Estructural "R" de la Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Ecuador: Universidad de Cuenca.
- ASCE/SEI 41-13, 2014. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. U.S.A.: American Society of Civil Engineers.
- ASCE/SEI 41-17, 2017. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building*. U.S.A.: American Society of Civil Engineers.
- ASCE/SEI 7-16, 2017. *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. U.S.A.: American Society of Civil Engineers.
- ATC-40, 1996. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. California: California Seismic Safety Commission.
- Cabrero, A., 2014. *Evaluación del Confinamiento en las Columnas de Estructuras Aperticadas Bajo carga Sísmica Mediante Análisis No Lineal*. España: Universidad Politécnica de Catalunya.
- Computers and Structures, I., 2017. *Manual de Referencia de Análisis CSI para SAP2000, ETABS, SABDE y CSIBridge*. USA: CSI.
- Crisafulli, F. & Villafane, E., 2002. *Espectros de Respuesta y de Diseño*. Mendoza: Universidad Nacional de Cuyo.
- Dirección Especial de Gestión Integral de Riesgos, 2011. *Mapa de Riesgos de los Distritos Urbanos del Municipio de La Paz*. La Paz: Gobierno Autónomo Municipal de La Paz.
- Duarte Bonilla, C. E., Martínez Chavarria, M. E. & Santamaría Díaz, J. J., 2017. *Análisis Estático No Lineal del Cuerpo Central del Edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador*. El Salvador: Universidad El Salvador.
- Elnashai, A. S. & Di Sarno, L., 2008. *Fundamentals of Earthquake Engineering*. U.S.A.: Wiley.

FEMA 273, 1997. *Nehrp Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington D.C.: Federal Emergency Management Agency.

FEMA 440, 2005. *Improvement of Nolinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington: Federal Emergency Management Agency.

FEMA 445, 2006. *Next - Generation Performance - Based Seismic Design Guidelines*. Washington D.C.: Federal Emergency Management Agency.

Garcia, B. & M., J., 2017. *Apuntes y Diapositivas del Curso Diseño y Evaluación Sismorresistente de Estructuras del Master en Ingeniería Estructural y de la Construcción*. España: Universidad Politécnica de Catalunya.

GBDS, 2020. *Guía Boliviana de Diseño Sísmico*. Bolivia: Comité Técnico.

González Torres, C. A., 2018. *Análisis Estático No Lineal (Pushover) de Estructuras Aporticadas de Hormigón Armado con Diferentes Grados de Ductilidad Aplicando la Norma Sismorresistente Colombiana 2010 (NRS-10)*. Valencia: Universitat Politècnica de Valencia.

Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C. & Baptista Lucio, M. d. P., 2014. *Metodología de la investigación*. México: McGrawHill.

LATBSBC, 2020. *An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region*. U.S.A: Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council.

Marte Jiménez, C. J., 2014. *Calibración de Umbrales de Daño Sísmico para el Análisis de Fragilidad Sísmica de Estructuras de hormigón Armado Mediante Análisis Estático No Lineal (Pushover)*. Barcelona: Universidad Politecnica de Catalunya.

Meng Zhe, S., 2016. *Nonlinear Pushover Analysis of Seismic Load on Multi Story Reinforced Concrete Hospital Building*. Malasia: Universiti Tunku Abdul Rahman.

Moreno, R., 2006. *Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona. Tesis Doctoral*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.

Muños Peláez, A., 2020. *Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente*. Perú: SENCICO.

Mwafy, A. & Elnashai, A., 2002. *Calibration of Force Reduction Factors of RC Buildings*. U.S.A: A S Elnashai.

NB 1225001, 2020. *Norma Boliviana del Hormión Estructural*. Bolivia: IBNORCA.

NB 1225002, 2020. *Proyecto de Norma Boliviana de Acciones Sobre las Estructuras*. Bolivia: IBNORCA.

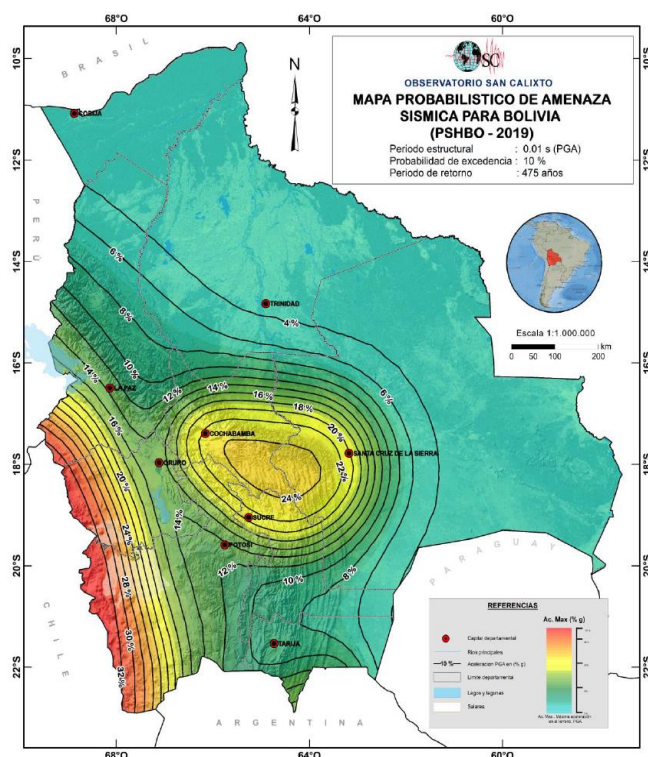
Noroña V., A., 2020. *Modelo Reducido Para la Evaluación Rapida del Desempeño Sísmico de Edificios Mediante Análisis Dinámico No Lineal*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.

RAZÓN, L., 2011. *Suelos Aptos Para Construir*. La Paz: La Razón.

Yugcha Quilumba, B. I., 2018. *Evaluación Estructural por Desempeño Para una Construcción Informal Mediante el Método Pushover*. Ecuador: Universidad Central de Ecuador.

ESPECTRO SISMICO GBDS 2020

1. ZONIFICACIÓN



Ciudad:

La Paz

So =

0.14

2. TIPO DE SUELO

Tabla 5-2 GBDS 2020

TIPO	DESCRIPCIÓN	V _{s30} (m/s)	N ₆₀ (golpes)	S _u (kPa)
S0	Roca dura	> 1500	-	-
S1	Roca	760 a 1500	-	-
S2	Suelo muy rígido - roca blanda	370 a 760	> 50	> 100
S3	Suelo rígido	180 a 370	15 a 50	50 a 100
S4	Suelo blando	< 180	< 15	< 50
S5	Requiere Análisis de sitio (estudio geotécnico y mecánica de suelos)			

TS =

S2

Suelo muy rígido - roca blanda

3. FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA "R" Y "Cd"

Tabla 7-1 GBDS 2020

SISTEMA ESTRUCTURAL		R ₀	C _{d0}
Sistema de Pórticos	Pórticos Especiales Resistentes a Momentos	8.00	5.50
	Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos	5.00	4.50
	Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos	3.00	2.50
	Losas con Vigas Planas (P.O.) Hmax 27m	2.50	1.80
	Losas sin Vigas Planas (P.O.) Hmax 27m	2.50	1.80
Sistema de Muros	Muros Estructurales Especiales	6.00	5.10
	Muros estructurales Ordinarios	5.00	4.50
Sistema Duales	Pórticos Especiales con Muros Especiales	7.00	5.50
	Pórticos Especiales con Muros Ordinarios	6.00	5.10
	Pórticos Intermedios con Muros Especiales	6.50	5.30
	Pórticos Intermedios con Muros Ordinarios	5.00	4.50
	Pórticos Ordinarios con Muros Ordinarios	4.00	3.60
	Pórt Esp con Muros Esp con Losa y Viga Plana	5.50	4.90
	Pórt Esp con Muros Esp con Losa Plana	4.00	3.60
	Sistema de muros de ductilidad limitada	4.00	3.60

Tipo de sistema estructural:

Pórticos Especiales Resistentes a Momentos

Coefficiente de reducción entre el rango elástico al inelástico, R₀ =

8.00

Coefficiente de reducción entre el rango elástico al inelástico, C_{d0} =

5.50

4. FACTOR DE IRREGULARIDAD

Tabla 7-2 GBDS 2020

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	I _a
Regular - Sistema Estructural Continuo	1.00
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando	0.75
Irregularidad de Resistencia - Piso Débil	0.75
Irregularidad Extrema de Rigidez	0.50
Irregularidad Extrema de Resistencia	0.50
Irregularidad de Masa o Peso	0.90
Irregularidad Geométrica Vertical	0.90
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.80
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	0.60

Tipo de irregularidad en altura:

Regular - Sistema Estructural Continuo

Factor de irregularidad en altura, I_a =

1.00

Tabla 7-3 GBDS 2020

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	I_p
Regular - Sistema Estructural Simétrico	1.00
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	0.60
Esquinas Entrantes	0.90
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistema no Paralelos	0.90

Tipo de irregularidad en planta:

Regular - Sistema Estructural Simétrico

Factor de irregularidad en planta, I_p =

1.00

5. FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA

Tabla 6-4 GBDS 2020

COEFICIENTE DE SITIO PARA PERIODO CORTO " F_a "						
TIPO	$S_0 < 0.067$	$S_0 = 0.133$	$S_0 = 0.200$	$S_0 = 0.267$	$S_0 = 0.333$	$S_0 > 0.400$
S0	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
S1	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
S2	1.30	1.30	1.20	1.10	1.10	1.10
S3	1.60	1.40	1.20	1.10	1.10	1.10
S4	2.40	1.70	1.30	1.20	1.20	1.20

Tabla 6-5 GBDS 2020

COEFICIENTE DE SITIO PARA PERIODO LARGO " F_v "						
TIPO	$S_0 < 0.044$	$S_0 = 0.089$	$S_0 = 0.133$	$S_0 = 0.178$	$S_0 = 0.222$	$S_0 > 0.267$
S0	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
S1	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
S2	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.40
S3	2.40	2.20	2.00	1.90	1.80	1.70
S4	4.20	3.30	2.80	2.40	2.40	2.40

Coefficiente de sitio para periodo corto, F_a =

1.29

Coefficiente de sitio para periodo largo, F_v =

1.50

6. FACTOR DE IMPORTANCIA

TIPO IV	TIPO III	TIPO II	TIPO I
Operables después de un evento sísmico. Hospitales, postas de primeros auxilios, cuarteles de bomberos, cuarteles de policías, centrales eléctricas y de comunicación, radioemisoras y canales de televisión públicos, aeropuertos, sistema de transporte masivo, garajes para vehículos de emergencia, represas, reservorios, plantas de agua potable y de bombeo, etc.	Frecuente aglomeración de personas como bibliotecas, museos, templos, <u>oficinas municipales</u> , servicios públicos, salas de cines y teatros, estadios, graderías, instituciones educativas (escuelas, universidades), terminales de buses, cárceles, lugares de reclusión, centros comerciales y mercados.	Edificaciones habituales, tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes	Construcciones aisladas o provisionales no destinadas a la habitación

TIPO DE EDIFICIO	I_e
IV	1.5
III	1.3
II	1.0
I	-

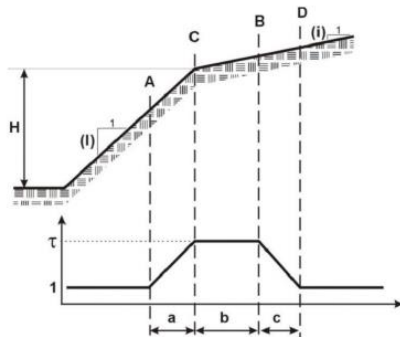
Tipo de edificación

II

Factor de importancia, $I_e =$

1.00

7. EFECTO DE TOPOGRAFÍA Y PENDIENTES



Pendiente cuesta abajo:

$I =$

Pendiente cuesta arriba:

$i =$

Si: $(I-i) < 0,40$

$\tau = 1,00$

Si: $0,40 \leq (I-i) \leq 0,90$

$\tau = 1,00 + 0,80 \cdot (I - i - 0,40)$

Si: $(I-i) > 0,90$

$\tau = 1,40$

Factor de amplificación topográfico:

$\tau =$

1.0

8. ESPECTRO ELÁSTICO

Factor de reducción de respuesta sísmica:

$$R = R_0 * I_a * I_p =$$

8.00

Factor de reducción de desplazamientos laterales:

$$C_d = C_{d0} * I_a * I_p =$$

5.50

Periodo Inicial:

$T_0 =$

0.17

[seg]

Periodo Corto:

$T_s =$

0.70

[seg]

Periodo Largo:

$T_L =$

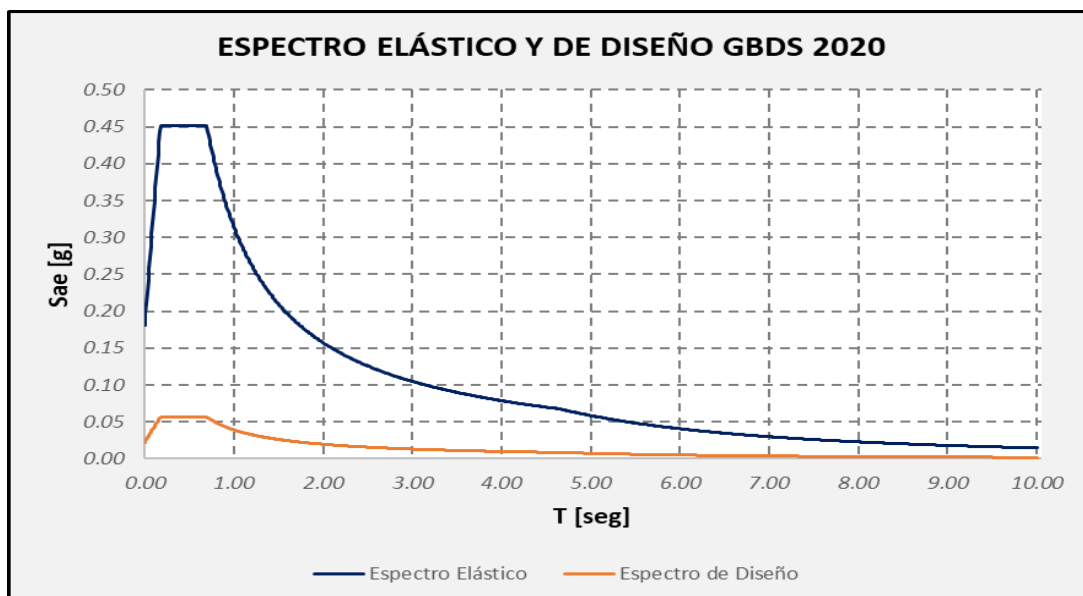
4.65

[seg]

Pseudoaceleración (S_{ae})

$$S_a = \frac{I_e \cdot S_{ae} \cdot \tau}{R}$$

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



9. AMPLIFICACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO

MATERIAL PREDOMINANTE	$\Delta_i = \delta_i / h_i$
Hormigón armado	0.012
Muros de ductilidad limitada	0.005
Acero	0.010
Albañilería confinada y/o armada	0.004
Madera	0.007

Tipo de material:

Hormigón armado

Distorsión máxima permitida:

$\Delta_{max} =$ **0.012**

Factor de amplificación de desplazamientos:
Desplazamientos inelásticos

$C_d / I_e =$

5.500

Valores de Cortante y Derivas para la Consideración de un Tipo de Suelo S2

El presente estudio se enfocó en analizar la variación en la modelación de las edificaciones al considerar un único tipo de suelo que represente la diversidad observada en la ciudad de La Paz. En La Paz, los suelos del altiplano se han desarrollado principalmente sobre rellenos cuaternarios y roca sedimentaria en las serranías interandinas. Sin embargo, el proceso de formación de suelos es gradual debido al clima frío y relativamente árido, especialmente en el altiplano sur.

La ciudad de La Paz se encuentra ubicada en una zona montañosa de los Andes, en un valle rodeado de montañas que alcanzan altitudes variables desde los 3000 m.s.n.m. hasta los 4000 m.s.n.m. La topografía montañosa contribuye a la diversidad de suelos presentes en la región. Dentro de la ciudad, prevalece un suelo mayormente rocoso, mientras que en las laderas se encuentra una combinación de suelos pedregosos y arcillosos.

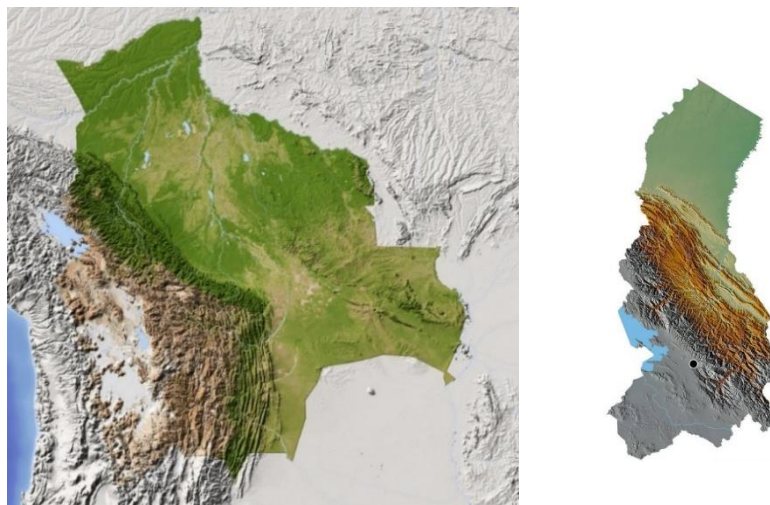


Figura B.1. Mapa orográfico de la ciudad de La Paz

Esta diversidad topográfica y geológica influye significativamente en las características del suelo y, por ende, en el comportamiento sísmico de las estructuras. La variabilidad del suelo puede conducir a respuestas estructurales distintas ante eventos sísmicos, lo que subraya la

importancia de considerar adecuadamente la heterogeneidad del suelo en el análisis y diseño de edificaciones en la región.

A partir de lo cual y las indicaciones de la GBDS 2020, se realizó a la determinación de los espectros elásticos y posteriormente a un espectro reducido para realizar un análisis de variación del suelo para el modelo estructural.

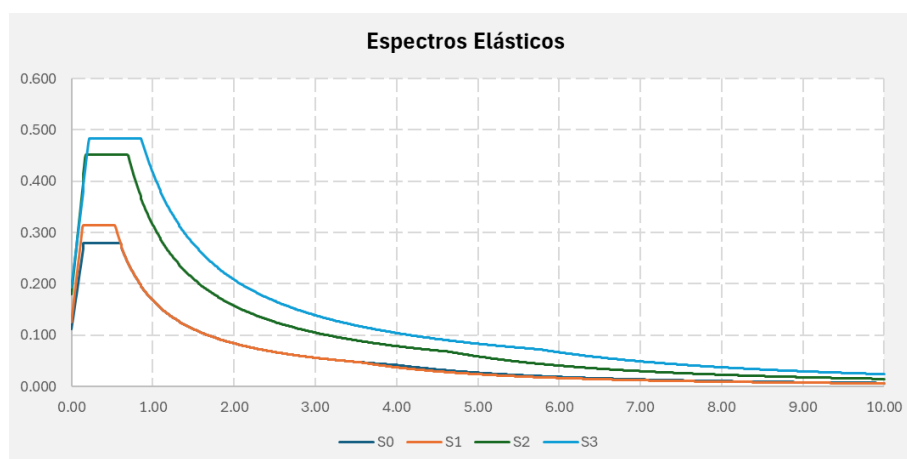


Figura B.2. Espectros elásticos para diferentes tipos de suelo para la ciudad de La Paz

Con la variación de los suelos en los modelos de estudio (edificio de 5pisos, 7pisos y 9pisos) se pudo obtener los resultados de cortantes basales y derivas, las cuales se reflejan en los siguientes gráficos.

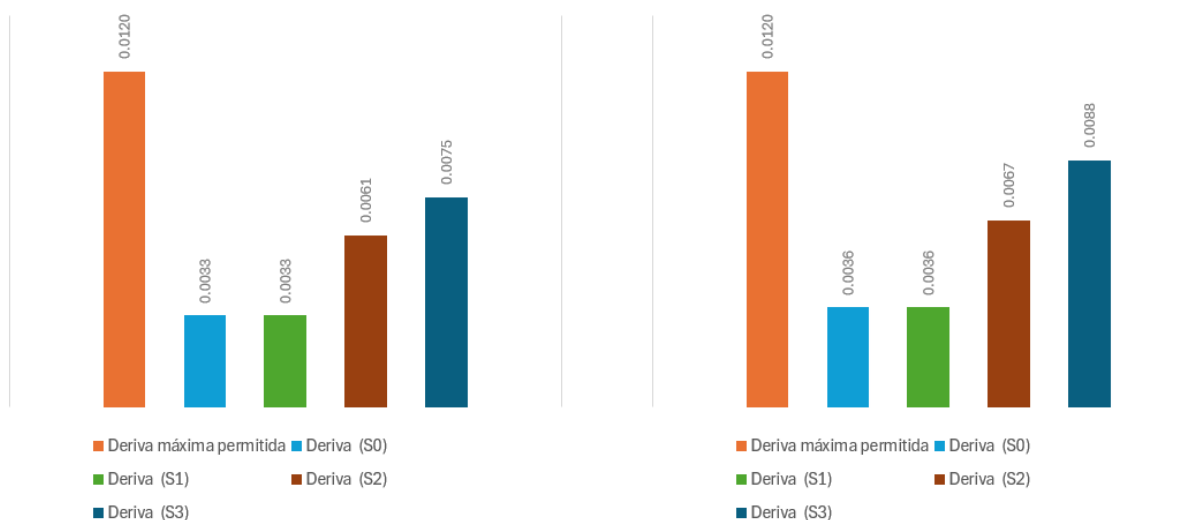


Figura B.3. Verificación de derivas, edificación de 5 niveles

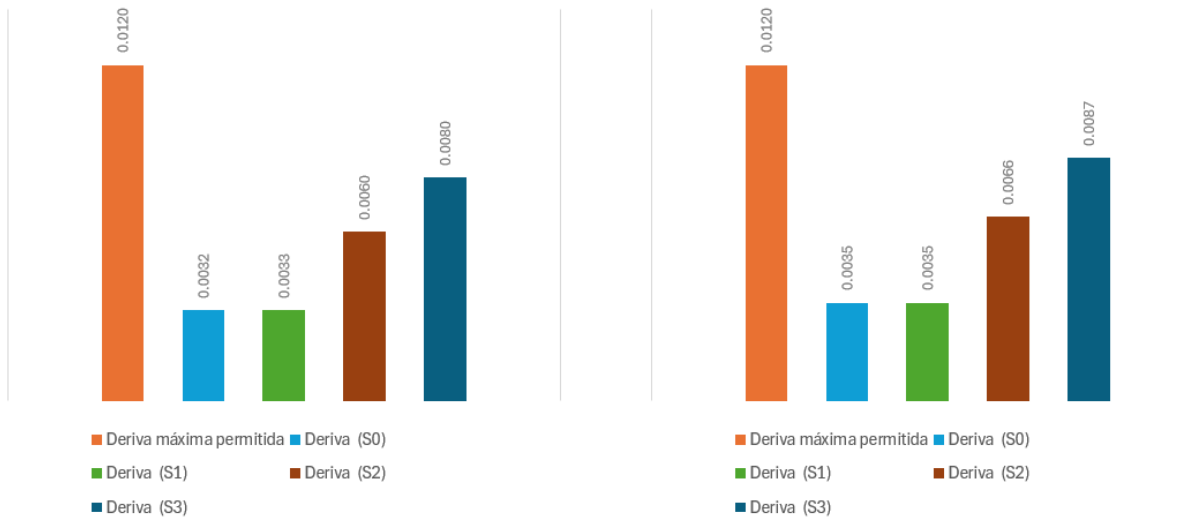


Figura B.4. Verificación de derivas, edificación de 7 niveles

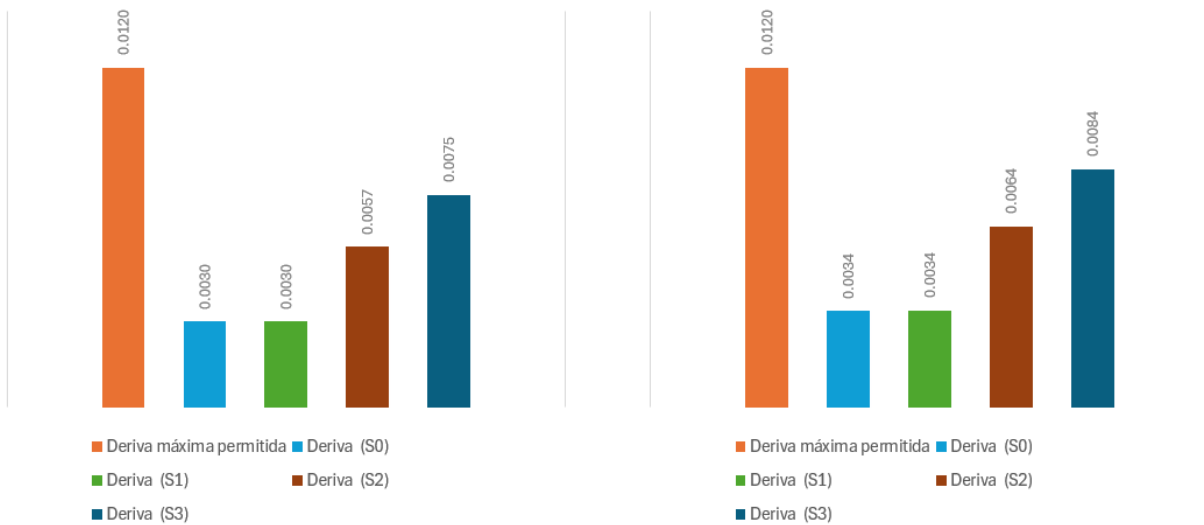


Figura B.5. Verificación de derivas, edificación de 9 niveles

Los resultados del análisis revelan que, para un suelo con características de rigidez, las derivas obtenidas para todas las edificaciones bajo estudio se mantienen por debajo de la deriva máxima permitida según las disposiciones normativas aplicables. Esta observación sugiere que, en tales condiciones, no se aconseja la implementación de reducciones en las secciones estructurales como medida de mitigación.

Esta decisión se basa en el entendimiento de que cualquier alteración en la geometría estructural podría influir en el periodo fundamental de la estructura. Dicha alteración, a su vez, podría ocasionar un aumento en el periodo de vibración de la estructura, lo que resultaría en desplazamientos laterales mayores durante la ocurrencia de eventos sísmicos.

La posibilidad de mayores desplazamientos laterales podría derivar en un incremento en los niveles de daño estructural y, en última instancia, comprometer la capacidad de la estructura para resistir cargas sísmicas significativas. En consecuencia, se resalta la importancia de preservar la integridad geométrica de las secciones estructurales con el fin de garantizar un comportamiento sísmico óptimo y cumplir con los estándares de seguridad establecidos por las normativas de diseño pertinentes

Para el tema de corte en la base, se realizó el mismo análisis para cada edificación, así mismo se debe tomar en cuenta que la GBDS 2020 indica escalar al 100% del cortante basal estático, dando como resultado:

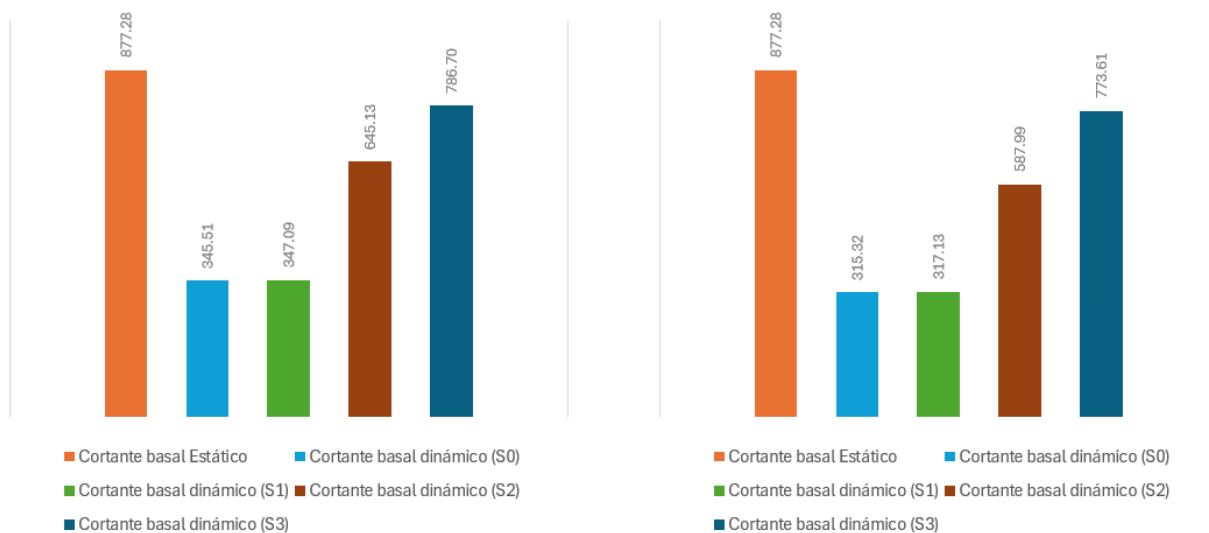


Figura B.6. Verificación de cortante basal, edificación de 5 niveles

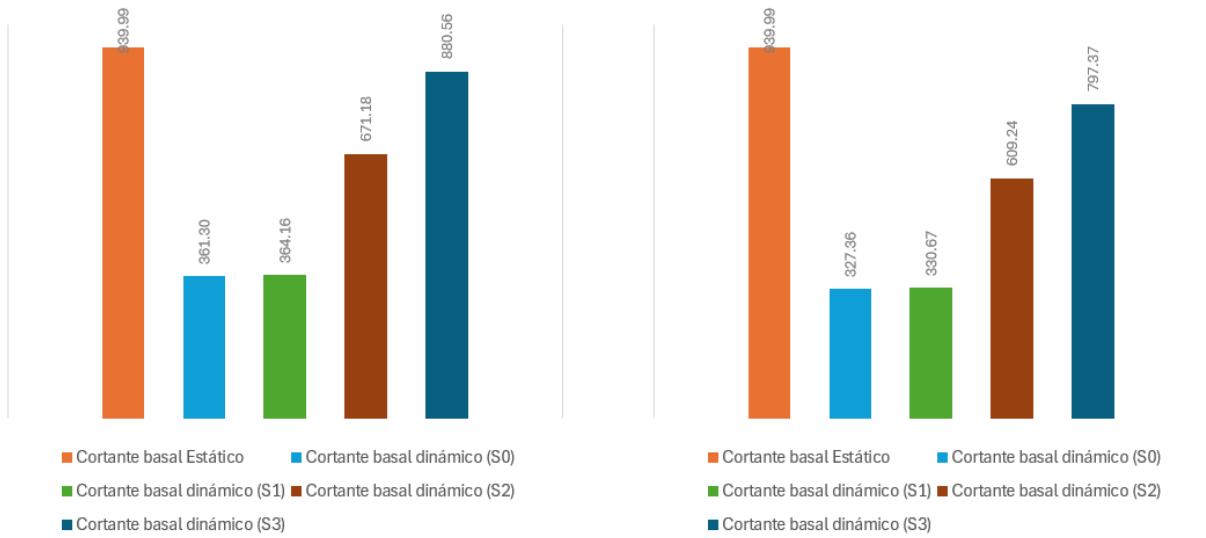


Figura B.7. Verificación de cortante basal, edificación de 7 niveles

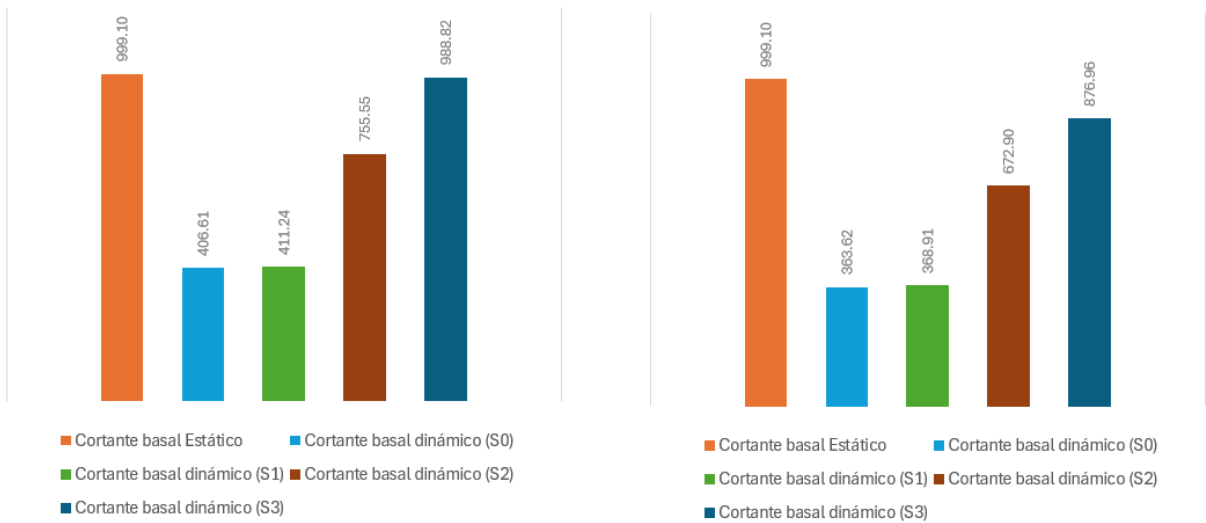


Figura B.8. Verificación de cortante basal, edificación de 9 niveles

Los resultados del análisis del cortante basal dinámico para los diferentes tipos de suelo muestran que su influencia en el diseño estructural es menos pronunciada de lo esperado. Esto se debe a que los valores obtenidos deben ser ajustados al cortante basal estático, y en todos los casos, los valores de cortante basal dinámico permanecen por debajo del límite del cortante basal estático. Esta observación sugiere un comportamiento controlado en términos de corte para las edificaciones estudiadas, la mayoría de las cuales son de mediana altura.

Esta discrepancia entre el cortante basal dinámico y estático indica que otros factores, como la rigidez de la estructura y la respuesta del suelo, pueden ejercer una mayor influencia en el comportamiento sísmico de las edificaciones. La estabilidad de las estructuras ante cargas sísmicas parece estar menos determinada por las características específicas del suelo y más por la capacidad de la estructura para resistir y redistribuir las fuerzas generadas por el terremoto.

Estos hallazgos resaltan la importancia de considerar no solo las propiedades del suelo, sino también la respuesta global de la estructura al analizar y diseñar edificaciones en áreas sísmicamente activas. Un enfoque integral que tome en cuenta la interacción suelo-estructura puede proporcionar una evaluación más precisa del comportamiento sísmico y asegurar la seguridad y estabilidad de las edificaciones en tales condiciones.