



**UNIVERSIDAD
DEL AZUAY**

**FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**Evaluación Del Desempeño Sísmico De Un Edificio De Marcos Intermedios
De Concreto Reforzado Para Niveles De Amenaza Sísmica De 72, 475 y
2500 Años**

**TRABAJO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL GRADO ACADÉMICO
DE:**

INGENIERO CIVIL

AUTORES:

MARÍA EMILIA ROMERO.

DANIELA FERNANDA MOROCHO.

DIRECTOR:

ING. MATEO NARVAEZ.

CUENCA-ECUADOR

2026

DEDICATORIA

A mi madre, Janeth Pino, por ser una mujer fuerte y admirable, el pilar fundamental de mi vida y mi guía a lo largo de este trayecto; por cada consejo y cada abrazo brindado tanto en los momentos buenos como en los difíciles.

A mis abuelitos, Ricardo Pino y Mariana Mora, quienes han sido como unos padres para mí y, con su infinito amor, me han guiado en cada etapa de mi vida.

Hoy soy el reflejo de ustedes, de su crianza llena de amor, valores y humildad. Por ello, dedico este trabajo a ustedes, en agradecimiento por su confianza en mí y por su apoyo incondicional.

Daniela Fernanda Pino.

DEDICATORIA

A mis padres, Robert y Patricia, por ser mi mayor inspiración y el pilar fundamental de este logro, por su amor, sacrificio y apoyo incondicional a lo largo de todo este camino, por inculcarme valores y enseñanzas que han guiado cada uno de mis pasos; a mi familia, por su apoyo constante y comprensión; y a todas aquellas personas que, de una u otra manera, me brindaron su ayuda, motivación y confianza para culminar esta etapa tan importante de mi vida.

María Emilia Romero.

AGRADECIMIENTO

Quiero agradecer a Dios por guiarme y poner a las personas correctas en mi camino.

A toda mi familia por el cariño constante que siempre me han brindado.

A mi mami y abuelitos por su amor y sacrificio durante todos estos años.

A mis tíos, en especial a Jovany, Merita y Danny, por su apoyo incondicional y por confiar en mí desde el primer momento de este proceso.

A mis amigas, por acompañarme en este proceso, por su amistad y ayuda incondicional en todo momento.

A mi compañera Emilia, por su amistad sincera desde el inicio de este largo camino.

Al ingeniero Mateo Narváez, por su paciencia, orientación y valioso acompañamiento en el desarrollo de este trabajo.

Daniela Fernanda Pino.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por brindarme la vida, la salud y la fortaleza necesaria para culminar este importante logro. A mis padres, por su cariño, sacrificio y respaldo permanente. De igual manera, agradezco a mi director de tesis Ing. Mateo Narváez por su valiosa orientación y dedicación durante todo el proceso de investigación, siendo un pilar fundamental para la culminación de este trabajo.

María Emilia Romero.

Índice de contenido

DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTO	iii
RESUMEN	xii
ABSTRACT.....	xiii
INTRODUCCIÓN	1
PROBLEMÁTICA Y JUSTIFICACIÓN	2
OBJETIVO GENERAL.....	3
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
METODOLOGIA.....	3
CAPITULO I	5
MODELACIÓN Y DISEÑO ESTRUCTURAL	5
1. Descripción General.....	5
1.1. Descripción de edificio.....	5
1.2. Normativa aplicada	6
1.3. Propiedades de los Materiales	7
1.4. Cargas aplicadas	8
1.4.1. Carga muerta.....	8
1.4.2. Carga viva	8
1.4.3. Carga sísmica	8
1.5. Combinaciones de Carga.....	9
1.6. Espectro de Diseño.....	9
1.6.1. Factor de Zonificación	10
1.6.2. Tipo de Suelo	10
1.6.3. Parámetros del espectro elástico diseño.....	10
1.6.3.1. Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.....	10
1.6.3.2. Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto	11
1.6.4. Obtención del espectro de diseño	11
1.6.5. Factor de Importancia	12
1.6.6. Factor de Reducción de Respuesta	12
1.7. Cortante Basal	12

1.7.1.	Periodo aproximado de vibración	13
1.7.2.	Coefficiente de configuración en planta y elevación	13
2.	Análisis estructural.....	14
2.1.	Modos.....	14
2.2.	Derivas	17
3.	Diseño estructural	19
3.1.	Losa	19
3.2.	Viga	20
3.2.1.	Diseño por flexión.....	20
3.2.2.	Diseño por corte.....	21
3.2.3.	Disposición de Acero Viga.....	22
3.3.	Columna	24
3.3.1.	Disposición de Acero Columna	26
3.4.	Nudos	28
	CAPITULO II.....	30
	EVALUACIÓN NO LINEAL	30
1.	Análisis estático no lineal	31
2.	Rótulas plásticas en Elementos Viga – Columna.....	32
2.1.	Rótulas en Vigas.....	33
2.2.	Rótulas en Columnas.....	37
3.	Curva de Capacidad	42
4.	Efectos P-Delta	42
5.	Niveles de amenaza sísmica.....	42
5.1.	Curvas de peligro sísmico	44
5.2.	Espectro de diseño para periodo de retorno de 72 años	44
5.3.	Espectro de diseño para periodo de retorno de 475 años	45
5.4.	Espectro de diseño para periodo de retorno de 2500 años	45
6.	Análisis por desempeño	46
6.1.	Niveles de desempeño.....	46
6.2.	Método de los coeficientes.....	47
6.3.	Periodo efectivo.....	49
6.4.	Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a la fluencia.....	49

6.5.	Desplazamiento objetivo	50
6.5.1.	Coeficiente C_0	50
6.5.2.	Coeficiente C_1	51
6.5.3.	Coeficiente C_2	52
6.6.	Representación bilineal de la Curva de Capacidad	53
6.7.	Desplazamiento objetivo para periodos de retorno	55
	CAPITULO III.....	57
	ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL.....	57
7.	Curva de capacidad con efectos P-Delta.....	57
8.	Ductilidad.....	58
9.	Sobrerresistencia	59
10.	Puntos de desempeño	59
10.1.	Puntos de desempeño para distintos niveles de amenaza sísmica	60
10.2.	Comportamiento estructural	62
11.	Deriva Global.....	62
11.1.	Deriva Global para 72 años	63
11.2.	Deriva Global para 475 años.	63
11.3.	Deriva Global para 2500 años	64
1.	Daño local	65
1.1.	Periodo de retorno de 72 años	65
1.2.	Periodo de retorno de 475 años	65
1.3.	Periodo de retorno de 2500 años	66
2.	Evaluación del desempeño sísmico	67
	CONCLUSIONES	69
	RECOMENDACIONES.....	71
	BIBLIOGRAFÍA	72
	ANEXOS	72

Índice de Ilustraciones

Ilustración 1: Vista en planta	5
Ilustración 2: Vista en Elevación	6
Ilustración 3: Espectro sísmico elástico de aceleraciones	9
Ilustración 4: Espectro de diseño.....	11
Ilustración 5: Configuración estructural	14
Ilustración 6: Modo 1	16
Ilustración 7: Modo 2	16
Ilustración 8: Modo 3	17
Ilustración 9: Deriva elástica e inelástica.....	18
Ilustración 10: Losa nervada	19
Ilustración 11: Sección transversal Viga 1: 30cm x 50cm.....	23
Ilustración 12: Sección transversal Viga 2: 30cm x 45cm.....	24
Ilustración 13: Sección transversal Viga 3: 30cm x 40cm.....	24
Ilustración 14: Sección columna 1: 70cm x 70cm	27
Ilustración 15: Sección columna 2: 60cm x 60cm	27
Ilustración 16: Sección columna 3: 40cm x 40cm	27
Ilustración 17: Distribución de Vigas y Columnas.....	29
Ilustración 18: Proceso de análisis pushover	32
Ilustración 19: Curva Momento-Rotación.....	32
Ilustración 20: Rótula Viga V1	35
Ilustración 21: Rótula Viga V2	36
Ilustración 22: Rótula Viga V3	37
Ilustración 23: Rótula Plástica Columna C1	39
Ilustración 24: Rótula Plástica Columna C2.....	40
Ilustración 25: Rótula Plástica Columna C3.....	41
Ilustración 26: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.....	43
Ilustración 27: Curva de peligro sísmico para Cuenca	44
Ilustración 28: Espectros de periodos de retorno	46
Ilustración 29: Niveles de desempeño	47
Ilustración 30: Idealización de Curva Capacidad	48
Ilustración 31: Bilinealización de la curva de capacidad para un periodo de retorno de 72 años	53
Ilustración 32: Bilinealización de la curva de capacidad para un periodo de retorno de 475 años.....	54
Ilustración 33: Bilinealización de la curva de capacidad para un periodo de retorno de 2500 años.....	55
Ilustración 34: Comparación de curvas de capacidad.....	57
Ilustración 35: Ductilidad	58

Ilustración 36: Sobrerresistencia	59
Ilustración 37: Punto de desempeño para 72 años	61
Ilustración 38: Punto de desempeño para 475 años	61
Ilustración 39: Punto de desempeño para 2500 años.....	62
Ilustración 40: Deriva para 72 años.....	63
Ilustración 41: Deriva para 475 años.....	64
Ilustración 42: Deriva para 2500 años	64
Ilustración 43: Distribución de rótulas plásticas para un período de retorno de 72 años	65
Ilustración 44: Distribución de rótulas plásticas para un período de retorno de 475 años	66
Ilustración 45: Distribución de rótulas plásticas para un período de retorno de 2500 años	67
Ilustración 46: Objetivos de desempeño	67
Ilustración 47: Evaluación del desempeño estructural.....	68

Índice de Tablas

Tabla 1: Metraje de cargas	8
Tabla 2: Modos de vibrar	15
Tabla 3: Derivas	18
Tabla 4: Momentos Últimos en Vigas.....	20
Tabla 5: Cortantes Últimos de Viga	22
Tabla 6: Detallamiento de vigas.....	23
Tabla 7: Momentos y Cortante Últimos en Columna	25
Tabla 8: Detallamiento de Columnas	26
Tabla 9: Cortante Ultimo en Nudos	29
Tabla 10: Modelación de Vigas.....	34
Tabla 11: Parámetros de vigas.....	34
Tabla 12: Parámetros de Modelación de Columna C1.....	39
Tabla 13: Parámetros de Modelación de Columna C2.....	40
Tabla 14: Parámetros de Modelación de Columna C3.....	41
Tabla 15: Niveles de amenaza sísmica.....	43
Tabla 16: Coeficiente C2	49
Tabla 17: Coeficiente C ₀	51
Tabla 18: Coeficiente C ₁	52
Tabla 19: Coeficiente C ₂	53

Índice de Ecuaciones

Ecuación 1: Módulo de elasticidad para concreto de peso normal.....	7
Ecuación 2: Cortante Basal.....	12
Ecuación 3: Periodo aproximado.....	13
Ecuación 4: Deriva inelástica.....	17
Ecuación 5: Momento nominal de Viga.....	21
Ecuación 6: Cortante ultimo de Viga.....	21
Ecuación 7: Cortante nominal en Viga.....	22
Ecuación 8: Cortante Ultimo de Columna.....	25
Ecuación 9: Cortante nominal en Columna.....	25
Ecuación 10: Cortante Ultimo en Nudo.....	28
Ecuación 11: Rótulas en Vigas Condición 1.....	33
Ecuación 12: Rótulas en Vigas Condición 3.....	33
Ecuación 13: Rótulas en Columnas Condición 1.....	38
Ecuación 14: Rótulas en Columnas Condición 2.....	38
Ecuación 15: Periodo efectivo.....	49
Ecuación 16: Relación de Resistencia.....	49
Ecuación 17: Desplazamiento objetivo.....	50
Ecuación 18: Coeficiente C_0	51
Ecuación 19: Coeficiente C_1	52
Ecuación 20: Coeficiente C_2	52
Ecuación 21: Ductilidad.....	58
Ecuación 22: Sobrerresistencia.....	59

RESUMEN

En el presente trabajo de titulación se realiza el diseño y la evaluación del comportamiento sísmico de un edificio de ocho pisos de hormigón armado, estructurado mediante pórticos intermedios. La edificación corresponde a un arquetipo idealizado ubicado en la ciudad de Cuenca. En este contexto, se desarrolla el diseño por capacidad con el propósito de garantizar una adecuada jerarquía de falla. El diseño cumple con los requisitos establecidos en la NEC-15 y el ACI 318-19.

Para el análisis estructural se emplea un procedimiento estático no lineal tipo Pushover, con el objetivo de evaluar el desempeño sísmico global de la edificación más allá del rango elástico. Además, se analizan los niveles de desempeño de la estructura frente a distintos escenarios de amenaza sísmica.

Palabras clave: rótulas plásticas, pushover, curva de capacidad, periodo de retorno, nivel de desempeño.

ABSTRACT

In the thesis presented, the design and evaluation of the seismic behavior of an eight story structure are carried out. The building is composed of reinforced concrete and structured using intermediate moment resisting frames, and is located in the city of Cuenca. In this context, a capacity design approach is developed in order to ensure an adequate failure hierarchy. The design complies with the requirements established in NEC-15 and ACI 318-19.

For the structural analysis, a nonlinear static procedure known as Pushover analysis is employed with the goal of evaluating the overall seismic performance of the structure, beyond the elastic range. Furthermore, the performance levels of the structure under different seismic hazard scenarios are analyzed.

Keywords: plastic hinges, pushover, capacity curve, return period, performance level.

INTRODUCCIÓN

Ecuador es considerado un país altamente sísmico debido a su ubicación en el Cinturón de Fuego del Pacífico, una región caracterizada por intensa actividad tectónica. En este contexto, el diseño estructural de edificaciones debe considerar de manera rigurosa los efectos generados por acciones sísmicas.

La ingeniería sísmica tiene como objetivo analizar y comprender el comportamiento de las estructuras frente a eventos sísmicos, con el fin de predecir su respuesta y minimizar la probabilidad de colapso. Normativas como la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 y el ACI 318-19 incorporan metodologías y requisitos que permiten reducir la incertidumbre asociada al comportamiento estructural bajo este tipo de sollicitaciones.

Tradicionalmente, la mayoría de las edificaciones se diseñan mediante el método basado en fuerzas (DBF), el cual consiste en calcular fuerzas sísmicas equivalentes y dimensionar los elementos estructurales para resistirlas. Sin embargo, este enfoque presenta limitaciones importantes debido a su enfoque elástico.

Dentro de este método, el factor de reducción de respuesta (R) permite disminuir las fuerzas sísmicas de diseño en función de la ductilidad, la sobrerresistencia y la redundancia esperada de la estructura. Asimismo, el DBF se fundamenta en la regla de iguales desplazamientos, la cual asume que la deformación de un sistema elástico es equivalente a la de un sistema inelástico sometido al mismo sismo. No obstante, esta simplificación no representa adecuadamente el comportamiento real, ya que durante un evento sísmico las estructuras experimentan deformaciones plásticas, degradación de rigidez y disipación de energía, fenómenos que el análisis elástico no puede capturar con precisión.

Ante estas limitaciones, la NEC introduce el método basado en desplazamientos (DBD) como una alternativa al enfoque tradicional. Este método parte de un desplazamiento objetivo, definido en función del nivel de daño aceptable, y permite determinar la rigidez y resistencia necesarias para alcanzar un desempeño estructural deseado frente a distintos niveles de amenaza sísmica. A diferencia del enfoque basado en fuerzas, el DBD permite un control directo de los desplazamientos estructurales.

Además, este procedimiento facilita la obtención de la curva de capacidad de la estructura y la identificación de la secuencia de formación de rótulas plásticas. A partir de este

análisis, es posible estimar el nivel de desempeño estructural del edificio frente a diferentes estados límite.

PROBLEMÁTICA Y JUSTIFICACIÓN

Ecuador se encuentra ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico, una zona caracterizada por una alta actividad sísmica. Se genera principalmente mediante el proceso de subducción de la Placa Nazca hacia el Este, esta placa al ser más rígida y fuerte se introduce por debajo de la Placa Sudamericana, por ello en la costa ecuatoriana el punto de origen de un terremoto es muy cercano a la corteza terrestre, sin embargo, en la región oriental el desprendimiento de la placa se suele dar en profundidades mayores (Aguilar, 2008).

El diseño estructural de edificaciones en Ecuador debe cumplir con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), la cual establece los requisitos mínimos para seguridad de vida ante una amenaza sísmica rara, correspondiente a un periodo de retorno de 475 años. La norma busca garantizar que las estructuras soporten el sismo sin colapsar y con daños controlados. Sin embargo, no contempla explícitamente el diseño frente a sismos más frecuentes, asociados a periodos de retorno de 72 años, bajo el supuesto de que las estructuras permanecen dentro del rango elástico ante este nivel de demanda.

A pesar de los avances normativos en ingeniería sísmica, los daños observados en edificaciones tras terremotos recientes como lo es el del 16 de abril del 2016 en donde el epicentro fue en Pedernales, Provincia de Manabí con una magnitud de 7.8 Mw, este sismo registro varias viviendas colapsadas (Secretaría Nacional de Riesgos, 2016). Esto demuestra que el diseño tradicional, centrado exclusivamente en la seguridad de las personas, es insuficiente para garantizar la funcionalidad y operatividad de las estructuras. Frente a esta limitación, surge el diseño sísmico basado en desempeño, un enfoque que permite evaluar el comportamiento estructural ante distintos niveles de amenaza sísmica y definir objetivos específicos que limiten los daños admisibles.

En este contexto, el presente trabajo se enfoca en el diseño de un edificio utilizando pórticos de momento intermedios, un sistema estructural caracterizado por una ductilidad limitada y, por lo tanto, un factor R menor que el de los pórticos especiales. Este reduce las cargas sísmicas de diseño en función de la ductilidad y capacidad de disipación de energía del sistema estructural. Sin embargo, esta reducción puede generar una subestimación de los efectos de sismos frecuentes o moderados, los cuales pueden inducir niveles de daño no contemplados en el proceso de diseño convencional.

Asimismo, se propone verificar el comportamiento estructural mediante un análisis no lineal estático (pushover). Este análisis permite obtener la curva de capacidad de la estructura, a partir de la cual es posible identificar los niveles de daño y evaluar la respuesta ante distintas demandas sísmicas.

OBJETIVO GENERAL

- Evaluar el desempeño sísmico de un edificio de marcos intermedios de concreto reforzado para niveles de amenaza sísmica de 72, 475 y 2500 años.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Diseñar un edificio de 8 pisos formado por marcos intermedios de concreto reforzado según ACI 318 Y NEC 15
- Realizar el análisis no lineal del edificio, evaluando su comportamiento para periodos de retorno de 72, 475 y 2500 años.
- Evaluar el desempeño estructural y comparar los resultados.

METODOLOGIA

El presente proyecto inicia definiendo la geometría, ocupación, cargas de diseño para realizar el prediseño de un edificio de ocho pisos formado por pórticos intermedios de concreto reforzado, siguiendo los requerimientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) y la ACI 318. Se adopta un sistema de pórticos intermedios, que es adecuado para zonas de sismicidad moderada y proporciona ductilidad suficiente frente a movimientos sísmicos.

Se procede a modelar la estructura en el software ETABS, una herramienta que permite analizar, diseñar y optimizar el comportamiento estructural de una edificación bajo diferentes condiciones de carga. Una vez completado el diseño, se realiza la evaluación del desempeño sísmico del sistema, con el fin de verificar que los desplazamientos, deformaciones y esfuerzos se mantengan dentro de los límites establecidos por la normativa sismorresistente vigente.

A continuación, se determinan los espectros de diseño correspondientes a los distintos períodos de retorno sísmico (72, 475 y 2500 años), obtenidos a partir de la curva de peligro sísmico de la zona. Estos espectros representan la respuesta máxima esperada de un sistema elástico con diferentes periodos de vibración ante un sismo y sirven como base para evaluar el desempeño estructural del edificio. En la ASCE 41-13 nos menciona los niveles de desempeño estructural Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención de Colapsos, mediante ello establece un límite de daño para el edificio.

La evaluación por desempeño se realiza mediante el método no lineal estático (Pushover) según la ASCE 41. Este procedimiento permite obtener las curvas de capacidad de la estructura, así como los desplazamientos y cortante basal generados a medida que se incrementan las fuerzas laterales hasta superar el límite elástico, simulando un eventual colapso.

Finalmente, se realiza la comparación y evaluación del desempeño de la estructura para cada período de retorno sísmico, identificando que los puntos críticos del edificio se mantengan dentro del rango de ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso correspondiente a su periodo de retorno. De esta manera, se determina si la estructura cumple con los niveles de desempeño estructural y con los criterios normativos requeridos.

CAPITULO I

MODELACIÓN Y DISEÑO ESTRUCTURAL

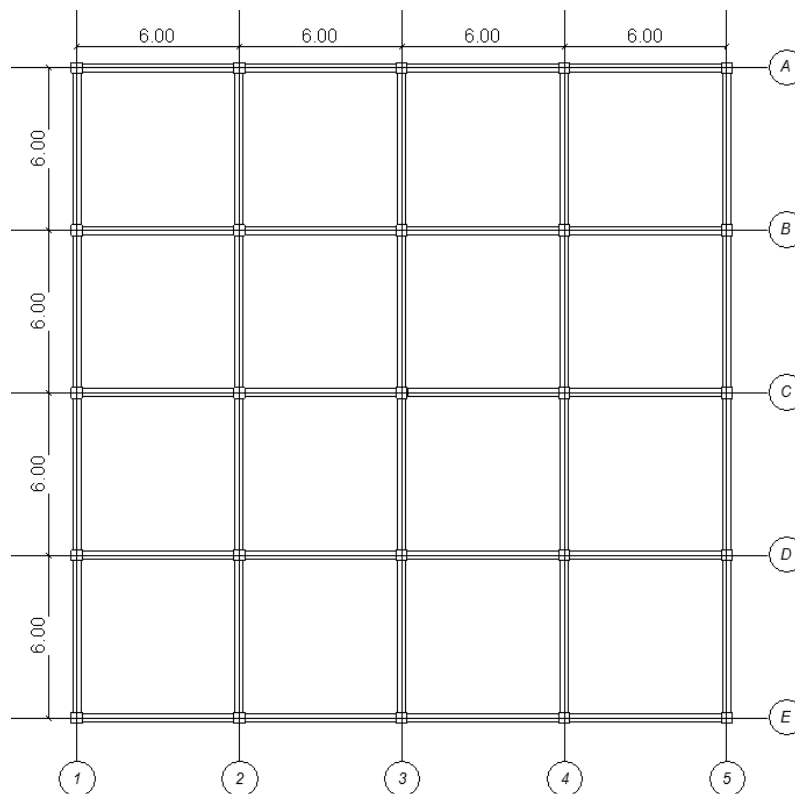
1. Descripción General

1.1. Descripción de edificio

La edificación corresponde a un arquetipo teórico desarrollado con fines de análisis y diseño estructural. Su localización se establece de manera referencial en la ciudad de Cuenca en la provincia del Azuay. Su uso está destinado a vivienda multifamiliar, concebida como un edificio departamental.

Desde el punto de vista estructural, la edificación se configura mediante un sistema estructural aporricado de hormigón armado, organizado a partir de una retícula ortogonal de ejes identificados con letras (A–E) y números (1–5). La separación entre ejes es uniforme, con una modulación de 6.00 m en ambas direcciones, como se puede observar en la Ilustración 3, lo que permite una distribución regular de columnas ubicadas en cada intersección. Esta disposición genera una planta estructural simétrica.

Ilustración 1: Vista en planta

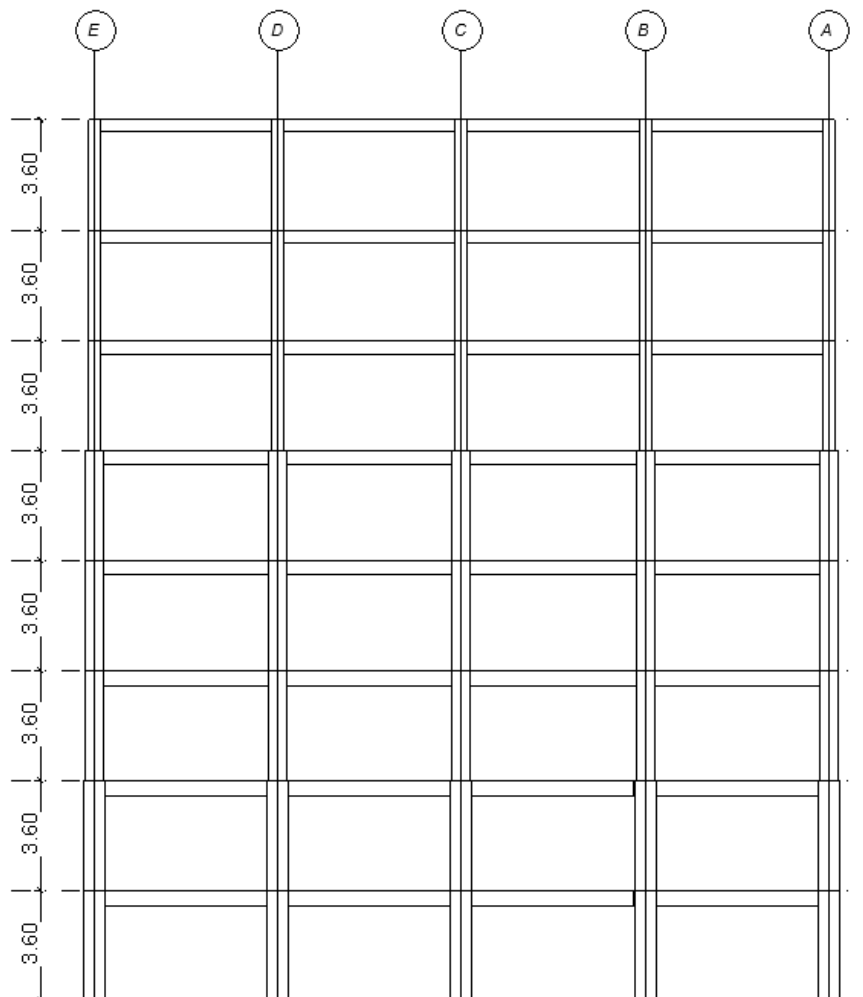


Fuente: Autores

En la Ilustración 4, la estructura se desarrolla en nueve niveles, desde la cota 0.00 m (Nivel 1) hasta 28.80 m (Nivel 9), con una altura constante de entrepiso de 3.60 m.

La edificación cuenta con ocho niveles, con un área de construcción de 576 m² por piso, lo que da como resultado un área total de 4 608 m². La superficie se distribuye de manera uniforme en cada nivel, manteniendo la misma configuración en planta a lo largo de toda la edificación.

Ilustración 2: Vista en Elevación



Fuente: Autores

1.2. Normativa aplicada

Para el desarrollo del presente trabajo se emplean como base técnica y normativa la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), el ACI 318 y el ASCE 41-13, documentos fundamentales para el análisis, diseño y evaluación del desempeño estructural de edificaciones de hormigón armado.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) constituye el principal marco regulatorio a nivel nacional, estableciendo los parámetros mínimos de diseño sísmico, cargas, combinaciones de carga y requisitos generales de seguridad estructural. Considerando las amenazas sísmicas, condiciones geotécnicas y exigencias de seguridad propias del país.

Por su parte, el ACI 318 (Building Code Requirements for Structural Concrete) se emplea como referencia complementaria para el diseño y dimensionamiento de elementos de hormigón armado, especialmente en aquellos aspectos relacionados con resistencia, detallado del refuerzo, ductilidad y requisitos constructivos. Su utilización resulta relevante debido a que la normativa ecuatoriana no desarrolla de manera detallada ciertos criterios para el diseño de pórticos intermedios.

Asimismo, el ASCE 41-13 (Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings) proporciona la metodología necesaria para la evaluación del desempeño sísmico mediante procedimientos no lineales, permitiendo analizar la respuesta estructural frente a diferentes niveles de amenaza sísmica y clasificar su comportamiento en estados de desempeño como Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención de Colapso.

1.3. Propiedades de los Materiales

Para el dimensionamiento estructural se considera un hormigón de peso normal con una resistencia característica a la compresión de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$. En cuanto al acero de refuerzo, se emplea un material con límite de fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

De acuerdo con lo establecido en el ACI 318-19, capítulo 19.2.2.1(b), para concreto de peso normal el módulo de elasticidad del hormigón se puede calcular en función de la resistencia a compresión ($f'c$).

$$E_c = 15100 * \sqrt{f'c}$$

Ecuación 1: Módulo de elasticidad para concreto de peso normal

Fuente: ACI 318-19,2019

Adicionalmente, para el acero de refuerzo se adopta un módulo de elasticidad de $E_s = 210000 \text{ MPa}$, mientras que el módulo de elasticidad del concreto se determina mediante la Ecuación 1, obteniéndose un valor de $E_c = 24628 \text{ MPa}$.

1.4. Cargas aplicadas

1.4.1. Carga muerta

La carga muerta corresponde al peso propio de todos los elementos que conforman la edificación y de aquellos componentes fijos que no se desplazan ni se retiran como peso de losas vigas, columnas, acabados, mampostería entre otros. Para el diseño del edificio se planteó una carga muerta de 3 kN/m², correspondiente al siguiente metraje de cargas.

Tabla 1: Metraje de cargas

CARGA MUERTA ADICIONAL		
CERAMICA	0,2	KN/m ²
CIELO RASO	0,2	KN/m ²
PARED INTERNA	1	KN/m ²
PARED EXTERNA	0,72	KN/m ²
MORTERO	0,65	KN/m ²
INSTALACIONES	0,23	KN/m ²

Fuente: Autores

1.4.2. Carga viva

Se refiere al peso de los elementos móviles que soporta la estructura, tales como personas, mobiliario, equipos y accesorios, entre otros. La Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) establece los valores de carga viva en función del tipo de uso de la edificación. En el presente caso, al tratarse de un edificio de uso residencial, se adopta una carga viva de 2 kN/m² para el diseño.

1.4.3. Carga sísmica

Se define como la fuerza lateral aplicada en una estructura debido a la liberación de energía acumulada en la corteza terrestre, lo que genera un movimiento brusco del suelo. Se determina a partir del espectro de aceleraciones, considerando parámetros como el peso sísmico, el período de vibración, importancia y regularidad de la estructura.

1.5. Combinaciones de Carga

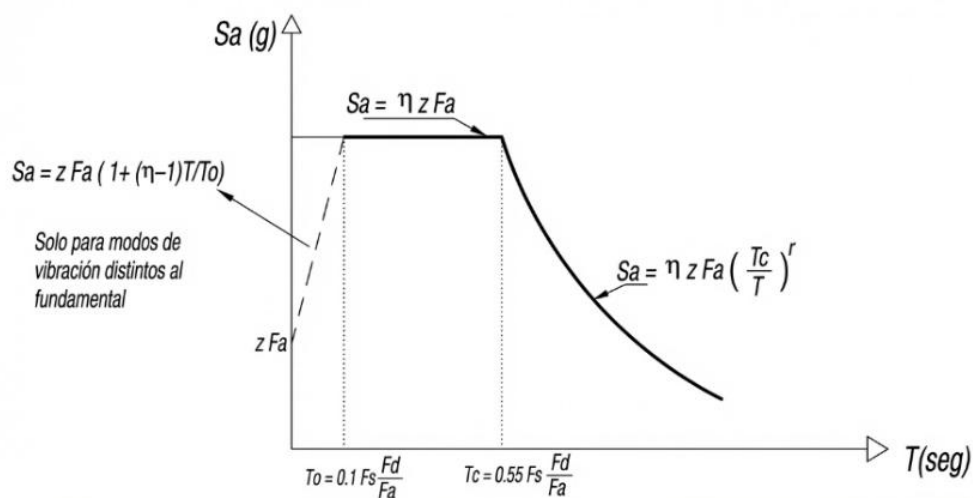
Para el diseño de los elementos de concreto armado se deben utilizar las siguientes combinaciones de carga, determinadas mediante la metodología de diseño por resistencia (LRFD). Dichas combinaciones se establecen conforme a lo dispuesto en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), la cual define los factores de carga aplicables a las acciones gravitacionales y accidentales que actúan sobre la estructura.

1. 1.4D
2. 1.2D + 1.6L+0.5max [L; S; R]
3. 1.2D +1E+L+0.2S
4. 0.9D+1.0E

1.6. Espectro de Diseño

El espectro elástico de aceleraciones se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad y el periodo de vibración, así como se muestra en la Ilustración 3 (NEC-SE-DS, 2015). El espectro se diseña con el objetivo de que tanto las estructuras nuevas como las existentes tengan la capacidad de resistir sismos futuros. Este debe ser representativo de los movimientos del terreno registrados en el sitio durante eventos sísmicos pasados. En ausencia de registros locales, este puede construirse a partir de datos obtenidos en sitios con condiciones geológicas y geotécnicas similares, de modo que refleje de manera razonable el comportamiento sísmico esperado(Chopra, 2014).

Ilustración 3: Espectro sísmico elástico de aceleraciones



Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.6.1. Factor de Zonificación

La normativa ecuatoriana establece la zonificación sísmica del país mediante el factor de zonificación (Z), el cual define seis zonas sísmicas con sus respectivas especificaciones. El sitio de emplazamiento presenta un factor de zonificación $Z = 0.25$ g, lo que ubica a la edificación en la Zona Sísmica 2, según la clasificación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). En consecuencia, el área se caracteriza por un nivel de peligro sísmico alto.

1.6.2. Tipo de Suelo

La edificación se encuentra emplazada sobre un suelo clasificado como Tipo C, conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). Este tipo de suelo corresponde a suelos muy densos o roca blanda, los cuales presentan una capacidad portante adecuada y una respuesta sísmica intermedia.

Mediante el factor de zonificación y el tipo de suelo, en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 15), establecen los siguientes coeficientes de perfil de suelo los que nos permitirán determinar el espectro de diseño.

- Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto (F_a): 1.3
- Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (F_d): 1.28
- Comportamiento no lineal de los suelos (F_s): 0.94

1.6.3. Parámetros del espectro elástico diseño

Para la elaboración del espectro de diseño se requiere considerar diversos parámetros, los cuales se detallan a continuación:

1.6.3.1. Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado

Este parámetro se representa por la letra η , la NEC 15 detalla los siguientes valores según el tipo de región al que se aplica el estudio.

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

1.6.3.2. Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto

Este parámetro se representa por la letra r , la NEC 15 detalla los siguientes valores según el tipo de suelo donde está emplazado la estructura.

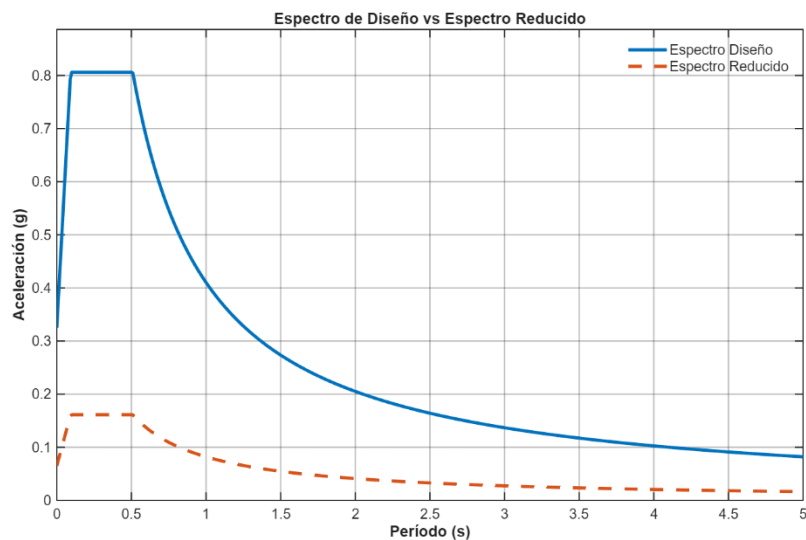
- $r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
- $r = 1.5$ para tipo de suelo E.

1.6.4. Obtención del espectro de diseño

Siguiendo las disposiciones establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 y considerando los parámetros previamente definidos, se construye el espectro de diseño elástico, el cual representa la demanda sísmica de la estructura en el rango lineal. Por su parte, el espectro reducido se obtiene mediante la aplicación del factor de reducción de respuesta (R), que considera la ductilidad, sobrerresistencia y capacidad de disipación de energía del sistema estructural.

En la Ilustración 14 se presentan conjuntamente el espectro de diseño elástico y el espectro reducido, evidenciándose la disminución de las aceleraciones espectrales como resultado del comportamiento inelástico esperado de la estructura.

Ilustración 4: Espectro de diseño



Fuente: Autores

1.6.5. Factor de Importancia

El factor de importancia (I) tiene como propósito amplificar las exigencias de diseño en edificaciones que, debido a su uso, ocupación o relevancia, deben asegurar un desempeño adecuado frente al sismo de diseño. De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-SE-DS Peligro Sísmico Parte 1 (2015), específicamente en la Tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura, se establece la clasificación de las edificaciones y los valores correspondientes del factor de importancia asignados a cada categoría. En este contexto, se adopta un valor de $I = 1.0$ para aquellas edificaciones que no se consideran esenciales ni especiales, es decir, que corresponden a estructuras de uso común.

1.6.6. Factor de Reducción de Respuesta

El factor de reducción de respuesta (R) permite disminuir las fuerzas sísmicas de diseño en función de la ductilidad, la sobrerresistencia y la redundancia esperada del sistema estructural. De acuerdo con la norma ASCE 7, para edificaciones conformadas por pórticos intermedios de concreto armado resistentes a momento, se adopta un valor de $R=5$.

1.7. Cortante Basal

El cortante basal corresponde a la fuerza sísmica horizontal total que se desarrolla en la base de una estructura debido a la acción de un sismo, evaluada bajo condiciones de cargas últimas (NEC-SE-DS, 2015). Se determina mediante la siguiente formula:

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \theta_p * \theta_e} * W$$

Ecuación 2: Cortante Basal

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

V: Cortante basal

I: Factor de importancia

R: Factor de reducción de respuesta

W: Carga sísmica

T_a: Periodo aproximado de vibración

$S_a(T_a)$: Aceleración en espectro de diseño

\emptyset_P y \emptyset_E : Coeficiente de configuración en planta y elevación

A partir de la Ecuación 2, el cortante basal se calculó considerando una masa sísmica de 3910.98 toneladas y una aceleración espectral de 0.36 g, resultando en un valor de 281.59 toneladas.

1.7.1. Periodo aproximado de vibración

El período aproximado de vibración se calcula utilizando la formulación propuesta por la NEC-SE-DS (2015), que relaciona la altura de la estructura con parámetros característicos del sistema estructural. Para este estudio, se consideran $C_t=0.0055$ y $\alpha=0.9$. Con una altura de 28.8 m, el período aproximado obtenido es de 1.132s

$$T_a = C_t * h^\alpha$$

Ecuación 3: Periodo aproximado

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

C_t : Coeficiente que depende el tipo de edificio

T_a : Periodo aproximado de vibración

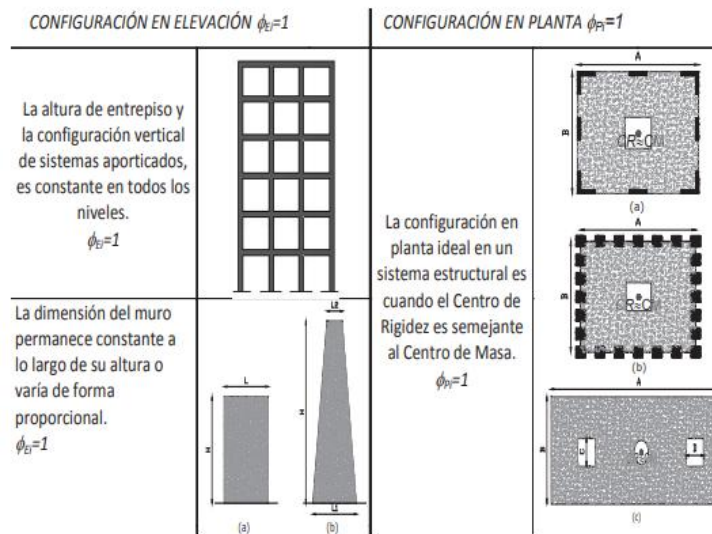
h : Altura máxima de la edificación

1.7.2. Coeficiente de configuración en planta y elevación

Una estructura se considera regular en planta y elevación cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad establecidas en la norma NEC-15. En caso contrario, dichas irregularidades se consideran mediante la aplicación de coeficientes de configuración estructural.

Para el presente edificio, se adopta un coeficiente de configuración igual a 1.0 tanto en planta como en elevación, debido a que la estructura cumple con los criterios de regularidad definidos en la NEC-15, tal como se muestra en la Ilustración 5. Este valor no altera las fuerzas sísmicas de diseño; sin embargo, cuando el coeficiente adopta valores distintos de la unidad, las acciones sísmicas se modifican en función del grado de irregularidad que presenta la edificación.

Ilustración 5: Configuración estructural



Fuente: NEC-SE-DS, 2015

2. Análisis estructural

2.1. Modos

Los modos de vibración están asociados a distintos periodos y muestran como una estructura responde durante un sismo. Es por ello, que es fundamental tomar en cuenta los modos. En especial, se debe considerar el valor del primer modo ya que este nos indica si la estructura tendrá un buen o mal comportamiento sísmico. El primer modo o también denominado modo fundamental coincide con la frecuencia propia del edificio. Es decir, es aquella a la que responderá de forma prioritaria e influyente, que junto con el segundo y tercer modo de vibración generalmente son los predominantes en el análisis dinámico de la estructura (Aguilar, 2012).

En la Tabla 2 se presentan los modos de vibración de la estructura, junto con sus correspondientes componentes de desplazamiento traslacional y rotacional. Asimismo, se incluyen los valores acumulados de participación modal en las direcciones, estos representan la fracción de masa efectiva movilizada en cada dirección

Tabla 2: Modos de vibrar

Modo	UX	UY	RX	RY	RZ	SumUX	SumUY
1	0,0006	0,7021	0,317	0,0003	0	0,0006	0,7021
2	0,7021	0,0006	0,0003	0,317	0	0,7026	0,7026
3	0	0	0	0	0,6996	0,7026	0,7026
4	0,0138	0,1217	0,2733	0,031	0	0,7165	0,8244
5	0,1217	0,0138	0,031	0,2733	0	0,8382	0,8382
6	0	0	0	0	0,1382	0,8382	0,8382
7	0,0302	0,0332	0,0583	0,053	0	0,8684	0,8714
8	0,0332	0,0302	0,053	0,0583	0	0,9016	0,9016
9	0	0	0	0	0,0629	0,9016	0,9016
10	0,0139	0,0176	0,0488	0,0385	0	0,9154	0,9191
11	0,0176	0,0139	0,0385	0,0488	0	0,933	0,933
12	0	0	0	0	0,0321	0,933	0,933
13	0,0085	0,0087	0,0209	0,0203	0	0,9415	0,9417
14	0,0087	0,0085	0,0203	0,0209	0	0,9502	0,9502
15	0	0	0	0	0,0173	0,9502	0,9502

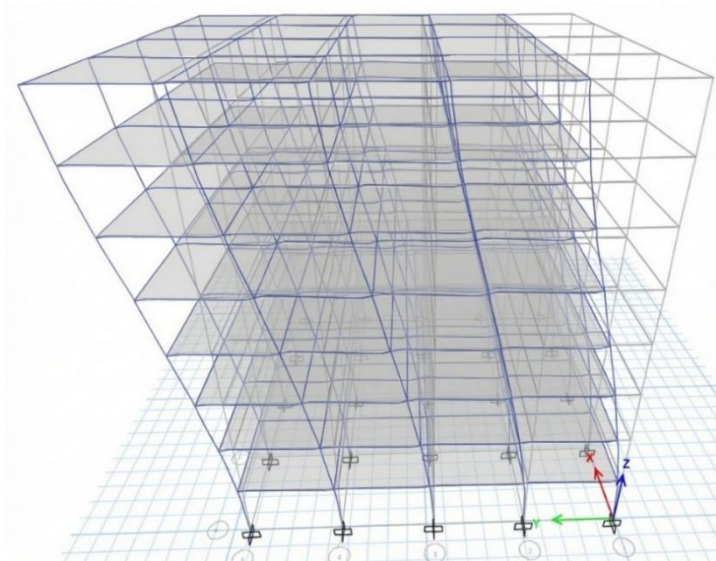
Fuente: Autores

Se observa que los modos 1 y 2 concentran una parte importante de la masa participativa en las direcciones principales UX y UY, evidenciando un comportamiento traslacional. El modo 3, en cambio, está dominado por la componente rotacional RZ, lo que indica una respuesta torsional.

A medida que aumenta el número de modos, la masa participativa acumulada se incrementa, alcanzando valores cercanos al 95% en ambas direcciones. La Norma Ecuatoriana de la Construcción dice que se debe involucrar al menos el 90 % de la masa participativa acumulada en cada dirección. Este criterio garantiza que el análisis modal incluya un número suficiente de modos de vibración para representar adecuadamente la respuesta dinámica de la estructura, evitando la subestimación de desplazamientos al considerar la mayor parte de la masa efectiva que participa durante un evento sísmico.

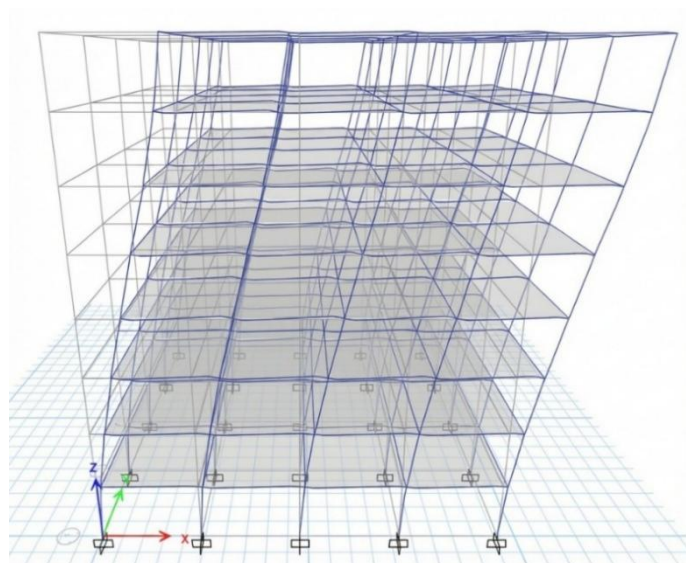
En las Ilustraciones 6, 7 y 8 se presentan los tres primeros modos de vibración de la estructura. El modo 1 corresponde a un movimiento traslacional en la dirección Y, el modo 2 muestra un comportamiento traslacional en la dirección X. Por su parte, el modo 3 presenta un comportamiento torsional alrededor del eje vertical, evidenciando una rotación de la planta estructural. Este tipo de respuesta tiene excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez.

Ilustración 6: Modo 1



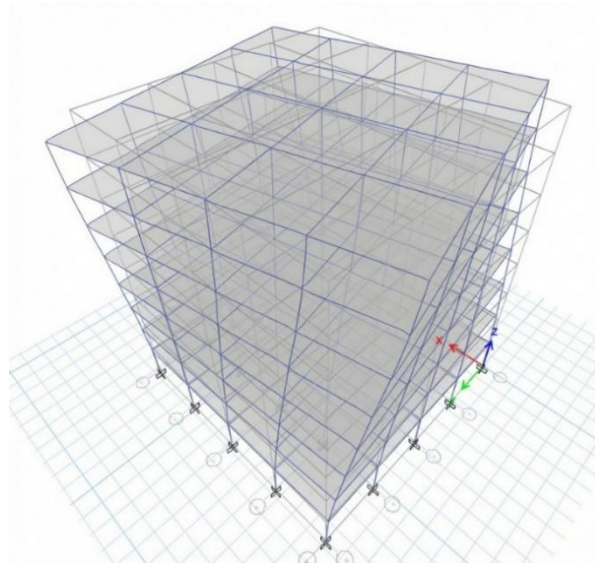
Fuente: Autores

Ilustración 7: Modo 2



Fuente: Autores

Ilustración 8: Modo 3



Fuente: Autores

2.2. Derivas

La deriva de entrepiso corresponde al desplazamiento lateral relativo entre pisos consecutivos de una estructura. Este parámetro se calcula como la diferencia entre los desplazamientos horizontales del nodo superior y el nodo inferior del entrepiso analizado (NEC-SE-DS, 2015).

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) contempla el control de deformaciones mediante el cálculo de las derivas inelásticas máximas de entrepiso. Lo efectúa a partir de la siguiente ecuación:

$$\Delta_I = 0.75 * R * \Delta_E$$

Ecuación 4: Deriva inelástica

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Δ_I : Deriva Inelástica

R: Factor de Reducción de Respuesta

Δ_E : Deriva Elástica

De acuerdo con la NEC, la deriva máxima permisible no debe exceder los límites establecidos para cada sistema estructural. En el caso de estructuras de hormigón armado, este límite corresponde al 2%.

La estructura presentó una deriva elástica de 0.53%. Para la determinación de la deriva inelástica, se empleó la Ecuación 4, obteniéndose un valor de 1.98%.

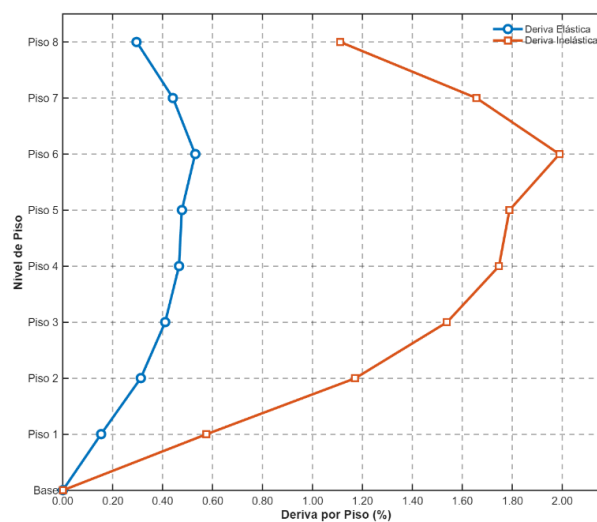
En la Tabla 3 se presentan las derivas elásticas e inelásticas por nivel, observándose que los valores máximos se concentran en los pisos intermedios, alcanzando su punto más crítico en el Piso 6. Asimismo, en la Ilustración 9 se muestra la gráfica correspondiente de la distribución de derivas por piso a lo largo de la altura del edificio.

Tabla 3: Derivas

Piso	Deriva elástica	Deriva inelástica
Piso 1	0,1532	0,5745
Piso 2	0,3123	1,171125
Piso 3	0,4103	1,538625
Piso 4	0,4658	1,74675
Piso 5	0,477	1,78875
Piso 6	0,5303	1,988625
Piso 7	0,4418	1,65675
Piso 8	0,2964	1,1115

Fuente: Autores

Ilustración 9: Deriva elástica e inelástica



Fuente: Autores

3. Diseño estructural

3.1. Losa

La estructura adopta una losa nervada, la misma que incorpora nervios y casetones, estructurados de la siguiente manera:

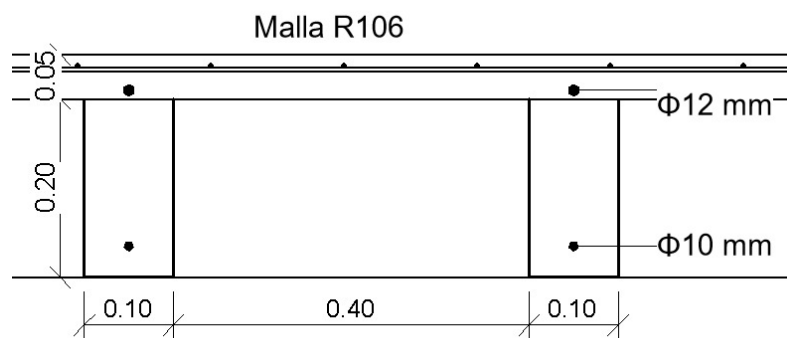
- Ancho de casetón = 40 cm
- Ancho del nervio = 10 cm
- Altura de la losa = 25 cm
- Espesor = 5 cm

La losa bidireccional presenta un sistema de refuerzo conformado por barras de acero de $\varnothing 10$ mm y $\varnothing 12$ mm, distribuidas en ambas direcciones, tal como se muestra en la Ilustración 9.

Adicionalmente, se especifica la colocación de una malla electrosoldada R-106, la cual cuenta con un área de acero de 106 mm^2 tanto en la dirección longitudinal como transversal, y un peso aproximado de 1.67 kg/m^2 . Este refuerzo se dispone con la finalidad de controlar los efectos de retracción y variaciones térmicas, contribuyendo a la limitación de la fisuración superficial del elemento de concreto.

El procedimiento de diseño de la losa bidireccional se presenta en el Anexo 1, donde se detalla el proceso de cálculo correspondiente.

Ilustración 10: Losa nervada



Fuente: Autores

3.2. Viga

Las vigas en pórticos intermedios se diseñan para resistir esfuerzos de flexión y cortante. Se procura que las vigas desarrollen mecanismos de disipación de energía, favoreciendo la formación de rótulas plásticas en sus extremos antes que en otros elementos estructurales.

Para el diseño del sistema estructural de vigas se adoptan tres tipologías de sección transversal, las cuales varían en función del nivel de la edificación. Esta variación responde a la disminución progresiva de las solicitaciones estructurales a medida que se asciende en altura.

En los niveles comprendidos entre el primer y el tercer piso, se emplean vigas con una sección transversal de 30 cm de base y 50 cm de peralte, para los pisos cuarto al sexto, se disponen vigas con sección de 30 cm de base y 45 cm de peralte. Finalmente, en los pisos séptimo y octavo, se utilizan vigas con una sección transversal de 30 cm de base y 40 cm de peralte.

3.2.1. Diseño por flexión

Para el diseño a flexión, se emplean los momentos derivados de las combinaciones de carga, los cuales fueron obtenidos mediante el software ETABS. En la Tabla 4 se resumen los valores últimos de estos esfuerzos para las tres tipologías de vigas.

Tabla 4: Momentos Últimos en Vigas

Tipo	M+ (ton *m)	M - (ton *m)
V30x50	12,83	28,76
V30x45	9,58	25,23
V30x40	7,33	17,58

Fuente: Autores

Para el diseño a flexión se debe verificar que la resistencia de diseño sea mayor o igual a la demanda solicitante $\phi M_n \geq M_u$. De acuerdo con ACI 318, se adopta un factor de reducción de resistencia $\phi = 0.9$ para elementos sometidos a flexión. El momento nominal M_n se determina mediante la siguiente expresión:

$$M_n = 0.85 * f'c * b * a * \left(d - \frac{a}{2}\right) + \left(6000 \frac{c - d'}{c} - 0.85f'c\right) * A'_s * (d - d')$$

Ecuación 5: Momento nominal de Viga

Fuente: ACI 318-19, 2019

$f'c$: Resistencia a la compresión del concreto

b: Base de la viga

a: Altura del bloque de compresión

d: Peralte efectivo

A'_s : Área de acero a compresión

d' : Distancia desde la fibra comprimida hasta el acero de compresión

c: Profundidad del eje neutro

Posteriormente, se procede al detallamiento del elemento conforme a los requisitos establecidos en ACI 318-19, verificando la cuantía mínima y máxima de refuerzo a flexión, los espaciamientos entre barras, los recubrimientos, así como las longitudes de desarrollo y anclaje del acero. Adicionalmente, se comprueba la correcta disposición del refuerzo longitudinal y transversal, especialmente en zonas críticas.

3.2.2. Diseño por corte

Para el diseño a corte, es necesario determinar el cortante último asociado al desarrollo de los momentos nominales en los extremos de la viga. De acuerdo con lo establecido en ACI 318-19, este se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{nj}}{L_n} + \frac{w_u * L_n}{2}$$

Ecuación 6: Cortante ultimo de Viga

Fuente: ACI 318-19, 2019

M_{ni} : Momento nominal resistente en el extremo i de la viga.

M_{nj} : Momento nominal resistente en el extremo j de la viga.

L_n : Distancia de viga entre caras de apoyos

w_u : Carga distribuida última

En la Tabla 5 se presentan los valores de cortante último calculados mediante la Ecuación 6 para cada tipología de viga.

Tabla 5: Cortantes Últimos de Viga

Tipo	V (ton)
V1	26,307
V2	25,095
V3	22,762

Fuente: Autores

En el diseño a corte de las vigas, se comprueba que la capacidad resistente del elemento sea suficiente frente a la demanda actuante, satisfaciendo la relación $\phi V_n \geq V_u$. Según lo establecido en ACI 318, se adopta un factor de reducción de resistencia $\phi=0.65$ para este tipo de sollicitación. La resistencia nominal a corte se expresa como:

$$V_n = V_c + V_s$$

Ecuación 7: Cortante nominal en Viga

Fuente: ACI 318-19, 2019

V_c : Resistencia de concreto

V_s : Resistencia de acero transversal

Con base en estas expresiones, se calcula el refuerzo transversal requerido, garantizando que la resistencia a corte del elemento satisfaga la demanda solicitante.

3.2.3. Disposición de Acero Viga

En esta sección se presenta la disposición del acero de refuerzo, definida a partir de los resultados del diseño estructural, considerando las configuraciones adoptadas para cada elemento.

La Tabla 6 presenta el detallamiento de las vigas del sistema estructural, indicando las separaciones adoptadas para cada tipología de viga diferenciando claramente las zonas críticas y la zona central del elemento.

La separación 1 corresponde a la disposición de estribos en las zonas extremas de la viga, donde se concentran los mayores esfuerzos cortantes y se requiere un mayor

confinamiento del concreto. La separación 2 se aplica en la zona central de la viga, donde los esfuerzos cortantes son menores y la Normativa Ecuatoriana de la Construcción permite una mayor separación entre estribos.

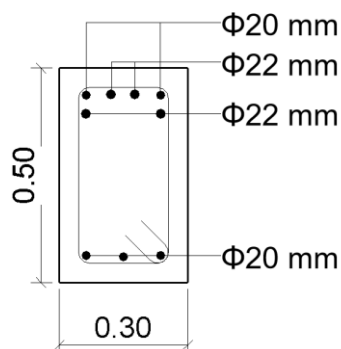
Tabla 6: Detallamiento de vigas

Tipo	Base	Altura	Estribo (mm)	Separación 1 (cm)	Separación 2 (cm)
V1	30	50	10	10	20
V2	30	45	10	10	20
V3	30	40	10	7,5	15

Fuente: Autores

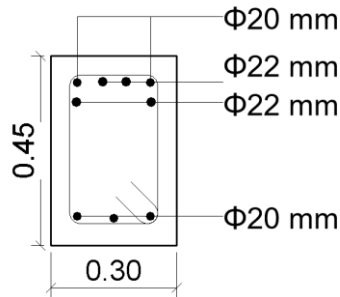
A continuación, en las Ilustraciones 11,12 y 13 se presentan las secciones transversales de las vigas estructurales, en las cuales se detalla la disposición del acero de refuerzo longitudinal. Se identifican las dimensiones de la sección, el número y diámetro de las varillas. Además, se observa que la base de las vigas permanece constante en todos los niveles, mientras que el peralte se reduce de manera progresiva conforme aumenta la altura de la estructura.

Ilustración 11: Sección transversal Viga 1: 30cm x 50cm



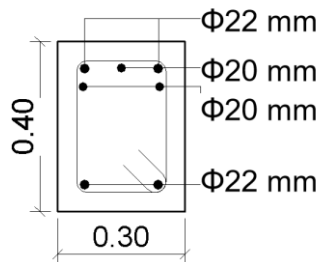
Fuente: Autores

Ilustración 12: Sección transversal Viga 2: 30cm x 45cm



Fuente: Autores

Ilustración 13: Sección transversal Viga 3: 30cm x 40cm



Fuente: Autores

Se adjunta en el Anexo 2 el desglose del cálculo de vigas detallando el procedimiento seguido para su diseño estructural.

3.3. Columna

Las columnas se diseñan para resistir la combinación de cargas axiales y momentos flectores, verificando su capacidad mediante diagramas de interacción. Se busca garantizar un comportamiento seguro evitando fallas frágiles.

Para el diseño del refuerzo longitudinal de las columnas, se adopta una cuantía mínima del 1% del área de la sección bruta, conforme a lo establecido en ACI 318-19. En cuanto al diseño a corte, se determinan las fuerzas cortantes a partir de los momentos resistentes obtenidos del diagrama de interacción P-M. En la Tabla 7 se detalla el momento y cortante asociado a cada tipología de columna. El cortante último se determina mediante la siguiente fórmula:

$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{nj}}{L_n}$$

Ecuación 8: Cortante Ultimo de Columna

Fuente: ACI 318-19, 2019

M_{ni} : Momento nominal resistente en el extremo i de la columna.

M_{nj} : Momento nominal resistente en el extremo j de la columna.

L_n : Distancia de columna entre caras de apoyo.

Tabla 7: Momentos y Cortante Últimos en Columna

Tipo	M (ton *m)	V (ton)
C70x70	137,289	76,27
C60x60	85,96	57,31
C40x40	34,16	21,35

Fuente: Autores

En el diseño a corte de las columnas, se evalúa que la resistencia del elemento sea adecuada frente a las solicitaciones actuantes, verificando el cumplimiento de la condición $\phi V_n \geq V_u$. De acuerdo con lo establecido en ACI 318-19, se adopta un factor de reducción de resistencia $\phi=0.75$ para elementos sometidos a corte en condiciones de compresión. La resistencia nominal a corte se determina como:

$$V_n = V_c + V_s$$

Ecuación 9: Cortante nominal en Columna

Fuente: ACI 318-19, 2019

V_c : Resistencia de concreto

V_s : Resistencia de acero transversal

A partir de esta relación, se procede al dimensionamiento del refuerzo transversal, asegurando que la capacidad a corte de la columna sea suficiente para resistir la demanda impuesta.

3.3.1. Disposición de Acero Columna

Mediante esto se determina que la estructura consta de tres tipologías de sección que varían en función de la altura del edificio. En los dos primeros pisos, se adoptan columnas con sección cuadrada de 70 cm × 70 cm, debido a las mayores solicitaciones generadas por la acumulación de cargas de los niveles superiores. Para los pisos tercero al quinto, se emplean columnas con sección cuadrada de 60 cm × 60 cm. Finalmente, en los pisos sexto al octavo, se disponen columnas con sección cuadrada de 40 cm × 40 cm, coherente con la reducción progresiva de las demandas estructurales en los niveles superiores del edificio.

En cuanto al acero transversal, para los pórticos intermedios y para las tres tipologías de columnas consideradas, se adopta un refuerzo compuesto por estribos de Ø10 mm. La disposición, separación y presencia de vinchas se definen en función del nivel de confinamiento requerido en cada tramo de la columna.

La Separación 1 corresponde al espaciamiento de los estribos en las zonas confinadas de la columna, ubicadas en los extremos superior e inferior del elemento. Dichas zonas se desarrollan a lo largo de una longitud conforme a lo establecido en la norma ACI 318-19.

La Separación 2 corresponde al espaciamiento de los estribos en la zona central o no confinada de la columna, donde las solicitaciones sísmicas son menores y, por tanto, se permite un mayor espaciamiento del refuerzo transversal. La Tabla 8 indica lo mencionado.

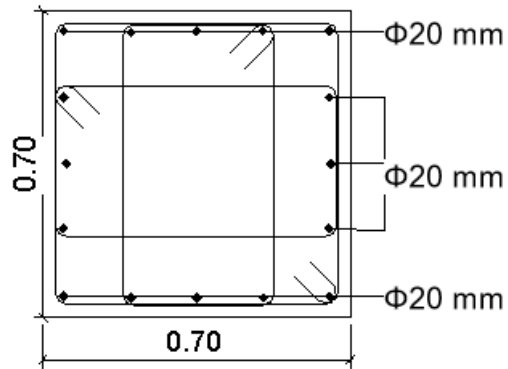
Tabla 8: Detallamiento de Columnas

Tipo	Base	Altura	Estribo	Vincha	Separación 1 (cm)	Separación 2 (cm)
C1	70	70	2φ10mm	1φ10mm	15	30
C2	60	60	2φ10mm	1φ10mm	15	25
C3	40	40	1φ10mm	1φ10mm	15	15

Fuente: Autores

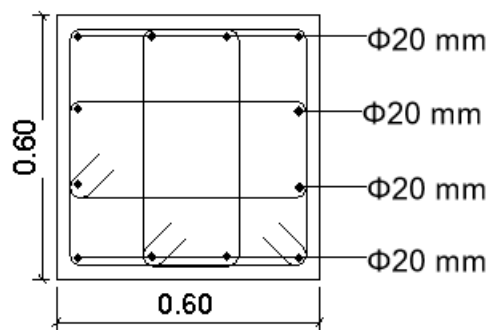
A continuación, se presentan las ilustraciones que muestran la configuración y el detallamiento del acero de refuerzo longitudinal en cada una de las columnas estructurales.

Ilustración 14: Sección columna 1: 70cm x 70cm



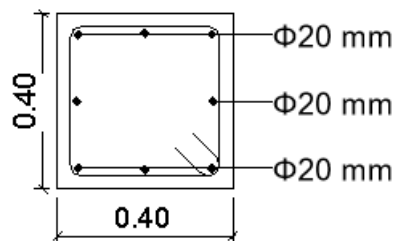
Fuente: Autores

Ilustración 15: Sección columna 2: 60cm x 60cm



Fuente: Autores

Ilustración 16: Sección columna 3: 40cm x 40cm



Fuente: Autores

En el ANEXO 3 se presenta la memoria de cálculo de las columnas, donde se detalla el procedimiento de diseño, considerando las solicitaciones de carga axial y momento flector.

3.4. Nudos

Los nudos en pórticos intermedios constituyen regiones críticas donde convergen vigas y columnas. Su diseño se enfoca en evitar fallas por cortante dentro del nudo. Asimismo, se debe asegurar el correcto anclaje y desarrollo del refuerzo longitudinal de vigas y columnas dentro del nudo, de manera que se mantenga la continuidad estructural.

Para el cálculo del cortante en el nudo se consideran las fuerzas transmitidas por las vigas y columnas que concurren en la conexión. Dicho cortante se obtiene a partir del equilibrio de fuerzas internas. El cortante último en el nudo se calcula mediante:

$$V_u = (A_s + A'_s) * f_y - \frac{M_{nv,i} + M_{nv,j}}{h}$$

Ecuación 10: Cortante Ultimo en Nudo

Fuente: ACI 318-19, 2019

A_s : Área de acero a tracción en vigas

A'_s : Área de acero a compresión en vigas

f_y : Resistencia de fluencia del acero de refuerzo

$M_{nv,i}$: Momento nominal resistente de la viga en el extremo i

$M_{nv,j}$: Momento nominal resistente de la viga en el extremo j

h : Altura de la columna

La Tabla 9 presenta los resultados del cortante último en los nudos, evaluados mediante la Ecuación 10 para cada unión viga-columna, en función de las diferentes columnas consideradas en el análisis.

Tabla 9: Cortante Ultimo en Nudos

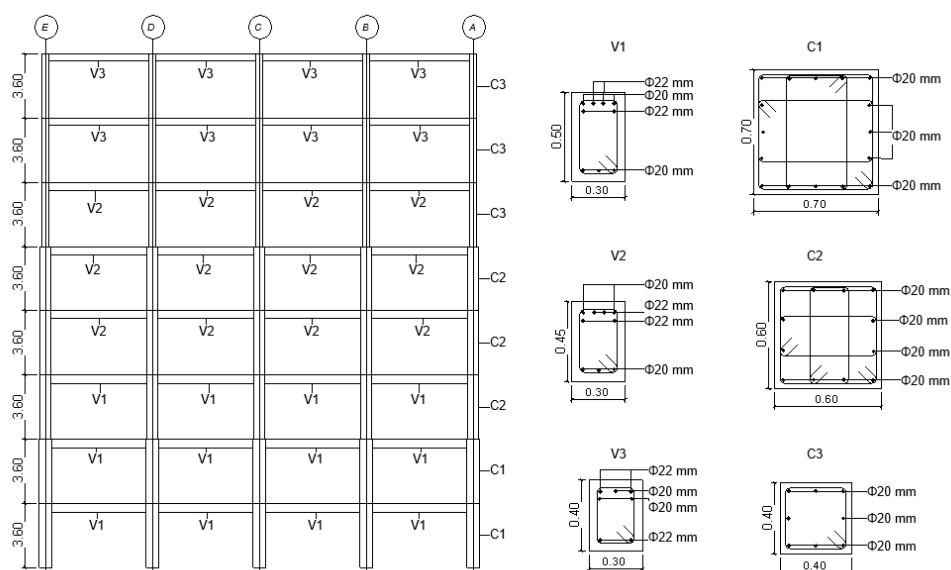
Tipo	V (ton)
C1	118,282
C2	120,165
C3	96,527

Fuente: Autores

El análisis de la conexión viga–columna considera la verificación de la continuidad de los elementos que convergen en el nudo, así como el cumplimiento de las condiciones de confinamiento exigidas por ACI 318-19. Estos aspectos son fundamentales para la determinación de la resistencia nominal al cortante del nudo, la cual se evalúa con base en los valores establecidos en la Tabla 15.4.2.3 de ACI 318-19.

Finalmente, en la Ilustración 17 se muestra la configuración en elevación del pórtico estructural. En ella se puede observar la distribución de las vigas según su tipología en cada nivel, así como la clasificación de las columnas, evidenciando la variación de las secciones estructurales a lo largo de la altura del sistema. Asimismo, se detalla la disposición del refuerzo de acero tanto en vigas como en columnas.

Ilustración 17: Distribución de Vigas y Columnas



Fuente: Autores

CAPITULO II

EVALUACIÓN NO LINEAL

El diseño sismorresistente puede abordarse a través de dos enfoques metodológicos: Diseño basado en fuerzas (DBF) y Diseño basado en Desplazamientos (DBD). El diseño basado en fuerzas es la metodología de diseño estructural más usada, contempla tres tipos de análisis: estático equivalente, dinámico espectral y dinámico paso a paso en el tiempo. Este método considera factores de reducción de resistencia que permiten disminuir las fuerzas sísmicas de diseño. Esta reducción es válida siempre cuando los elementos estructurales y sus conexiones se producen mecanismos de falla dúctiles y predecibles (NEC-SE-DS, 2015).

En este contexto, el diseño busca que el daño se concentre en zonas específicas denominadas rótulas plásticas, las cuales son regiones localizadas donde el material ha alcanzado su límite plástico, permitiendo disipar energía durante un evento sísmico (Sánchez & Cabrera, 2016).

Por otro lado, el método basado en desplazamientos parte de un desplazamiento objetivo o desplazamiento de diseño, el cual depende del desempeño o nivel de daño deseado en la estructura. Este método proporciona la resistencia lateral necesaria para alcanzar dicho desempeño. Para asegurar su eficiencia, se aplican los principios del diseño por capacidad en el detallamiento de los elementos del sistema sismorresistente. De esta manera, se garantiza que el mecanismo dúctil seleccionado para el edificio, y solo ese, se desarrolle durante un evento sísmico severo (NEC-SE-DS, 2015).

Dentro del método basado en desplazamientos es importante conocer que, el desplazamiento objetivo, también llamado desplazamiento de diseño o desplazamiento característico reduce la aplicación de factores de irregularidad con el propósito de contrarrestar la amplificación de desplazamiento, deformaciones o derivas causadas por la presencia de estas irregularidades (NEC-SE-DS, 2015). Sin embargo, la ASCE menciona que es una estimación del desplazamiento máximo esperado del techo de un edificio calculado para el terremoto de diseño.

Para evaluar el comportamiento estructural bajo estos enfoques, es necesario considerar el análisis no lineal, el cual permite representar de manera más realista la respuesta de la estructura al incluir efectos como la fisuración del concreto, la plastificación del acero y la degradación de rigidez (Meneses, 2006).

El análisis dinámico no lineal, denominado también análisis tiempo–historia, permite estudiar la respuesta de la estructura en función del tiempo mediante la implementación de modelos no lineales. Lo que permite caracterizar con mayor precisión el comportamiento estructural en cada instante durante la excitación sísmica (Vásquez, 2021).

El análisis estático no lineal se plantea como una alternativa al análisis dinámico no lineal. Este procedimiento representa la acción sísmica a través de cargas laterales aplicadas de forma incremental (Meneses, 2006). Permite analizar la evolución del comportamiento inelástico, la formación de rótulas plásticas y la capacidad global de la estructura.

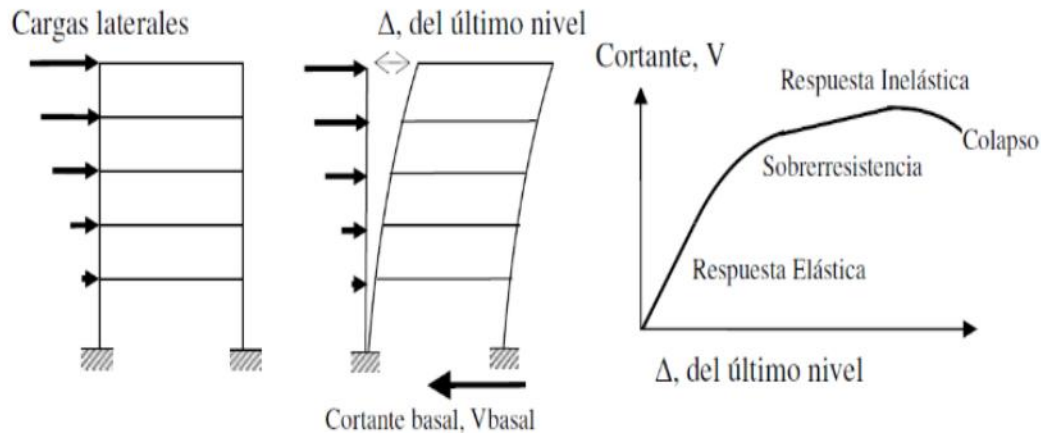
1. Análisis estático no lineal

Este análisis conocido como pushover se define como una aproximación no lineal de la respuesta de la estructura cuando se aplica la carga sísmica. El modelo consiste en aplicar cargas laterales de manera incremental sobre la estructura hasta alcanzar un desplazamiento objetivo o provocar el colapso. A lo largo del procedimiento, se registra y grafica la relación entre el cortante basal y el desplazamiento del último nivel, lo que permite evaluar el comportamiento no lineal y la capacidad de la edificación (Arango et al., 2010).

Para ello, se definen rótulas plásticas en puntos críticos de vigas y columnas, las cuales representan la formación de zonas inelásticas. Estas rótulas son asignadas en el modelo estructural mediante el software ETABS, lo que permite obtener la curva de capacidad.

En la Ilustración 18 describe el comportamiento del edificio a medida que la fuerza lateral aumenta.

Ilustración 18: Proceso de análisis pushover



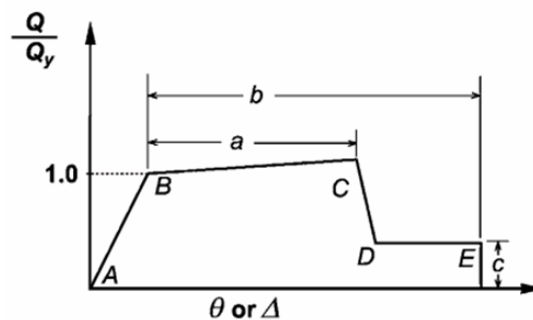
Fuente: Saavedra C, 2018.

2. Rótulas plásticas en Elementos Viga – Columna

El análisis contempla la modelación de rótulas plásticas en vigas y columnas a través de diagramas momento–rotación, empleando un enfoque de plasticidad concentrada. Las rótulas se ubicaron aproximadamente en el 5% y 95% de la longitud de elementos, zonas en las que se espera la mayor concentración de deformaciones inelásticas.

En la Ilustración 19 se presenta la curva momento–rotación, la cual está definida por cinco puntos característicos que describen el comportamiento estructural. En dicha curva se identifican distintos estados: el tramo “AB” corresponde al comportamiento lineal elástico, “BC” evidencia una reducción progresiva de la rigidez, “CD” representa la degradación de la resistencia, el tramo “DE” indica un periodo de baja capacidad resistente; y, finalmente, el punto “E” señala el colapso definitivo.

Ilustración 19: Curva Momento-Rotación



Fuente: ASCE 41-13, 2013

2.1. Rótulas en Vigas

El cálculo de rótulas plásticas en vigas, según ASCE 41-13, permite representar el comportamiento inelástico de estos elementos frente a cargas sísmicas, considerando su capacidad de rotación y disipación de energía.

Para el cálculo de las rótulas plásticas en vigas se debe verificar tres condiciones:

Condición 1

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{balanceada}}$$

Ecuación 11: Rótulas en Vigas Condición 1

Fuente: ASCE 41-13,2013

ρ : Cuantía de acero positiva

ρ' : Cuantía de acero negativa

$\rho_{balanceada}$: Cuantía balanceada

Condición 2

Verificar si el refuerzo transversal es “Conforme” o “No conforme”. Para que sea conforme se debe cumplir una separación de refuerzo transversal menor a $d/3$ y que el cortante de diseño sea menor a $3/4$ del cortante producido por el acero transversal.

Condición 3

$$\frac{V_d}{b * d * \sqrt{f'c}}$$

Ecuación 12: Rótulas en Vigas Condición 3

Fuente: ASCE 41-13, 2013

V_d : Cortante de diseño

b : Base de Viga

d : Peralte efectivo de Viga

$f'c$: Resistencia a la compresión del concreto

En la Tabla 10 se presentan los resultados de las condiciones de desempeño obtenidas para cada tipo de viga (V1, V2 y V3), las cuales constituyen la base para la definición de las rótulas plásticas en el modelo no lineal. Por su parte, en la Tabla 11 se definen los parámetros de modelación de las rótulas plásticas mediante los coeficientes a, b y c, los cuales describen la curva momento-rotación idealizada del elemento.

Adicionalmente, se incluyen los puntos de desempeño IO (Ocupación Inmediata), LS (Seguridad de Vida) y CP (Prevención de Colapso), los cuales delimitan los niveles de daño estructural esperados. Cabe destacar que estos puntos de desempeño consideran únicamente el rango plástico; por lo tanto, es necesario sumar la rotación de fluencia para obtener la respuesta total del elemento.

Tabla 10: Modelación de Vigas

Tipo de Viga	Condiciones		
	Condición 1	Condición 2	Condición 3
V1	0,3225	Conforme	0,391
V2	0,3639	Conforme	0,417
V3	0,326	Conforme	0,429

Fuente: Autores

Tabla 11: Parámetros de vigas

Parámetros		Tipo de Viga		
		V1	V2	V3
Parámetros de modelación	a	0,0189	0,0189	0,018
	b	0,0315	0,0287	0,0298
	c	0,2	0,2	0,2
Punto de desempeño	IO	0,0058	0,0054	0,0549
	LS	0,0189	0,018	0,0181
	CP	0,0315	0,0287	0,0298

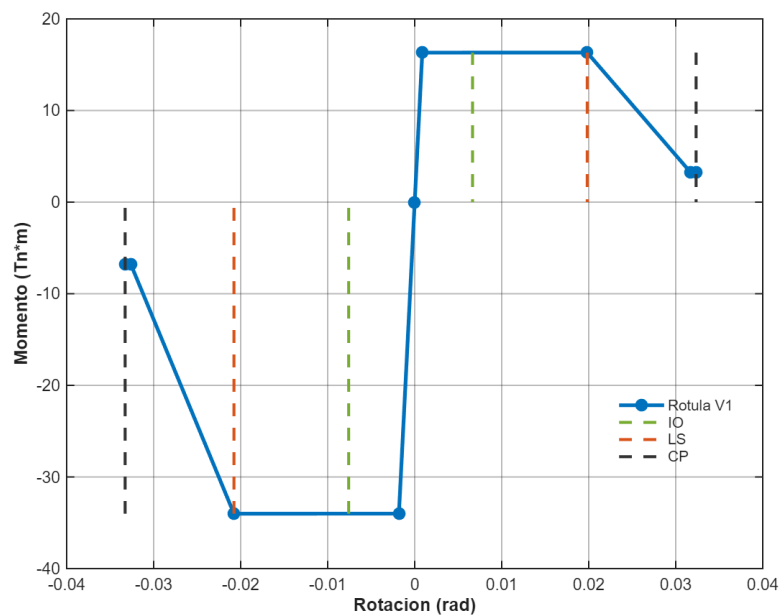
Fuente: Autores

La gráfica muestra el comportamiento no lineal del elemento mediante la relación entre el momento-rotación, considerando tanto el sentido positivo como el negativo. Se observa la definición de la rótula plástica en ambos extremos de la curva, lo que permite evaluar la capacidad resistente y la ductilidad del elemento ante sollicitaciones alternantes.

En la Ilustración 20 se presenta la curva momento-rotación correspondiente a la viga V1. Esta viga se encuentra ubicada en los tres primeros niveles de la edificación y posee una sección transversal de 30×50 cm. El cálculo de la rótula plástica se realiza considerando tanto el momento positivo como el momento negativo. Para ello, se asume el comportamiento de una viga simplemente apoyada.

En el caso del momento positivo, se obtiene un valor de 16.32 toneladas, asociado a una rotación de fluencia de 0.00087 radianes. Por otro lado, para el momento negativo, se determina un valor de 34 toneladas, con una rotación de fluencia de 0.0018 radianes.

Ilustración 20: Rótula Viga V1



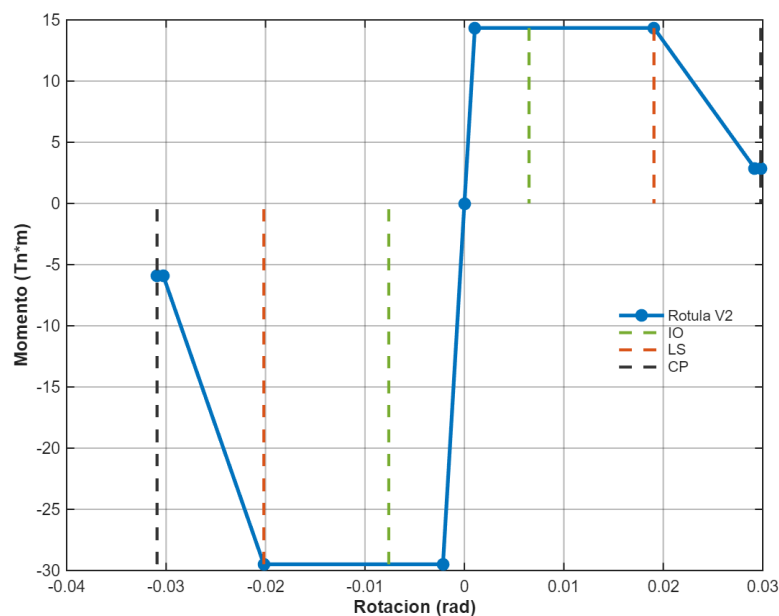
Fuente: Autores

En la Ilustración 21 se presenta la curva momento-rotación correspondiente a la viga V2. Esta viga se encuentra ubicada en el cuarto piso hasta el sexto piso de la edificación y posee una sección transversal de 30×45 cm. Para la evaluación de la

rótula plástica, se consideran tanto las condiciones de momento positivo como de momento negativo, asumiendo el comportamiento de la estructura como una viga simplemente apoyada.

Bajo esta hipótesis, el momento positivo alcanza un valor de 14.34 toneladas, al cual corresponde una rotación de fluencia de 0.0010 rad. En contraste, el momento negativo presenta una mayor capacidad, con un valor de 29.49 toneladas y una rotación de fluencia asociada de 0.0021 rad.

Ilustración 21: Rótula Viga V2

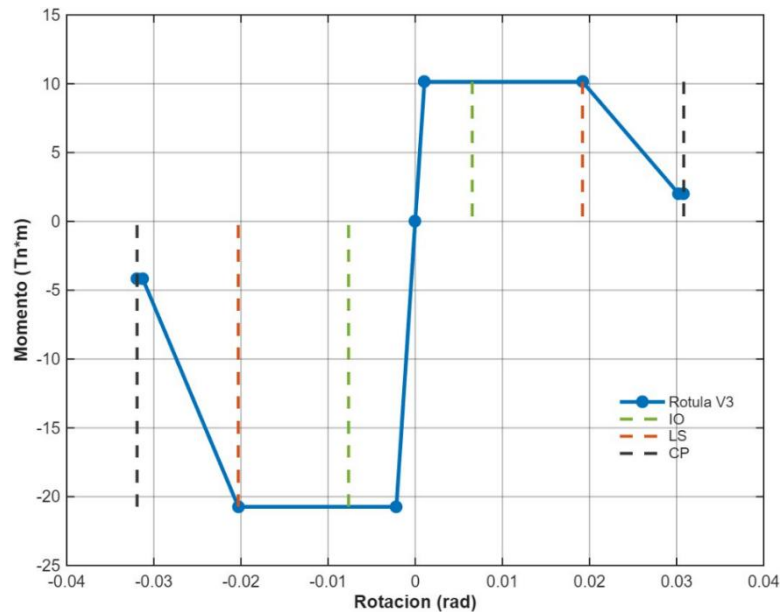


Fuente: Autores

En la Ilustración 22 se presenta la curva momento–rotación correspondiente a la viga V3. Esta viga se encuentra ubicada en el séptimo y octavo piso de la edificación y posee una sección transversal de 30 × 45 cm. El análisis de la rótula plástica se lleva a cabo evaluando tanto el comportamiento frente a momentos positivos como negativos, considerando una idealización de la viga como simplemente apoyada.

A partir de este modelo, se determina que el momento positivo es de 10.14 toneladas, con una rotación de fluencia correspondiente de 0.0010 rad. En el caso del momento negativo, se obtiene un valor de 20.73 toneladas, asociado a una rotación de fluencia de 0.0021 rad.

Ilustración 22: Rótula Viga V3



Fuente: Autores

2.2. Rótulas en Columnas

El cálculo de rótulas plásticas en columnas es fundamental para evaluar el comportamiento inelástico de la estructura, debido a que estos elementos cumplen un rol esencial en la estabilidad global del sistema. En este estudio, se incorporó la influencia de la carga axial mediante la relación de carga axial normalizada, considerando valores de 0.10, 0.35 y 0.60.

La variación de este parámetro influye significativamente en la respuesta estructural, ya que niveles elevados de carga axial incrementan la resistencia de la columna; sin embargo, esta condición reduce su ductilidad y limita su capacidad de deformación. Por el contrario, cargas axiales menores favorecen una mayor capacidad de rotación y deformación inelástica.

Estos niveles permiten analizar el comportamiento de los elementos estructurales bajo diferentes estados de sollicitación. Para el cálculo de las rótulas plásticas en columnas se debe verificar tres condiciones las cuales según la ASCE 41-13 son las siguientes:

- Condición I: Falla por flexión

- Condición II: Falla por flexión-cortante donde se espera fluencia en flexión antes de la falla por cortante
- Condición III: Falla por cortante

En las columnas C1, C2, C3 se analiza mediante la primera condición la cual debe cumplir con los siguientes requerimientos:

$$\frac{P}{A_g * f'_c}$$

Ecuación 13: Rótulas en Columnas Condición 1

Fuente: ASCE 41-13,2013

P : Fuerza Axial

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto

A_g : Área bruta de la sección transversal

$$\rho = \frac{A_v}{b_w * s}$$

Ecuación 14: Rótulas en Columnas Condición 2

Fuente: ASCE 41-13,2013

ρ : Cuantía

s : Separación

b_w : Base de columna

A_v : Área bruta de la sección transversal

En la tabla 12 se presentan los resultados de la columna C1 que se han obtenido conforme a los parámetros de modelación de rótulas plásticas establecidos por el ASCE 41-13. Además, se aprecia los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención de Colapso (CP). Los Puntos de desempeño se consideran en el rango plástico, por lo que se necesita realizar la sumatoria de la rotación de fluencia para poder obtener la respuesta total del elemento.

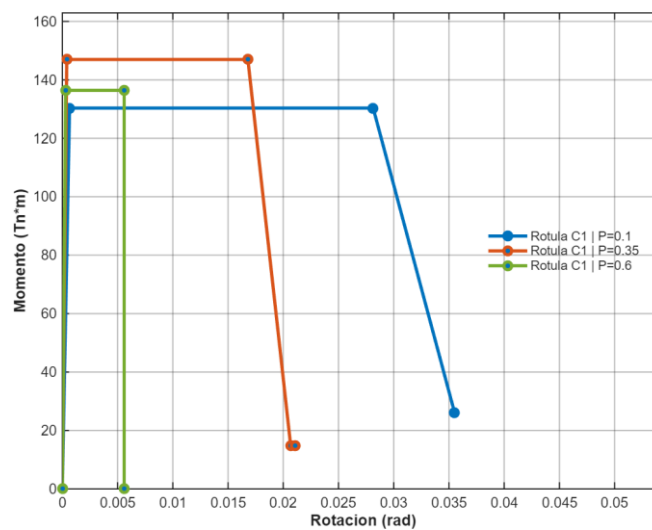
Tabla 12: Parámetros de Modelación de Columna C1

C1				
Condiciones	Condición 1	0,1	0,35	0,6
	Condición 2	0,00299	0,00299	0,00299
Parámetros de modelación	a	0,02898	0,01761	0,0062
	b	0,04044	0,02334	0,0062
	c	0,2000	0,1000	0,0000
Punto de desempeño	IO	0,0050	0,0036	0,0022
	LS	0,0314	0,0191	0,0052
	CP	0,04044	0,0233	0,0062

Fuente: Autores

En la Ilustración 23 se muestran las curvas momento–rotación correspondientes a la columna C1, evaluadas para valores de la condición 1 de 0.10, 0.35 y 0.60. A cada uno de estos casos le corresponden cargas axiales de 137.20 toneladas, 480.20 toneladas y 686.00 toneladas, respectivamente. Asimismo, las rotaciones de fluencia asociadas a dichas condiciones son 0.00065 rad, 0.0004 rad y 0.0003 rad, evidenciando una disminución de la capacidad de rotación a medida que se incrementa la carga axial.

Ilustración 23: Rótula Plástica Columna C1



Fuente: Autores

En la Tabla 13 se exponen los resultados de la columna C2. Se detallan los niveles de desempeño, los mismos que se localizan en el rango plástico y resulta necesario sumar la rotación de fluencia para determinar la respuesta total del elemento.

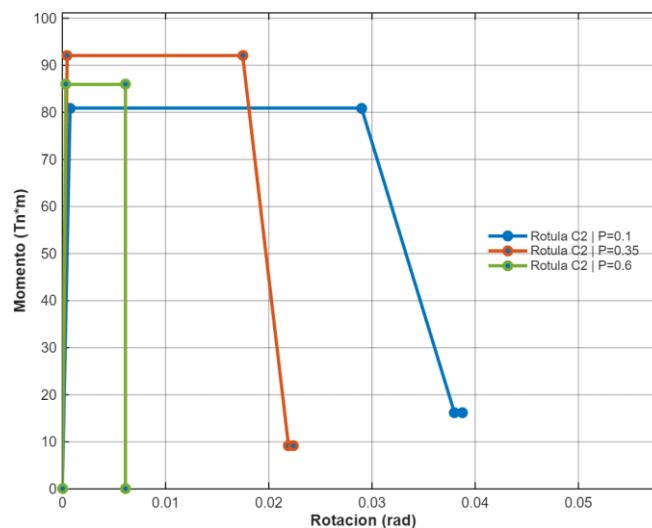
Tabla 13: Parámetros de Modelación de Columna C2

C2				
Condiciones	Condición 1	0,1	0,35	0,6
	Condición 2	0,00349	0,00349	0,00349
Parámetros de modelación	A	0,02998	0,0184	0,00686
	B	0,0437	0,0253	0,00686
	C	0,2000	0,1000	0,0000
Punto de desempeño	IO	0,005	0,00368	0,00237
	LS	0,0337	0,0208	0,00586
	CP	0,0437	0,0253	0,00686

Fuente: Autores

En la Ilustración 24 se presentan las curvas momento–rotación de la columna C2, evaluadas para valores de la condición 1 de 0.10, 0.35 y 0.60. A estos casos corresponden cargas axiales de 100.80, 352.80 y 504.00 toneladas, respectivamente. Las rotaciones de fluencia asociadas son 0.0008 rad, 0.00046 rad y 0.00034 rad, observándose una reducción progresiva de la capacidad de rotación conforme aumenta la carga axial.

Ilustración 24: Rótula Plástica Columna C2



Fuente: Autores

La Tabla 14 muestra los resultados de la columna C3. En ella se observan los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención de Colapso. Al considerarse puntos de desempeño en el rango plástico, se requiere la sumatoria de la rotación de fluencia para obtener la respuesta total de la columna.

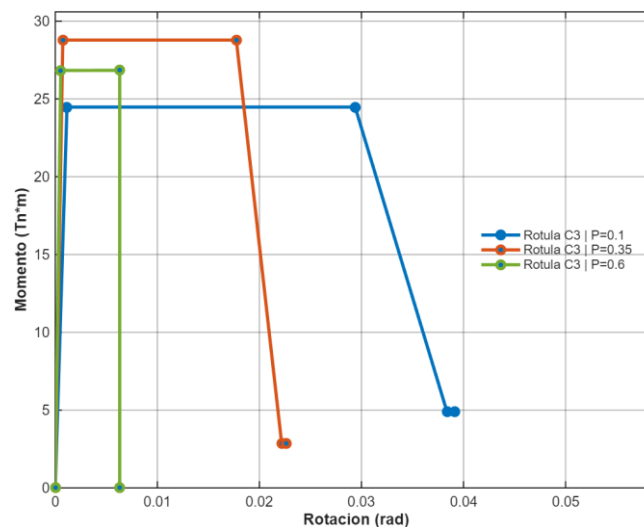
Tabla 14: Parámetros de Modelación de Columna C3

C3				
Condiciones	Condición 1	0,1	0,35	0,6
	Condición 2	0,00261	0,00261	0,00261
Parámetros de modelación	a	0,0282	0,017	0,00577
	b	0,0380	0,0219	0,00577
	c	0,2000	0,1000	0,0000
Punto de desempeño	IO	0,0050	0,0035	0,00215
	LS	0,0298	0,0229	0,00477
	CP	0,0380	0,0219	0,00577

Fuente: Autores

En la Ilustración 25 se presentan las curvas momento–rotación de la columna C3, evaluadas para valores de la condición 1. A cada uno de estos casos corresponden cargas axiales de 44.80, 156.80 y 224.00 toneladas, respectivamente. Las rotaciones de fluencia asociadas son 0.0011 rad, 0.0007 rad y 0.0005 rad, evidenciándose una disminución progresiva de la capacidad de rotación a medida que se incrementa la carga axial.

Ilustración 25: Rótula Plástica Columna C3



Fuente: Autores

3. Curva de Capacidad

La curva de capacidad representa la relación entre el cortante basal y el desplazamiento lateral de la estructura. Esta curva se obtiene a partir de un análisis estático no lineal (pushover) y permite analizar la respuesta estructural más allá del rango elástico. A través de ella, es posible identificar la transición hacia el comportamiento inelástico, evidenciando la degradación progresiva de la rigidez y la disminución de la capacidad resistente. Asimismo, la curva de capacidad permite reconocer puntos clave en el comportamiento estructural, como el inicio de la fluencia, la formación de rótulas plásticas y el posible estado de colapso. Para la obtención de la curva de capacidad se emplea el software ETABS, mediante la aplicación incremental de cargas laterales hasta alcanzar un desplazamiento objetivo o una condición límite.

4. Efectos P-Delta

Los efectos p-delta se originan por la acción de las cargas gravitatorias sobre la configuración deformada de la estructura, lo cual produce un incremento adicional en los desplazamientos laterales y, en consecuencia, influye en la respuesta global del sistema estructural.

Es fundamental considerar los efectos P- Δ en el análisis estructural, debido a que pueden conducir a la pérdida de resistencia lateral, al denominado efecto trinquete caracterizado por la acumulación progresiva de deformaciones residuales bajo cargas cíclicas y a la inestabilidad dinámica. Las grandes deflexiones laterales (Δ) amplifican las demandas internas de fuerza y momento, lo que se traduce en una reducción de la rigidez lateral efectiva del sistema. A medida que aumentan estas sollicitaciones internas, disminuye la capacidad disponible de la estructura para resistir cargas laterales, provocando así una degradación de su resistencia global (Reinhorn et al., 2010).

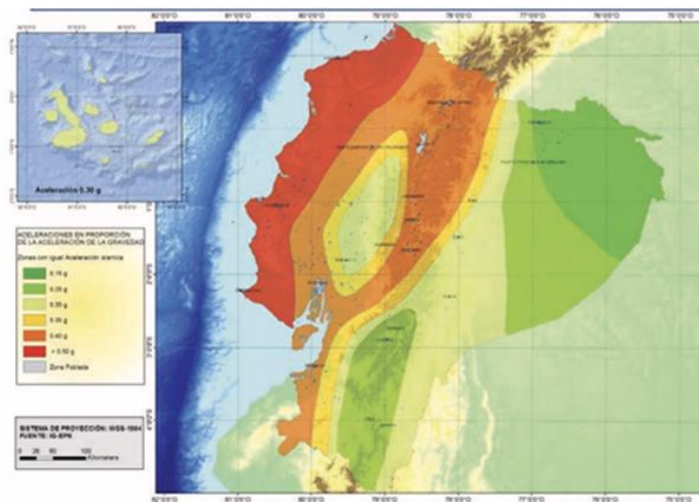
5. Niveles de amenaza sísmica.

Debido a que el país se encuentra en una zona sísmica alta, la Norma Ecuatoriana de la Construcción, presenta los requerimientos que deben ser aplicados con el fin de reducir el riesgo de colapso de las estructuras. Realiza la zonificación sísmica del país, donde menciona

el factor de zonificación (Z), este factor determina seis zonas sísmicas en donde se pretende construir la edificación y las especificaciones para cada una de ellas.

El mapa de zonificación sísmica, presentado en la Ilustración 26, está basado en un periodo de retorno de 475 años, correspondiente al sismo de diseño utilizado en la mayoría de los análisis estructurales. No obstante, la norma también considera otros niveles de amenaza sísmica asociados a diferentes periodos de retorno, como 72 y 2500 años. Estos se determinan a partir de las curvas de peligro sísmico.

Ilustración 26: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z .



Fuente: NEC-SE-DS, 2015.

En este contexto, la evaluación del desempeño estructural se realiza considerando distintos niveles de amenaza sísmica, clasificados según sus periodos de retorno, tal como se presenta en la Tabla 15.

Tabla 15: Niveles de amenaza sísmica

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2 500	0.00040

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

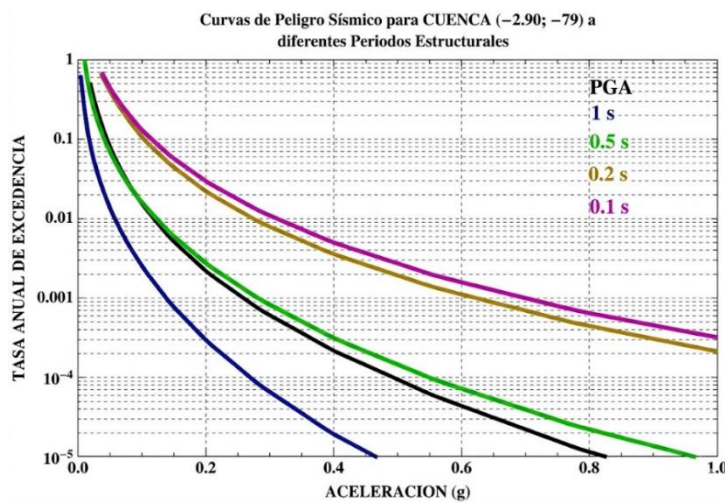
5.1. Curvas de peligro sísmico

Las curvas de peligro sísmico son la relación entre la aceleración con un nivel de probabilidad anual de excedencia.

Las curvas de peligro sísmico expresan la relación entre la aceleración y la tasa anual de excedencia. En la figura se incluyen cinco curvas asociadas a diferentes periodos estructurales PGA, 0.1 s, 0.2 s, 0.5 s y 1 s, lo que permite caracterizar la variación de la amenaza sísmica en función del comportamiento dinámico de las estructuras.

La verificación del cumplimiento de los niveles de desempeño se realiza mediante la consideración de distintos niveles de peligro sísmico. En este sentido, la Norma Ecuatoriana de la Construcción proporciona curvas de peligro sísmico, definidas según la ubicación geográfica. En la Ilustración 27 se puede apreciar la curva de peligro sísmico para Cuenca.

Ilustración 27: Curva de peligro sísmico para Cuenca



Fuente: NEC-SE-DS, 2015

5.2. Espectro de diseño para periodo de retorno de 72 años

Este espectro se basa en las curvas de peligro sísmico y de acuerdo con los lineamientos establecidos en el apéndice 3.4, el espectro de diseño para un sismo frecuente considera un factor de zonificación de $z=0.15$ y la razón entre la aceleración

espectral y el PGA es de $\eta= 2.67A$ partir de este valor, se realizan interpolaciones para calcular los parámetros espectrales que se detallan a continuación:

- $F_a= 1.4$
- $F_d=1.36$
- $F_s= 0.85$

5.3. Espectro de diseño para periodo de retorno de 475 años

Para el periodo de retorno de 475 años, correspondiente a un sismo raro o severo, el espectro de diseño se define a partir del mapa de zonificación sísmica. En este caso, se emplea un factor de zonificación de $z=0.25$ y una relación espectral de $\eta= 2.48$, valores que reflejan una mayor demanda sísmica. A partir de estos parámetros, se determinan directamente los coeficientes espectrales:

- $F_a= 1.3$
- $F_d=1.28$
- $F_s= 0.94$

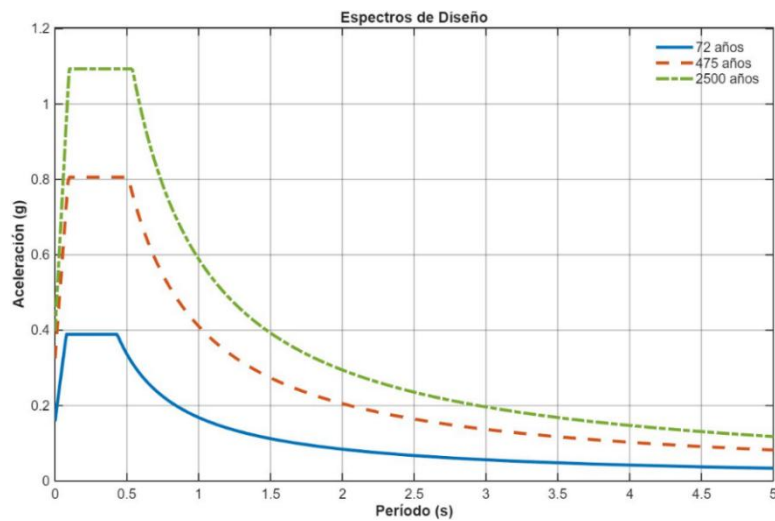
5.4. Espectro de diseño para periodo de retorno de 2500 años

El espectro de diseño correspondiente a un periodo de retorno de 2500 años representa un sismo muy raro o extremo, asociado a eventos de muy baja probabilidad de ocurrencia, pero de alta intensidad. Se define mediante un factor de zonificación de $z=0.35$ y la razón entre la aceleración espectral y el PGA es de $\eta= 2.85$. A partir de este valor, se realizan interpolaciones para calcular los parámetros espectrales que se detallan a continuación:

- $F_a= 1.23$
- $F_d=1.15$
- $F_s= 1.06$

En la Ilustración 28, se puede observar los espectros para 72, 475 y 2500 años. Se observa que, a medida que aumenta el período de retorno, también se incrementan las ordenadas espectrales, lo que refleja una mayor demanda sísmica asociada a eventos menos frecuentes, pero de mayor intensidad.

Ilustración 28: Espectros de periodos de retorno



Fuente: Autores

6. Análisis por desempeño

Al finalizar el análisis no lineal, se realiza la evaluación del desempeño estructural del edificio empleando el método de los coeficientes, de acuerdo con los lineamientos de ASCE 41-13, lo que permite determinar el nivel de desempeño alcanzado por la estructura frente a sollicitaciones sísmicas.

6.1. Niveles de desempeño

El nivel de desempeño se define como el estado límite de daño que puede alcanzar una edificación ante una determinada sollicitación sísmica, considerando tanto los elementos estructurales como los no estructurales (ASCE 41-13, 2013). De acuerdo con la normativa, se definen los siguientes niveles de desempeño:

Operacional: La estructura mantiene su rigidez y resistencia, presentando daños insignificantes en elementos no estructurales.

Ocupación Inmediata: La estructura conserva su rigidez y resistencia, con daños estructurales mínimos.

Seguridad de Vida: Se presentan daños moderados estructurales, acompañados de una reducción parcial de la rigidez. No obstante, la estructura mantiene su estabilidad global y protege la vida de los ocupantes.

Prevención de Colapso: Corresponde al estado límite de desempeño, en el cual los daños son severos con una pérdida significativa de rigidez y capacidad resistente.

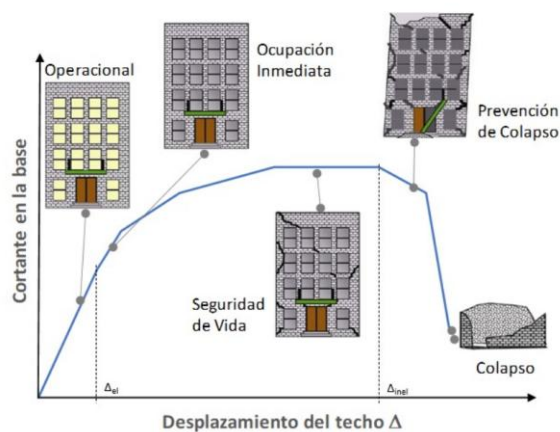
Colapso: Es el estado límite final en el que una estructura pierde su integridad y estabilidad, volviéndose incapaz de soportar su propio peso o las cargas externas debido al fallo masivo de sus componentes críticos.

En la Ilustración 29 se presenta la curva de capacidad de la estructura junto con sus respectivos niveles de desempeño. En el eje vertical se representa el cortante en la base, mientras que en el eje horizontal se muestra el desplazamiento del techo.

La curva evidencia inicialmente un comportamiento aproximadamente lineal, correspondiente al rango elástico de la estructura. A medida que aumenta la demanda, se observa una reducción en la pendiente, lo que indica el ingreso al rango inelástico y la formación progresiva de rótulas plásticas.

Finalmente, la degradación de la resistencia y rigidez posterior al punto máximo refleja la pérdida de capacidad de la estructura, conduciendo eventualmente al estado de colapso.

Ilustración 29: Niveles de desempeño



Fuente: Trifunovi,2024

6.2. Método de los coeficientes

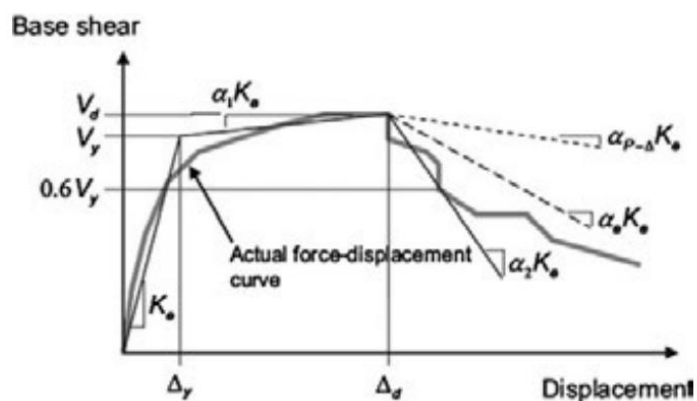
El método de los coeficientes es un procedimiento de evaluación sísmica basado en desempeño que permite estimar el desplazamiento objetivo de una estructura a partir del análisis estático no lineal (pushover)(ASCE 41-13, 2013). A partir de la curva de capacidad

obtenida mediante este análisis se determina una representación bilineal permitiendo obtener la rigidez efectiva y la resistencia de fluencia efectiva.

De acuerdo con ASCE 41-13, el proceso para obtener esta idealización consiste, en primer lugar, en definir la resistencia de fluencia efectiva y la rigidez lateral efectiva como la pendiente secante correspondiente al 60% de dicha resistencia. Posteriormente, se establecen los tramos post-elásticos considerando un punto de control asociado al desplazamiento objetivo o al cortante máximo. Finalmente, la curva idealizada se ajusta de manera que se mantenga el equilibrio de áreas con respecto a la curva real, garantizando así una adecuada representación del comportamiento estructural.

En la Ilustración 30 se muestra la idealización de la curva de capacidad, utilizada para representar de forma simplificada el comportamiento no lineal de la estructura.

Ilustración 30: Idealización de Curva Capacidad



Fuente: ASCE 41-13,2013

Para la aplicación del método de los coeficientes, es necesario determinar una serie de parámetros establecidos en ASCE 41-13, los cuales permiten modificar el desplazamiento elástico incorporando efectos de comportamiento inelástico, degradación de rigidez y condiciones de estabilidad estructural, con el fin de estimar el desplazamiento objetivo.

6.3. Periodo efectivo

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Ecuación 15: Periodo efectivo

Fuente: ASCE 41-13,2013

T_i : Periodo inicial en la dirección considerada.

K_i : Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.

K_e : Rigidez lateral efectiva del edificio en la dirección considerada.

La estructura presenta un periodo fundamental inicial de $T_i=1.838$ s. A partir de la Ecuación 15, se determina el periodo efectivo, obteniendo un valor de $T_e=1.838$ s.

6.4. Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a la fluencia

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m$$

Ecuación 16: Relación de Resistencia

Fuente: ASCE 41-13,2013

S_a : Aceleración espectral en función de periodo efectivo

V_y : Resistencia a la fluencia del edificio en la dirección considerada

W : Masa sísmica

C_m : Factor de masa efectivo

En la Tabla 16 se resumen los valores de aceleración espectral y la relación de resistencia, determinados para cada periodo de retorno considerado en el análisis.

Tabla 16: Coeficiente C_2

Coeficiente	Periodo de retorno		
	72	475	2500
Sa	0,138	0,223	0,365
Ustrength	1,339	2,19	3,398

Fuente: Autores

6.5. Desplazamiento objetivo

El desplazamiento objetivo es el desplazamiento máximo esperado de la estructura bajo una acción sísmica específica, determinado a partir del análisis estático no lineal (pushover) mediante el método de los coeficientes (ASCE 41-13, 2013). Este parámetro representa la intersección entre la capacidad estructural y la demanda sísmica, y se utiliza para evaluar el desempeño de la edificación en términos de niveles de daño. Su cálculo se realiza mediante la formulación establecida en dicha normativa.

$$\delta = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Ecuación 17: Desplazamiento objetivo

Fuente: ASCE 41-13,2013

S_a : Aceleración espectral en función de periodo efectivo

g : Gravedad

C_0 : Factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de un solo grado de libertad (SDOF) con el desplazamiento del techo del sistema de múltiples grados de libertad (MDOF)

C_1 : Factor de modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal.

C_2 : Factor de modificación para representar el efecto de la forma de histéresis comprimida, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia en la respuesta de desplazamiento máximo.

T_e : Periodo efectivo

6.5.1. Coeficiente C_0

El coeficiente de modificación de respuesta, también conocido como factor de participación, permite transformar la respuesta de un sistema estructural de múltiples grados de libertad en un sistema equivalente de un solo grado de libertad. De acuerdo con la ASCE 41-13, este coeficiente puede determinarse mediante dos procedimientos: a partir de los valores tabulados en la Tabla 7-5, o mediante la expresión analítica establecida en la Ecuación 18.

$$C_0 = \phi_{1,r} \frac{\sum_1^N m_i \phi_{i,n}}{\sum_1^N m_i \phi_{i,n}^2}$$

Ecuación 18: Coeficiente C_0

Fuente: ASCE 41-13,2013

$\phi_{1,r}$: Primer modo de vibrar

m_i : Masa sísmica de cada piso

$\phi_{i,n}$: Amplitud modal de cada piso

La Tabla 17 presenta el cálculo del factor de participación modal C_0 , determinado conforme a la Ecuación 18 de la norma ASCE 41-13. En ella se consideran las propiedades dinámicas de la estructura, integrando la masa sísmica de cada nivel y su correspondiente amplitud en el primer modo de vibración. A partir de este procedimiento, se obtiene un valor de $C_0=1.379$.

Tabla 17: Coeficiente C_0

Piso	ϕ	Macum	M	M* ϕ_i	Mi* ϕ_i^2
Story8	0,000027	468,1728	468,1728	0,0126407	3,41298E-07
Story7	0,000025	936,3456	468,1728	0,0117043	2,92608E-07
Story6	0,000021	1413,1584	476,8128	0,0100131	2,10274E-07
Story5	0,000016	1933,1712	520,0128	0,0083202	1,33123E-07
Story4	0,000012	2453,184	520,0128	0,0062402	7,48818E-08
Story3	0,000008	2981,8368	528,6528	0,0042292	3,38338E-08
Story2	0,000004	3538,5696	556,7328	0,0022269	8,90772E-09
Story1	0,000001	4095,3024	556,7328	0,0005567	5,56733E-10
Total				0,0559313	1,09548E-06

Fuente: Autores

6.5.2. Coeficiente C_1

El coeficiente C_1 modifica el desplazamiento elástico para considerar los efectos de comportamiento inelástico de la estructura. Este factor depende del nivel de ductilidad y del periodo efectivo. Su determinación se realiza mediante la formulación propuesta en ASCE 41-13.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strenght} - 1}{aT_e^2}$$

Ecuación 19: Coeficiente C₁

Fuente: ASCE 41-13,2013

a: Factor de Sitio

T_e: Periodo efectivo

μ_{strenght}: Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a la fluencia

En la Tabla 18 se resumen los valores del coeficiente C₁, calculados para cada periodo de retorno.

Tabla 18: Coeficiente C₁

Coeficiente	Periodo de retorno		
	72	475	2500
C1	1,0011	1,004	1,008

Fuente: Autores

6.5.3. Coeficiente C₂

El coeficiente C₂ considera los efectos de degradación de rigidez y resistencia bajo comportamiento cíclico, propios de la respuesta sísmica. Este factor depende del nivel de ductilidad y del periodo efectivo. Su valor se determina mediante la formulación propuesta en ASCE 41-13.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strenght} - 1}{T_e} \right)^2$$

Ecuación 20: Coeficiente C₂

Fuente: ASCE 41-13,2013

T_e: Periodo efectivo

μ_{strenght}: Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a la fluencia.

En la Tabla 19 se detalla el coeficiente C₂ para cada periodo de retorno.

Tabla 19: Coeficiente C_2

Coeficiente	Periodo de retorno		
	72	475	2500
C_2	1	1,001	1,002

Fuente: Autores

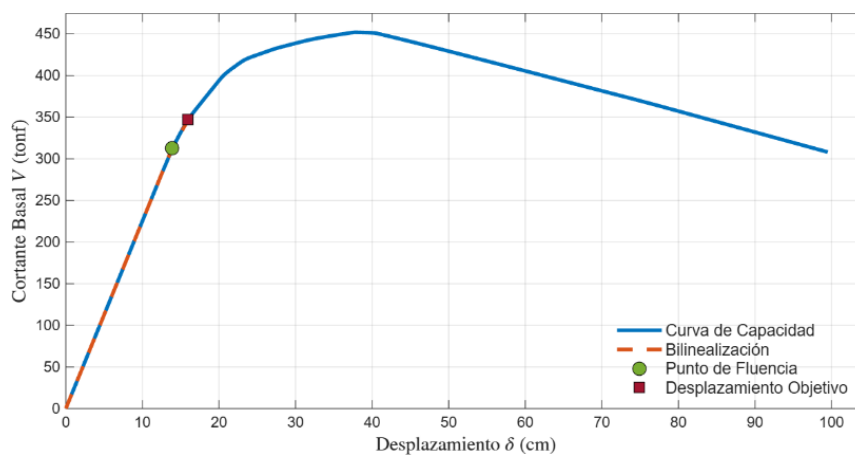
6.6. Representación bilineal de la Curva de Capacidad

Para la obtención del desplazamiento objetivo se empleó el método de los coeficientes, a partir del cual se idealizó la curva de capacidad mediante una aproximación bilineal. Este procedimiento se aplicó considerando los criterios previamente descritos, permitiendo representar el comportamiento no lineal de la estructura de forma simplificada. Como resultado, se determinaron tres curvas bilineales correspondientes a los tres períodos de retorno analizados.

Para el primer caso, asociado a un período de retorno de 72 años, se obtuvieron los siguientes parámetros:

- Rigidez inicial: 22.5210 ton/cm.
- Rigidez efectiva: 22.5207 ton/cm.
- Punto de fluencia: desplazamiento de 13.86 cm y fuerza de 312.30 ton.
- Punto objetivo: desplazamiento de 15.98 cm y fuerza de 346.90 ton.

Ilustración 31: Bilinealización de la curva de capacidad para un periodo de retorno de 72 años

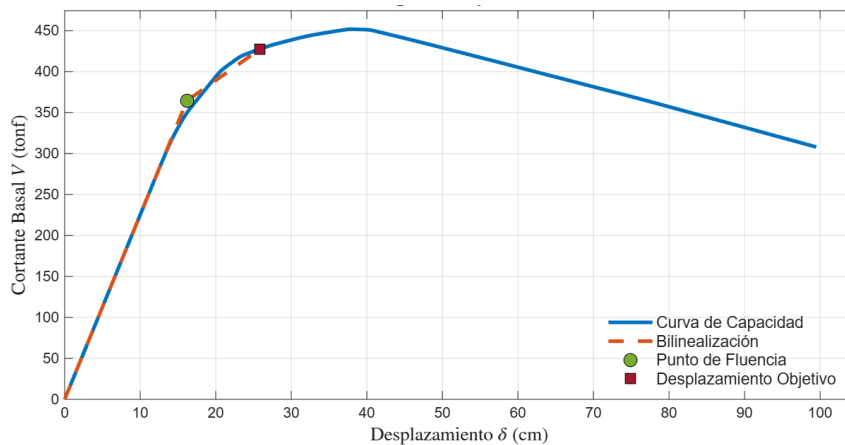


Fuente: Autores

Para el segundo caso, correspondiente a un período de retorno de 475 años, se realizó el mismo procedimiento. A partir de este análisis, se obtuvieron los siguientes parámetros:

- Rigidez inicial: 22.5210 ton/cm.
- Rigidez efectiva: 22.5207 ton/cm.
- Punto de fluencia: desplazamiento de 16.19 cm y fuerza de 364.63 ton.
- Punto objetivo: desplazamiento de 25.88 cm y fuerza de 427.67 ton.

Ilustración 32: Bilinealización de la curva de capacidad para un periodo de retorno de 475 años



Fuente: Autores

Para el tercer caso, correspondiente a un período de retorno de 2500 años, se realizó el mismo procedimiento. A partir de este análisis, se obtuvieron los siguientes parámetros:

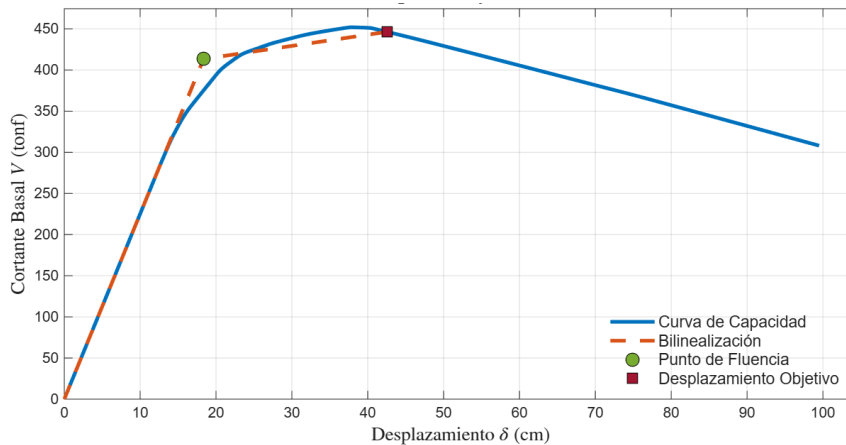
Rigidez Inicial: 22.5210 ton/cm.

Rigidez efectiva: 22.5207 ton/cm.

Punto de Fluencia: 18.36 cm y 413.46 ton.

Punto Objetivo: 42.55 cm y 446.40 ton.

Ilustración 33: Bilinealización de la curva de capacidad para un periodo de retorno de 2500 años



Fuente: Autores

Como se puede apreciar la pendiente inicial es idéntica en todos los casos, lo que significa una la misma rigidez. Sin embargo, se observa que para el primer caso la curva no se extiende en el rango plástico. Para el segundo caso, se aprecia que la curva se extiende ligeramente en el rango plástico. Adicionalmente, en el tercer caso se observa un incremento significativo de desplazamiento objetivo lo que está relacionado con un sismo muy raro o extremo.

6.7. Desplazamiento objetivo para periodos de retorno

El desplazamiento objetivo se incrementa conforme aumenta el período de retorno, lo cual es consistente con el incremento en la demanda sísmica asociada a eventos de menor probabilidad y mayor intensidad. Para un período de retorno de 72 años se obtiene un desplazamiento de 15.98 cm, mientras que para 475 años este valor aumenta a 25.88 cm y, finalmente, para 2500 años alcanza los 42.55 cm.

Este comportamiento evidencia que la estructura debe desarrollar mayores niveles de deformación para satisfacer demandas sísmicas más severas, lo que indica una respuesta estructural cada vez más allá del rango elástico. En este sentido, los desplazamientos asociados

a períodos de retorno mayores están directamente relacionados con estados de desempeño más exigentes, como Seguridad de Vida y Prevención de Colapso.

Asimismo, el incremento significativo del desplazamiento para 2500 años sugiere la necesidad de verificar que la estructura cuente con suficiente capacidad de deformación y ductilidad para evitar fallas frágiles y garantizar un comportamiento adecuado ante sismos extremos.

CAPITULO III

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL

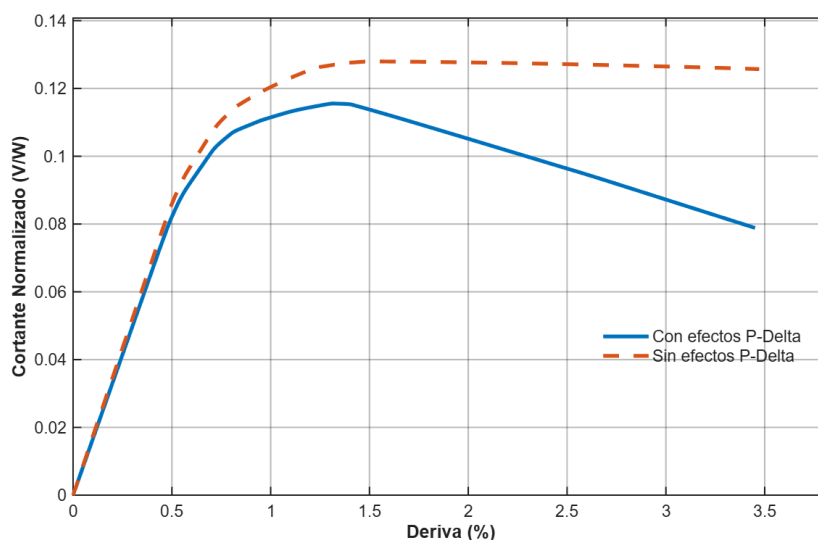
7. Curva de capacidad con efectos P-Delta

Los efectos P-Delta representan la influencia de las cargas axiales sobre la respuesta lateral de la estructura, generando momentos adicionales debido a las deformaciones. En la Ilustración 34 se presenta la comparación entre las curvas de capacidad con y sin efectos P-Delta.

Se observa que ambas curvas presentan una rigidez inicial similar, lo que indica que el comportamiento en el rango elástico no se ve significativamente afectado por la inclusión de los efectos P-Delta. No obstante, al ingresar al rango no lineal, las diferencias se vuelven notorias.

En particular, la curva que incorpora los efectos P-Delta evidencia una reducción progresiva de la capacidad resistente después de alcanzar su valor máximo, mostrando una degradación más pronunciada a medida que aumentan los desplazamientos. En contraste, la curva sin efectos P-Delta mantiene una respuesta más estable, sin una disminución significativa de la resistencia.

Ilustración 34: Comparación de curvas de capacidad



Fuente: Autores

8. Ductilidad

La demanda de ductilidad describe la capacidad de una estructura para desarrollar deformaciones por encima del límite elástico bajo la acción de cargas sísmicas. Esta característica es esencial en el diseño sismorresistente, ya que contribuye a la disipación de energía y previene fallas frágiles (Lema, 2013).

En este contexto, es fundamental que las estructuras cuenten con una elevada capacidad de disipación de energía, ya que durante un sismo deben absorber y redistribuir la energía sin colapsar. En consecuencia, a mayor ductilidad de la estructura, mayor será su capacidad para absorber energía. La ductilidad se calcula como la razón entre el desplazamiento lateral último y el desplazamiento de fluencia.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

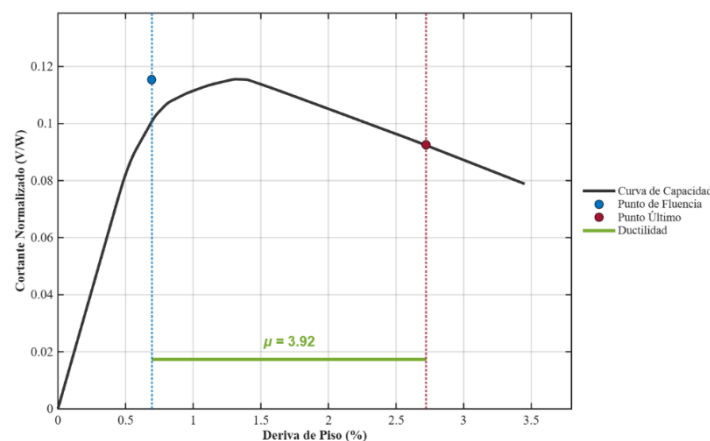
Ecuación 21: Ductilidad

Δ_u : Desplazamiento lateral último

Δ_y : Desplazamiento de fluencia

Para la estructura analizada, el desplazamiento último alcanzó un valor de 78.39 cm, definido en el punto donde se presenta una degradación del 20 % de la resistencia máxima. Asimismo, el desplazamiento de fluencia fue de 20 cm; mediante la aplicación de la Ecuación 21, se obtuvo un factor de ductilidad igual a 3.92.

Ilustración 35: Ductilidad



Fuente: Autores

9. Sobrerresistencia

La sobrerresistencia es la capacidad adicional de resistencia que posee una estructura más allá de la considerada en el diseño. Se define como la relación entre la resistencia máxima real del sistema en estado inelástico y la fuerza sísmica de diseño. Esta capacidad permite que la estructura soporte demandas sísmicas severas y se origina por factores como la redundancia estructural, la redistribución de esfuerzos, el sobredimensionamiento de elementos y la variabilidad en las propiedades de los materiales (Scaramelli, 2017).

$$\Omega = \frac{V_{\max}}{V_d}$$

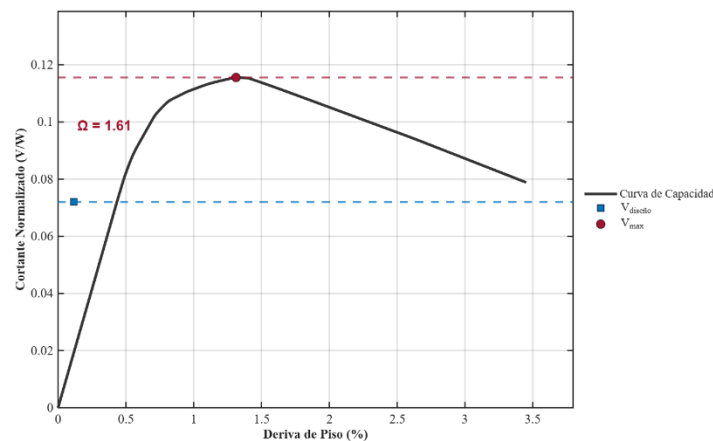
Ecuación 22: Sobrerresistencia

V_{\max} : Cortante máximo

V_d : Cortante de diseño

Para la estructura analizada, se determinó un cortante sísmico máximo de 452.35 toneladas y un cortante de diseño de 281.59 toneladas. Mediante la aplicación de la Ecuación 22, se obtiene una sobrerresistencia de 1.6.

Ilustración 36: Sobrerresistencia



Fuente: Autores

10. Puntos de desempeño

Para establecer los límites de desempeño estructural se adoptan los criterios definidos en FEMA 356 para pórticos de hormigón armado, donde los niveles de desempeño se relacionan directamente con la deriva máxima de entrepiso permitida y el grado de daño esperado en los elementos estructurales. Según esta metodología, el nivel de Ocupación Inmediata (OI) corresponde a derivas de hasta 1 %, condición en la cual la estructura presenta

daños mínimos, fisuras y afectaciones leves en elementos no estructurales, conservando prácticamente su rigidez y resistencia.

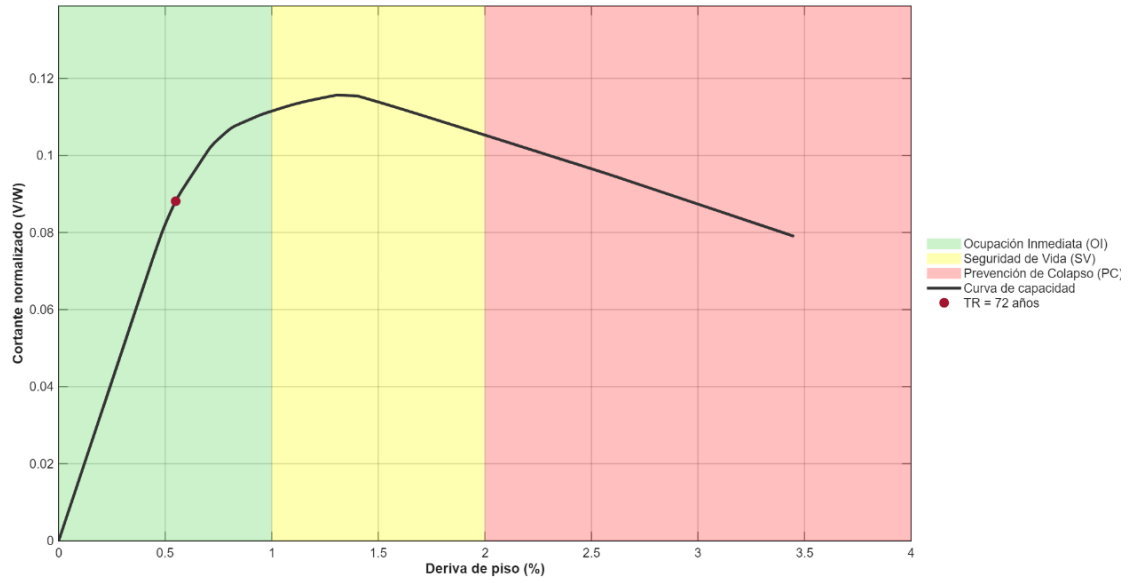
El nivel de Seguridad de Vida (SV) se establece para derivas de hasta 2 %, donde se admite la aparición de daños estructurales moderados, incluyendo fisuración más extensa, pérdida de rigidez; sin embargo, la estructura mantiene su estabilidad global y protege la vida de los ocupantes. Por su parte, el nivel de Prevención de Colapso (PC) considera derivas de hasta 4 %, representando un estado de daño severo caracterizado por degradación de rigidez y resistencia, formación de rótulas plásticas y deterioro importante en elementos estructurales, aunque conservando una capacidad residual suficiente para evitar el colapso total de la edificación.

En este contexto, FEMA 356 proporciona parámetros de referencia para evaluar el comportamiento sísmico de la estructura en función de su respuesta no lineal, permitiendo clasificar su desempeño ante diferentes niveles de demanda sísmica. En esta sección se presentan los puntos de desempeño obtenidos a partir del análisis de capacidad estructural, considerando diferentes niveles de demanda sísmica asociados a períodos de retorno específicos. La identificación de dichos puntos permite caracterizar la respuesta global de la estructura en términos de deformaciones laterales y resistencia, mediante la relación entre la deriva de piso y el cortante basal normalizado.

10.1. Puntos de desempeño para distintos niveles de amenaza sísmica

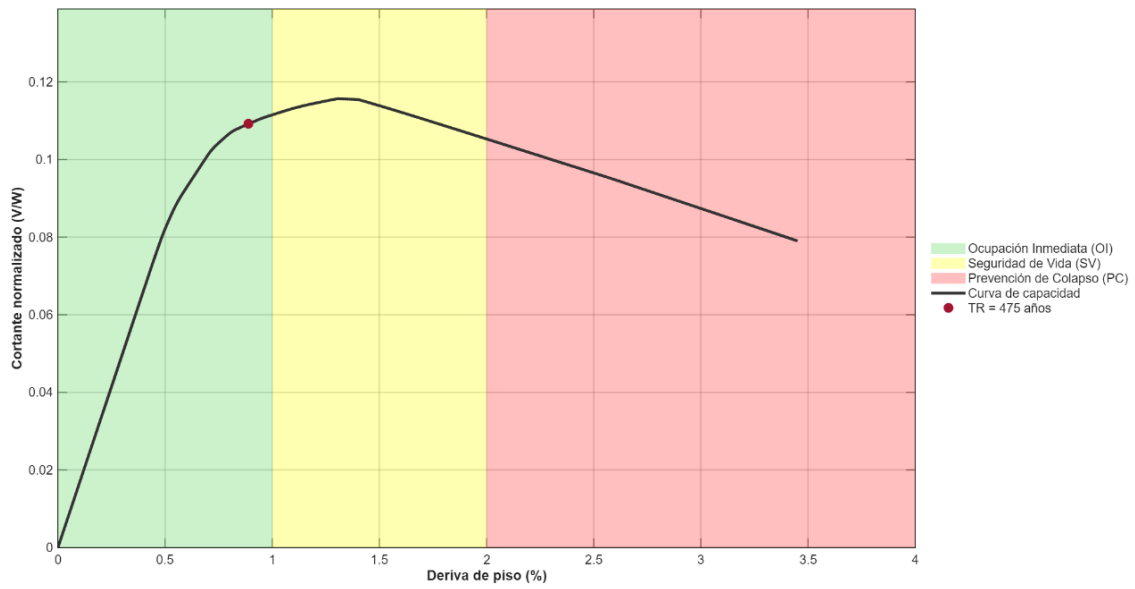
Los resultados indican que, para un período de retorno de 72 años, el punto de desempeño se ubica en una deriva de 0.55% y un cortante basal normalizado de 0.0882, correspondiendo al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. Para el período de retorno de 475 años, se obtiene una deriva de 0.90% y un cortante de 0.109, manteniéndose igualmente dentro del rango de Ocupación Inmediata. Finalmente, para el escenario de máxima demanda sísmica considerado (TR = 2500 años), el punto de desempeño se localiza en una deriva de 1.48% y un cortante de 0.114, situándose en el nivel de Seguridad de Vida. En las Ilustraciones 37, 38 y 39 se presentan las gráficas del punto de desempeño para cada nivel de amenaza sísmica analizado.

Ilustración 37: Punto de desempeño para 72 años



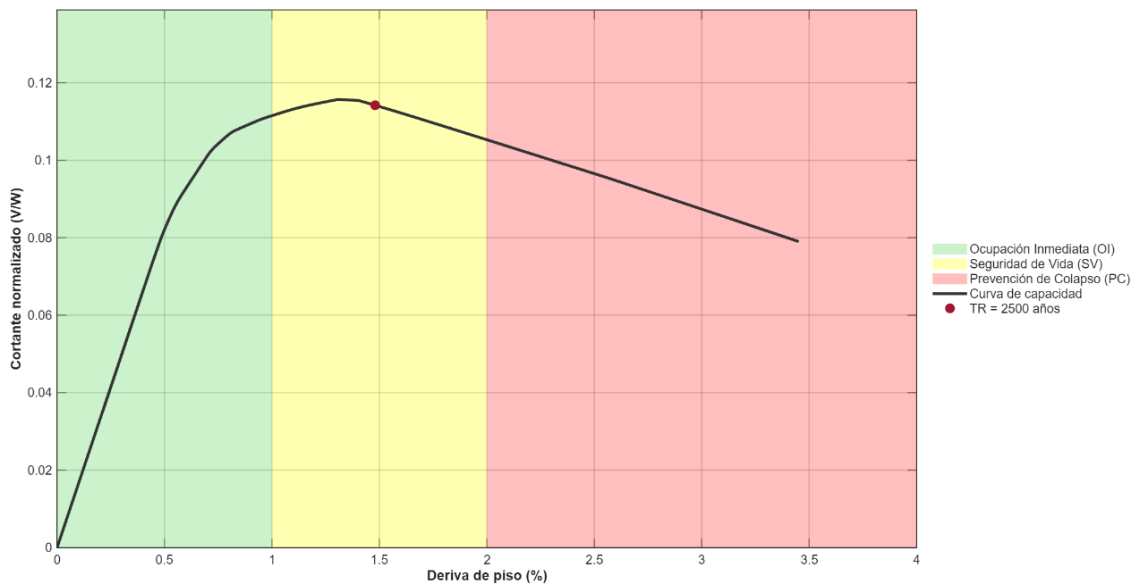
Fuente: Autores

Ilustración 38: Punto de desempeño para 475 años



Fuente: Autores

Ilustración 39: Punto de desempeño para 2500 años



Fuente: Autores

10.2. Comportamiento estructural

El análisis de los puntos de desempeño evidencia una respuesta estructural diferenciada en función del nivel de demanda sísmica. Para los escenarios correspondientes a períodos de retorno de 72 y 475 años, la estructura presenta un comportamiento predominantemente elástico, manteniendo su rigidez inicial y capacidad resistente, lo que se traduce en niveles de daño despreciables o limitados a elementos no estructurales.

Por otro lado, bajo la acción sísmica asociada a un período de retorno de 2500 años, se observa una transición hacia un comportamiento inelástico. Este se caracteriza por una reducción progresiva de la rigidez y la aparición de daños moderados en ciertos elementos estructurales, sin comprometer la estabilidad global del sistema.

La ubicación de este punto dentro del rango de Seguridad de Vida evidencia que la estructura posee una adecuada capacidad de disipación de energía, permitiendo controlar las deformaciones y evitar mecanismos de falla inestables.

11. Deriva Global

La deriva global se determina como la relación entre el desplazamiento objetivo y la altura total de la estructura. Este parámetro varía en función del período

de retorno analizado y permite comparar el comportamiento de la estructura con los límites de desempeño establecidos por normativas como ASCE 41-13.

11.1. Deriva Global para 72 años

Para un período de retorno de 72 años, se obtiene una deriva global de 0.55 %, correspondiente a un desplazamiento objetivo de 15.98 cm. En la Ilustración 40 se presenta la distribución de la deriva por piso, lo que permite evaluar su variación a lo largo de la altura de la edificación. La deriva máxima alcanza un valor de 0.756 % en el piso 6. De acuerdo con estos resultados, para este período de retorno la estructura se clasifica dentro del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

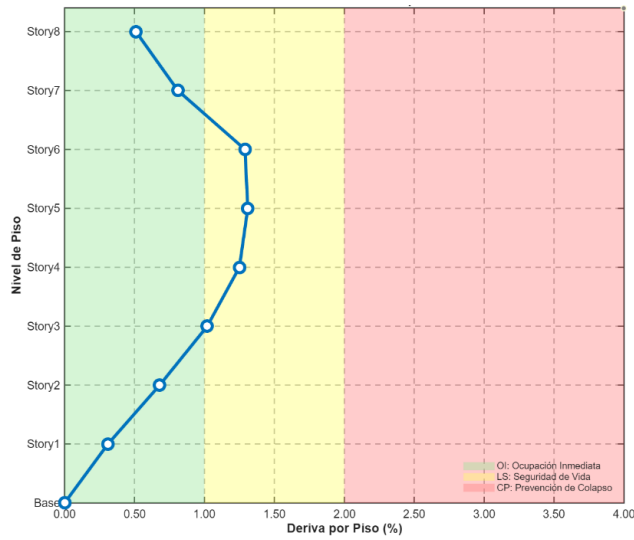


Fuente: Autores

11.2. Deriva Global para 475 años.

Bajo un período de retorno de 475 años, la respuesta estructural presenta un incremento en la demanda sísmica, registrando una deriva global de 0.90 % asociada a un desplazamiento objetivo de 25.88 cm. La distribución de derivas a lo largo de la edificación evidencia su valor más crítico en el piso 5, donde se alcanza una deriva máxima de 1.31 %. En función de este comportamiento, el desempeño de la estructura corresponde al nivel de Seguridad de Vida como se puede apreciar en la Ilustración 41.

Ilustración 41: Deriva para 475 años

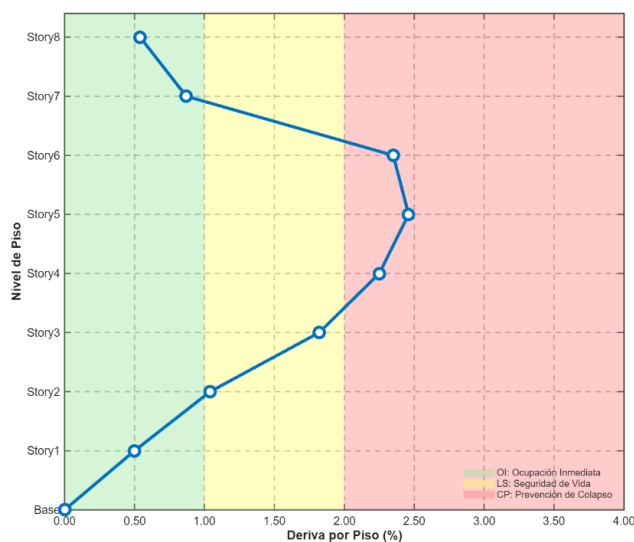


Fuente: Autores

11.3. Deriva Global para 2500 años

Para un período de retorno de 2500 años, cuenta con una deriva global de 1.48 %, asociada a un desplazamiento objetivo de 42.55 cm. La distribución de derivas por piso evidencia que la mayor demanda de deformación se concentra en el piso 5, donde se alcanza una deriva máxima de 2.46 %. En concordancia con estos resultados, el desempeño estructural se ubica en el nivel de Prevención de Colapso como se puede observar en la Ilustración 42.

Ilustración 42: Deriva para 2500 años



Fuente: Autores

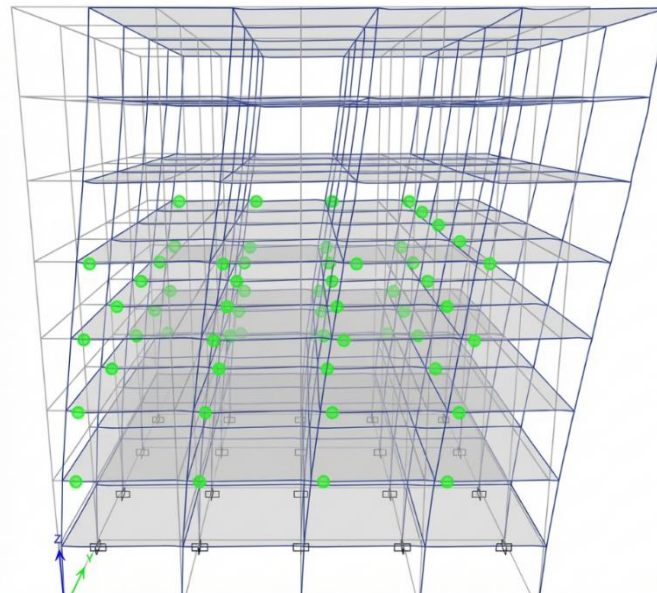
1. Daño local

1.1. Periodo de retorno de 72 años

Para un período de retorno de 72 años, el comportamiento estructural está dominado por rótulas plásticas en el rango A–B (978), lo que corresponde a una respuesta esencialmente elástica. De manera complementaria, 62 rótulas se ubican en el rango B–C, vinculadas a niveles de daño moderado. Los rangos A–B y B–C se encuentran definidos en la Ilustración 19.

En términos globales, las 1040 rótulas identificadas se localizan entre el Punto A y el límite de Ocupación Inmediata, evidenciando un desempeño adecuado de la estructura ante este nivel de demanda. La Ilustración 43 presenta la distribución de dichas rótulas.

Ilustración 43: Distribución de rótulas plásticas para un período de retorno de 72 años



Fuente: Autores

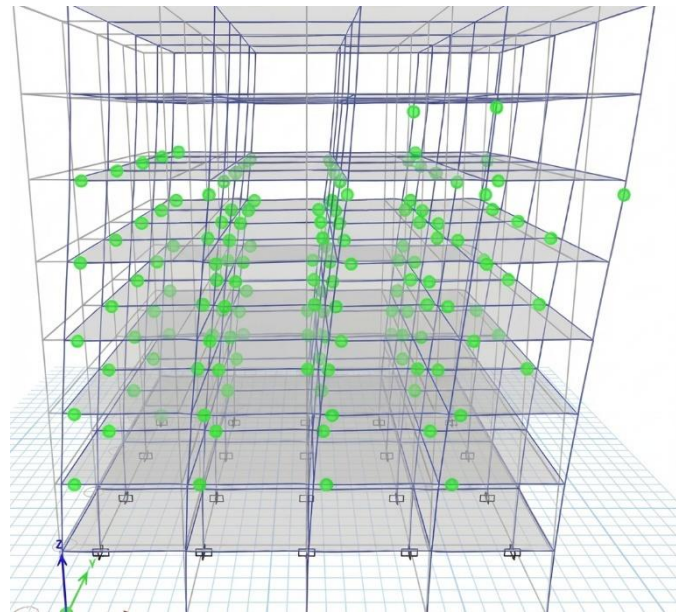
1.2. Periodo de retorno de 475 años

Al incrementar el período de retorno a 475 años, se observa una reducción en la proporción de rótulas dentro del rango A–B (848), lo que indica una transición hacia un comportamiento con mayor participación inelástica. En este escenario, 192 rótulas se sitúan en el rango B–C, reflejando un incremento en los niveles de daño. Los rangos A–B y B–C están definidos en la Ilustración 19.

En total, 980 rótulas permanecen dentro del límite de Ocupación Inmediata, mientras que 60 se ubican entre Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida. Este

cambio evidencia una mayor exigencia estructural en comparación con el caso anterior. La Ilustración 44 muestra la distribución correspondiente.

Ilustración 44: Distribución de rótulas plásticas para un período de retorno de 475 años



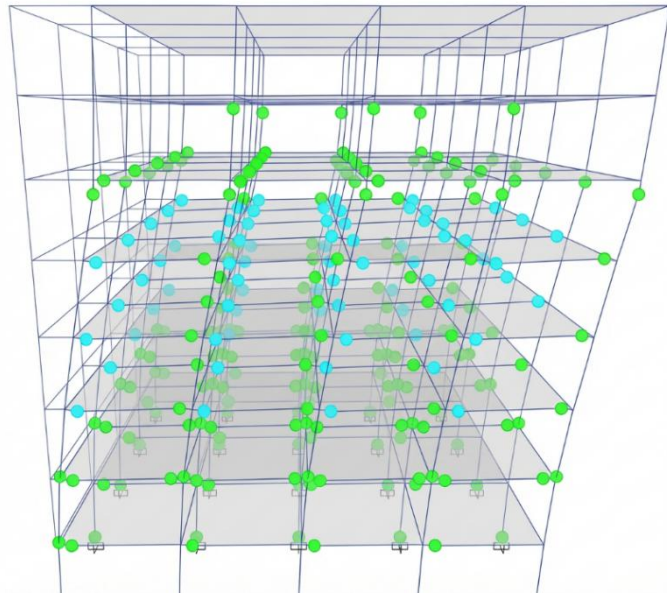
Fuente: Autores

1.3. Período de retorno de 2500 años

Para un período de retorno de 2500 años, la respuesta estructural presenta una evolución significativa hacia estados inelásticos. Aunque el mayor número de rótulas aún se concentra en el rango A–B (757), se registra un incremento notable en los rangos B–C (208) y C–D (75), asociados a niveles de daño más severos. Los rangos A–B, B–C y C–D se detallan en la Ilustración 19.

Desde una perspectiva de desempeño, 875 rótulas se mantienen dentro del límite de Ocupación Inmediata, mientras que 105 se ubican entre Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida, y 60 alcanzan el intervalo entre Seguridad de Vida y Prevención de Colapso. Esta distribución confirma una mayor demanda inelástica y una degradación progresiva del comportamiento estructural. La Ilustración 45 presenta la configuración espacial de las rótulas para este escenario.

Ilustración 45: Distribución de rótulas plásticas para un período de retorno de 2500 años



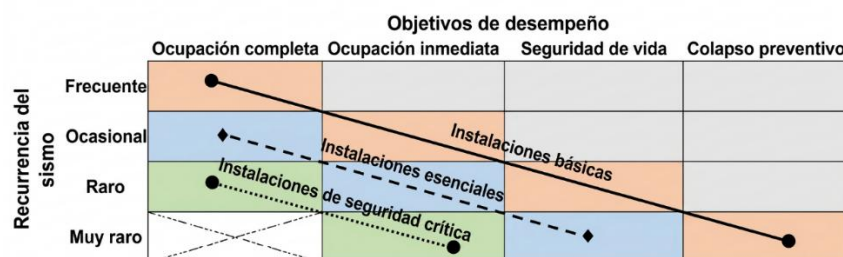
Fuente: Autores

2. Evaluación del desempeño sísmico

Un objetivo de desempeño puede definirse considerando distintos estados de daño asociados a diversos niveles de intensidad del movimiento sísmico; cuando incorpora más de un escenario de amenaza, se conoce como objetivo de desempeño dual o múltiple (Arévalo, 2025).

El gráfico presenta una matriz de desempeño sísmico que relaciona la recurrencia de los eventos sísmicos con los objetivos de desempeño estructural. En la Ilustración 46 se establecen distintos niveles de daño aceptable en función de la intensidad del sismo.

Ilustración 46: Objetivos de desempeño



Fuente: Aguirre, 2020

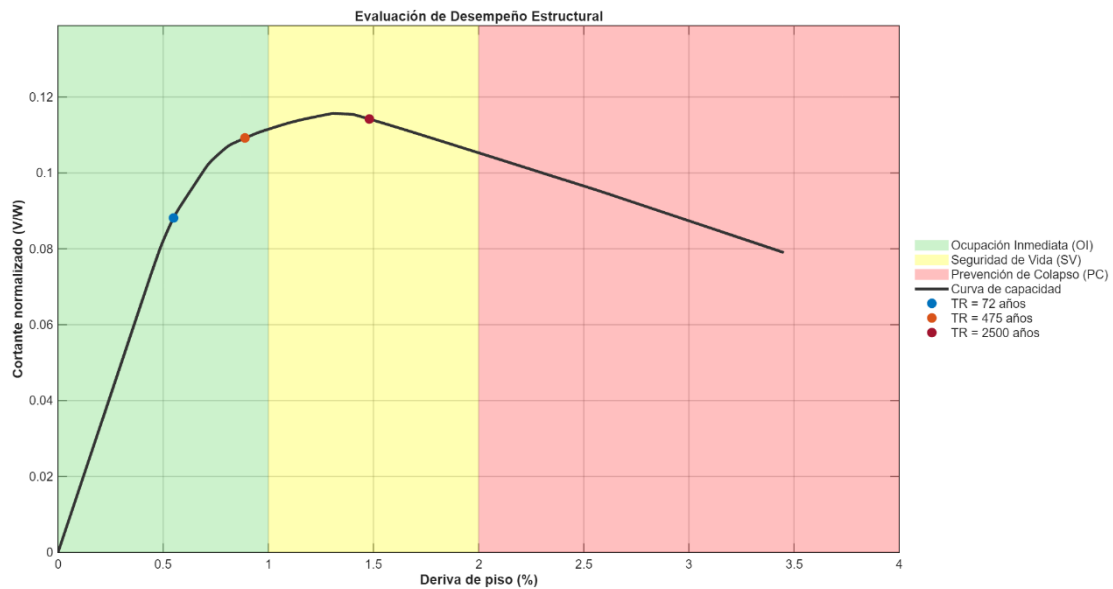
La evaluación del desempeño sísmico permite verificar el grado de cumplimiento de los objetivos establecidos en función del nivel de amenaza considerado. En este sentido, los

resultados obtenidos indican que, para niveles de amenaza sísmica bajos y moderados (TR = 72 y 475 años), la estructura satisface el objetivo de Ocupación Inmediata, garantizando la operatividad posterior al evento sísmico.

En contraste, para el periodo de retorno de 2500 años, la estructura alcanza el nivel de Seguridad de Vida, lo que implica la aceptación de daños estructurales controlados, pero sin pérdida de la capacidad portante ni riesgo de colapso.

Es decir, para el período de retorno de 475 años, la demanda de deformación se mantiene dentro de los límites establecidos por la normativa. Según la NEC-SE-DS, el estado límite de Seguridad de Vida se asocia a una deriva máxima del 2%. La deriva obtenida en el análisis resulta inferior a este umbral.

Ilustración 47: Evaluación del desempeño estructural



Fuente: Autores

CONCLUSIONES

Se realizó el diseño estructural cumpliendo con los lineamientos establecidos por la NEC-15 y el ACI 318-19. Este diseño se distingue por el uso de marcos intermedios a momentos, que permiten controlar de manera eficiente la respuesta sísmica, reduciendo la probabilidad de fallas frágiles por cortante en vigas y columnas. Al realizar el análisis se pudo comprobar que la edificación posee regularidad en planta y en elevación lo que indica un adecuado desempeño sísmico. Además, se verificó el cumplimiento de resistencia y capacidad de los elementos, asegurando que vigas y columnas satisfacen las exigencias de flexión y corte. En el diseño cortante en vigas, la fuerza cortante se determina considerando la sumatoria de los momentos nominales y la longitud de la viga, así como el efecto de la carga distribuida actuante, la cual incluye el peso propio y las cargas gravitacionales mayoradas. Por otro lado, la fuerza cortante en columnas se obtiene a partir de la relación entre los momentos probables desarrollados en los extremos del elemento y la longitud efectiva de la columna. En este contexto, los momentos probables están directamente influenciados por la carga axial, la cual depende de las combinaciones de carga. En cuanto al control de deformaciones, se verificó que las derivas inelásticas por piso cumplan con los límites normativos, alcanzando un valor máximo de 1.98%, siendo 2% el permitido. En el diseño se busca tener una jerarquía de falla para generar un comportamiento dúctil y una mayor capacidad de disipación de energía ante eventos sísmicos severos.

Se realizó el análisis no lineal del edificio mediante el procedimiento pushover, evaluando su comportamiento para períodos de retorno de 72, 475 y 2500 años, con el fin de caracterizar su respuesta en el rango inelástico. A nivel local, se observó que en las columnas la capacidad de rotación plástica disminuye conforme aumenta la carga axial, lo que evidencia una reducción de ductilidad y una mayor vulnerabilidad frente a sollicitaciones sísmicas elevadas. A nivel global, la curva de capacidad muestra un incremento progresivo tanto en desplazamientos como en fuerzas a medida que aumenta el período de retorno, siendo el desplazamiento objetivo proporcional a dicha demanda. La rigidez inicial de la estructura se mantiene constante para los distintos escenarios analizados, lo cual es característico del comportamiento en el rango elástico. En términos de daño, para un período de retorno de 72 años la estructura presenta un comportamiento esencialmente elástico con daños mínimos; para 475 años se evidencia incursión en el rango inelástico con desplazamientos moderados y daño

controlado; mientras que para 2500 años la estructura desarrolla su capacidad de disipación de energía mediante la formación de rótulas plásticas, sin presentar pérdida de estabilidad global.

En cuanto a la evaluación del desempeño estructural, se obtuvo una ductilidad global de 4.4, lo que indica una adecuada capacidad de deformación inelástica y disipación de energía, así como un factor de sobrerresistencia de 1.6, que refleja una reserva adicional de resistencia frente a las demandas sísmicas. Con base en estos resultados, para períodos de retorno de 72 y 475 años la edificación se clasifica dentro del nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, presentando derivas bajas y daños mínimos. Por otro lado, para un período de retorno de 2500 años, la estructura alcanza el nivel de Seguridad de Vida, en el cual se desarrollan mayores deformaciones y una distribución más amplia de rótulas plásticas; sin embargo, no se evidencia pérdida de estabilidad global, garantizando un comportamiento estructural adecuado ante eventos sísmicos severos.

RECOMENDACIONES

- En edificaciones reales se recomienda evaluar la existencia de irregularidades en la configuración estructural, debido a que estas pueden modificar el dimensionamiento de los elementos estructurales debido a que conlleva penalizaciones normativas.
- Definir correctamente las propiedades de las rótulas plásticas en el modelo no lineal, procurando suavizar las caídas de las curvas momento-rotación. Esto permite representar de manera más estable el comportamiento inelástico de la estructura y reducir posibles inconvenientes de convergencia numérica en el software ETABS.
- El diseño estructural debe propiciar que la formación de rótulas plásticas ocurra principalmente en los extremos de las vigas, mientras que en las columnas su aparición debe limitarse preferentemente a la base del primer nivel, favoreciendo así un mecanismo de falla dúctil.
- Se recomienda que la deriva inelástica de la estructura se aproxime al límite máximo permitido por la NEC, ya que esto refleja un aprovechamiento más eficiente de la capacidad resistente y de deformación de los elementos estructurales, evitando diseños sobredimensionados.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI. (2019). 318-19 *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. In *318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. American Concrete Institute.
- Aguiar, R. (2012). *DINAMICA DE ESTRUCTURAS CON CEINCI-LAB*. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército.
- Aguilar, R. (2008). *ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS*. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército.
- Aguirre, J. (2020). *COMPARACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA DE HOSPITAL EQUIPADA CON DIFERENTES SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA*. UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
- Arévalo, C. (2025). *Análisis de vulnerabilidad sísmica y propuesta de reforzamiento para lograr un nivel de desempeño de ocupación inmediata, caso de estudio “Hospital Municipal de la Mujer y del Niño” de la ciudad de Cuenca, provincia del Azuay*. Universidad del Azuay.
- Arango, S., Paz, A., & Del Pilar, M. (2010). *PROPUESTA METODOLÓGICA PARA LA EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UNA ESTANTERÍA METÁLICA*. Escuela de Ingeniería de Antioquia, Medellín.
- ASCE 41-13. (2013). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. American Society of Civil Engineers.
- ASCE 7-16. (2017). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers.
- Bertero, R. D. (2002). *DISEÑO SISMO-RESISTENTE BASADO EN LA PERFORMANCE*. Universidad de Buenos Aires.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras*. Mexico Pearson.
- FEMA 356, (2000). *Federal Emergency Management Agency Prestandard and Commentaty for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Estados Unidos.
- Lema, E. (2013). *UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR FACULTAD DE INGENIERÍA CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL*. UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR.
- Meneses, P. (2006). *Análisis de Edificios de Hormigón Armado en Base a Pórticos Planos Acoplados a Muros de Altura Parcial*. Universidad Austral de Chile
- NEC-SE-CG. (2015). *NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas)*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

NEC-SE-DS. (2015). *NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sismo resistente parte 1*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

NEC-SE-HM. (2015). *NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

NEC-SE-RE. (2015). *NEC-SE-RE: Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

Reinhorn, A. M., Deierlein, G. G., & Willford, M. R. (2010). *Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design*. National Institute of Standards and Technology.

Saavedra, C. (2018). *Método del Pushover - Análisis Estático No Lineal*. Webinar SC arquitectos. Edificio de Oficinas Forum. SC arquitectos.

Trifunovic, M. (2024). *Recomendaciones Constructivas para Hospitales Seguros ante Sismos*. Asociación Costarricense de arquitectura e ingeniería hospitalaria.

Sánchez, J., & Cabrera, J. (2016). *EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO APORTICADO DE HORMIGÓN ARMADO USANDO EL MÉTODO ACTUALIZADO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD FEMA 440*. UNIVERSIDAD DE CUENCA.

Scaramelli, F. (2017). *LA SOBRRRESISTENCIA Y EL NIVEL DE DUCTILIDAD SOBRE LA PROBABILIDAD DE FALLA ANTE LA OCURRENCIA DE SISMOS*. UNIVERSIDAD DE CHILE

Secretaria Nacional de Riesgos. (2016). Informe-de-Situación-1-22h303.

Vásquez, M. (2021). *Diseño por Desempeño de Edificios de Hormigón Armado incorporando el Efecto del Suelo*. UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO

DISEÑO DE LOSA

Definición de Materiales

Parámetros

Descripción

Hormigón

$$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_c := 280$$

Resistencia a compresión del concreto

$$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del concreto armado

$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = (2.527 \cdot 10^5) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Modulo de Elasticidad del concreto

Acero

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_y := 4200$$

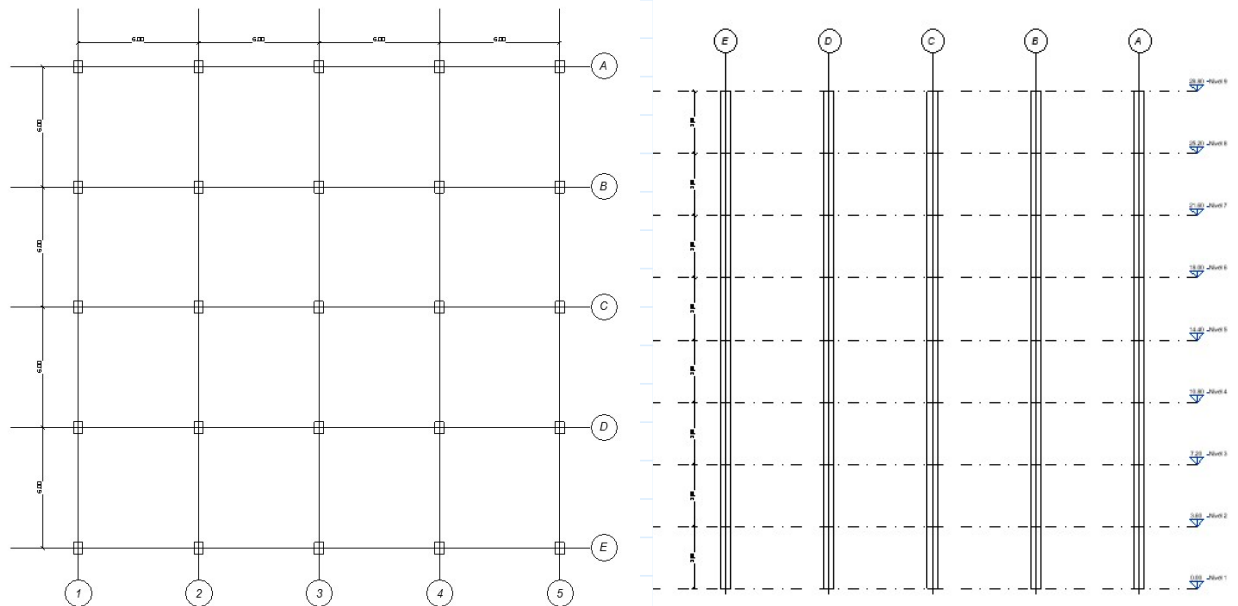
Resistencia a fluencia del acero

$$\gamma_s := 7850 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del acero

$$E_s := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Modulo de Elasticidad del acero



Dimensiones

Morocho Pino
Romero Romero
75

$$L_x := 6 \text{ m} \quad L_y := 6 \text{ m} \quad h_{entrepiso} := 3.6 \text{ m} \quad n_{pisos} := 8$$

Combinación de cargas

$$C_m := 300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad C_v := 203.94 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$C_1 := 1.4 \cdot C_m = 420 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$C_2 := 1.2 \cdot C_m + 1.6 \cdot C_v = 686.304 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Imponer sección de losa

$$\begin{aligned} e &:= 5 \text{ cm} & a_{nervio} &:= 10 \text{ cm} & r &:= 3 \text{ cm} \\ h &:= 25 \text{ cm} & h_{nervio} &:= h - e = 20 \text{ cm} & bw_i &:= 2 \cdot a_{nervio} = 20 \text{ cm} \\ d_{losa} &:= h - r = 22 \text{ cm} & caseton &:= 40 \text{ cm} & bw_s &:= 100 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$Y_{cg} := \frac{\left((bw_s \cdot e) \cdot \left(h - \frac{e}{2} \right) \right) + 2 \left((h_{nervio} \cdot a_{nervio}) \cdot \frac{h_{nervio}}{2} \right)}{(bw_s \cdot e) + 2 (h_{nervio} \cdot a_{nervio})} = 16.944 \text{ cm}$$

$$I := \frac{(bw_s \cdot e^3)}{12} + \left((bw_s \cdot e) \cdot \left(h_{nervio} - Y_{cg} + \frac{e}{2} \right)^2 \right) + 2 \left(\left(\frac{a_{nervio} \cdot h_{nervio}^3}{12} \right) + \left((h_{nervio} \cdot a_{nervio}) \cdot \left(Y_{cg} - \frac{h_{nervio}}{2} \right)^2 \right) \right) = (4.91 \cdot 10^4) \text{ cm}^4$$

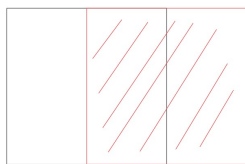
$$e_{losa} := \sqrt[3]{\frac{I \cdot 12}{bw_s}} = 18.061 \text{ cm}$$

Análisis de Panel

$$h_{viga} := 50 \text{ cm} \quad b_{viga} := 30 \text{ cm}$$

$$I_{viga} := \frac{1}{12} \cdot h_{viga}^3 \cdot b_{viga} = (3.125 \cdot 10^5) \text{ cm}^4$$

Viga Izq =Viga Der =Viga Sup =Viga Inf



$$I_{losa} := \frac{1}{12} \cdot e_{losa}^3 \cdot \left(\frac{L_x}{2} - \frac{2 b_{viga}}{2} + \frac{L_x}{2} \right) = (2.799 \cdot 10^5) \text{ cm}^4$$

$$\alpha := \frac{I_{viga}}{I_{losa}} = 1.117$$

$$I_{losa1} := \frac{1}{12} \cdot e_{losa}^3 \cdot \left(\frac{L_x}{2} - \frac{b_{viga}}{2} \right) = (1.399 \cdot 10^5) \text{ cm}^4$$

$$\alpha_1 := \frac{I_{viga}}{I_{losa1}} = 2.233$$

$$\alpha_{pro} := \frac{2 \alpha_1 + 2 \alpha}{4} = 1.675$$

Espesor mínimo

$$e_{min} := \frac{L_y \cdot \left(0.8 + \frac{f_y}{14000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right)}{36 + 5 \cdot \frac{L_y}{L_x} (\alpha_{pro} - 0.2)} = 15.216 \text{ cm} \quad \text{"No revisar deformaciones "}$$

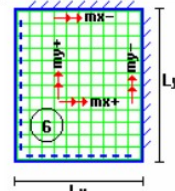
Metraje de cargas

$$W_{losa} := \left((1 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot h) - (4 \cdot \text{caseton} \cdot \text{caseton} \cdot bw_i) \right) \cdot \frac{\gamma_c}{1 \text{ m}^2} = 292.8 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$C_{ul} := (1.2 (C_m + W_{losa}) + 1.6 C_v) = (1.038 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$q_{ul} := (1.2 (C_m + W_{losa}) + 1.6 C_v) \cdot bw_s = (1.038 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$\text{Relacion} := \frac{L_y}{L_x} = 1$$

Losa	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$	δ	406	489	572	644	693	712
	$M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$	m_{y-}	839	980	1120	1240	1323	1353
	$M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$	m_{y+}	428	525	621	704	761	782
	$M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$	m_{x-}	839	857	852	827	793	764
	$M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	m_{x+}	428	409	369	310	271	238

$$m_{yn} := 839$$

$$m_{yp} := 428$$

$$m_{xn} := 839$$

$$m_{xp} := 428$$

$$M_{yn} := 0.0001 \cdot q_{ul} \cdot m_{yn} \cdot L_y^2 = 3.134 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{yp} := 0.0001 \cdot q_{ul} \cdot m_{yp} \cdot L_y^2 = 1.599 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{xn} := 0.0001 \cdot q_{ul} \cdot m_{xn} \cdot L_y^2 = 3.134 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{xp} := 0.0001 \cdot q_{ul} \cdot m_{xp} \cdot L_y^2 = 1.599 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Morocho Pino
Romero Romero
77

Flexión

$$\phi := 0.9$$

Acero Flexión "x"

$$M_{upx} := M_{xp} = (1.599 \cdot 10^5) \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$M_{unx} := M_{xn} = (3.134 \cdot 10^5) \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$f_y := 4200$$

$$f_c := 280$$

$$bw_{superior} := 100$$

$$ds := 22$$

Momento Positivo - Acero Inferior

$$M_{up} := \frac{1.599 \cdot 10^5}{2}$$

$$M_{up} - \left(\phi \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot bw_{superior} \cdot a_{superior} \cdot \left(ds - \frac{a_{superior}}{2} \right) \right) = 0 \xrightarrow{\text{solve, } a_{superior}} \begin{bmatrix} 0.1703180507456261085 \\ 43.829681949254373892 \end{bmatrix}$$

$$a_{px} := 0.17 \text{ cm}$$

$$As_{superiorx} := \frac{0.85 \cdot f_c \cdot a_{px} \cdot bw_s}{f_y} = 0.963 \text{ cm}^2 \quad As_{nervio} := \frac{As_{superiorx}}{2} = 0.482 \text{ cm}^2$$

$$Ds_x := \sqrt[2]{\frac{As_{nervio} \cdot 4}{\pi}} = 0.783 \text{ cm}$$

$$D_{superiorx} := 10 \text{ mm}$$

$$A_{realx} := \frac{D_{superiorx}^2 \cdot \pi}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Momento Negativo - Acero Superior

$$M_{un} := \frac{3.134 \cdot 10^5}{2} \quad bw_{inferior} := 20 \quad ds_2 := 22$$

$$M_{un} - \left(\phi \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot bw_{inferior} \cdot a_{inferior} \cdot \left(ds_2 - \frac{a_{inferior}}{2} \right) \right) = 0 \xrightarrow{\text{solve, } a_{inferior}} \begin{bmatrix} 1.730711138233832439 \\ 42.269288861766167561 \end{bmatrix}$$

$$a_{nx} := 1.73 \text{ cm}$$

$$As_{inferiorx} := \frac{0.85 \cdot f_c \cdot a_{nx} \cdot bw_i}{f_y} = 1.961 \text{ cm}^2 \quad As_{nervio} := \frac{As_{inferiorx}}{2} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$Di := \sqrt[2]{\frac{As_{nervio} \cdot 4}{\pi}} = 1.117 \text{ cm}$$

$$D_{inferiorx} := 12 \text{ mm}$$

$$A_{realix} := \frac{D_{inferiorx}^2 \cdot \pi}{4} = 1.131 \text{ cm}^2$$

Cuantía mínima

Morocho Pino
Romero Romero
78

$$As_{min1} := \frac{0.8 \sqrt{f'c \frac{kgf}{cm^2}}}{f_y} \cdot a_{nervio} \cdot d_{losa} = 0.701 \text{ cm}^2$$

$$As_{min2} := \frac{14 \frac{kgf}{cm^2}}{f_y} \cdot a_{nervio} \cdot d_{losa} = 0.733 \text{ cm}^2$$

"Cumple Cuantía mínima"

Cortante

$$\phi_c := 0.75$$

$$V_{ul} := q_{ul} \cdot \frac{L_y}{2} = 3.113 \text{ tonnef}$$

$$\phi V_{nl} := \phi_c \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} (bw_i + 10 \text{ cm}) \cdot d_{losa} = 4.39 \text{ tonnef} \quad DC := \frac{V_{ul}}{\phi V_{nl}} = 0.709$$

Flexión

Acero Flexión "y"

$$M_{upy} := M_{yp} = (1.599 \cdot 10^5) \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$M_{uny} := M_{yn} = (3.134 \cdot 10^5) \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$f_y := 4200$$

$$f'c := 280$$

$$bw_{superior} := 100$$

$$ds := 22$$

Momento Positivo - Acero Inferior

$$M_{upy} := \frac{1.599 \cdot 10^5}{2}$$

$$M_{upy} - \left(\phi \cdot 0.85 f'c \cdot bw_{superior} \cdot a_{superior} \cdot \left(ds - \frac{a_{superior}}{2} \right) \right) = 0 \xrightarrow{\text{solve, } a_{superior}} \begin{bmatrix} 0.1703180507456261085 \\ 43.829681949254373892 \end{bmatrix}$$

$$a_{py} := 0.17 \text{ cm}$$

$$As_{superior} := \frac{0.85 f'c \cdot a_{py} \cdot bw_s}{f_y} = 0.963 \text{ cm}^2 \quad As_{nervioy} := \frac{As_{superior}}{2} = 0.482 \text{ cm}^2$$

$$Ds_y := \sqrt{\frac{As_{nervioy} \cdot 4}{\pi}} = 0.783 \text{ cm}$$

$$D_{superior} := 10 \text{ mm}$$

$$A_{realsy} := \frac{D_{superior}^2 \cdot \pi}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$M_{un_y} := \frac{3.134 \cdot 10^5}{2} \quad bw_{inferior} := 20 \quad ds_2 := 22$$

$$M_{un_y} - \left(\phi \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot bw_{inferior} \cdot a_{inferior} \cdot \left(ds_2 - \frac{a_{inferior}}{2} \right) \right) = 0 \xrightarrow{\text{solve}, a_{inferior}} \begin{bmatrix} 1.730711138233832439 \\ 42.269288861766167561 \end{bmatrix}$$

$$a_{ny} := 1.73 \text{ cm}$$

$$As_{inferior} := \frac{0.85 f_c \cdot a_{nx} \cdot bw_i}{f_y} = 1.961 \text{ cm}^2 \quad As_{nervio} := \frac{As_{inferior}}{2} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$Di_y := \sqrt[2]{\frac{As_{nervio} \cdot 4}{\pi}} = 1.117 \text{ cm} \quad D_{inferior} := 12 \text{ mm}$$

$$A_{realiy} := \frac{D_{inferior}^2 \cdot \pi}{4} = 1.131 \text{ cm}^2$$

Cuantía mínima

$$As_{min1} := \frac{0.8 \sqrt[2]{f_c \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}{f_y} \cdot a_{nervio} \cdot d_{losa} = 0.701 \text{ cm}^2$$

"Cumple Cuantía mínima"

$$As_{min2} := \frac{14 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{f_y} \cdot a_{nervio} \cdot d_{losa} = 0.733 \text{ cm}^2$$

Cortante

$$V_{ul} := q_{ul} \cdot \frac{L_x}{2} = 3.113 \text{ tonnef}$$

$$\phi V_{nl} := \phi_c \cdot 0.53 \cdot \sqrt[2]{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot (bw_i + 10 \text{ cm}) \cdot d_{losa} = 4.39 \text{ tonnef} \quad DC := \frac{V_{ul}}{\phi V_{nl}} = 0.709$$

Malla

$$As_{min} := 0.0018 \cdot bw_s \cdot \frac{e}{1 \text{ m}} = 90 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{mm}^2$$

"Se usara una malla R106"

Mallas Armex® Tradicional									
Código	Tipo de Malla	Diámetro [mm]		Separación [cm]		Sección de Acero as [mm² / m]		Peso	
		Alambre L.	Alambre T.	Alambre L.	Alambre T.	As L.	As T.	kg / m²	kg / plancha
188156	R-126	4,0	4,0	10	10	126	126	1,97	29,48
188164	R-196	5,0	5,0	10	10	196	196	3,07	46,06
188166	R-238	5,5	5,5	10	10	238	238	3,72	55,73
188168	R-283	6,0	6,0	10	10	283	283	4,42	66,32
188172	R-385	7,0	7,0	10	10	385	385	6,02	90,27
188176	R-636	9,0	9,0	10	10	636	636	9,95	149,22
188150	R-64	3,5	3,5	15	15	64	64	1,01	15,17
188152	R-84	4,0	4,0	15	15	84	84	1,32	19,81
188154	R-106	4,5	4,5	15	15	106	106	1,67	25,07
188158	R-131	5,0	5,0	15	15	131	131	2,06	30,95
188160	R-158	5,5	5,5	15	15	158	158	2,50	37,45
188161	R-188	6,0	6,0	15	15	188	188	2,97	44,57
188167	R-257	7,0	7,0	15	15	257	257	4,04	60,66
188170	R-335	8,0	8,0	15	15	335	335	5,28	79,23
188173	R-424	9,0	9,0	15	15	424	424	6,69	100,28
188175	R-524	10	10	15	15	524	524	8,25	123,80
188148	R-53	4,5	4,5	30	30	53	53	0,84	12,53
189676	R-503	8,0	8,0	10	10	503	503	7,86	117,90

clear (r, α)

Características de los elementos

$f'_c := 280 \frac{kgf}{cm^2}$	Resistencia a la compresion
$f_y := 4200 \frac{kgf}{cm^2}$	Resistencia a la fluencia
$\gamma_c := 2400 \frac{kgf}{m^3}$	Peso especifico concreto
$\gamma_s := 7850 \frac{kgf}{m^3}$	Peso especifico acero
$\nu_c := 0.2$	Modulo de poisson del concreto
$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} = (2.527 \cdot 10^5) \frac{kgf}{cm^2}$	Modulo de elasticidad concreto
$E_s := 2000000 \frac{kgf}{cm^2}$	Modulo de elasticidad acero

Características del edificio

$L := 6 \text{ m}$	Longitud "x" y "y"
$h_{entrepiso} := 3.6 \text{ m}$	Altura entre piso
$n_{pisos} := 8$	Numero de pisos

Combinacion de Cargas

D	Carga Muerta
L	Carga Viva
L_r	Sobrecarga cubierta
S	Carga de granizo
R	
W	Carga de viento
E	Carga de sismo

1. 1.4D
2. 1.2D + 1.6L+0.5max[Lr;S;R]
3. 1.2D + 1.6max[L;S;R]+max[Lr;0.5W]
4. 1.2D + 1.0W +L+0.5max[Lr;S;R]
5. 1.2D +1E+L+0.2S
6. 0.9D+1.0W
7. 0.9D+1.0E

Definicion de Cargas

Morocho Pino
Romero Romero
82

$$C_m := 300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Carga Muerta

$$C_v := 203.94 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Carga Viva

Zona sismica y aceleracion pico efectiva

Parametro

Descripcion

Zona de amenaza sismica

Alta

$$z := 0.25$$

Factor de zona

Tipo de Suelo

Suelo := "C"

Segun NEC 15 Peligro sismico part 1

$$F_a := 1.3$$

Coficiente de amplificacion de suelo en la zona de periodo corto

$$F_d := 1.28$$

Amplificacion de las ordenadas del espectro elastico de respuesta de desplazamientos para diseno de roca

$$F_s := 0.94$$

Comportamiento no lineal de los suelos

Periodo fundamental de la estructura

$$C_t := 0.055$$

Coficiente que depende del tipo de edificio pag 62 NEC peligro sismico part 2

$$\alpha := 0.9$$

$$T_a := C_t \cdot \left(\frac{h_{entrepiso} \cdot n_{pisos}}{m} \right)^\alpha \quad s = 1.132 \text{ s} \quad \text{Periodo de vibracion aproximado}$$

Coficiente de reduccion y comportamiento

$$R := 5$$

Factor de reduccion de respuesta

$$I := 1$$

Factor de importancia

Viga Pisos 1 2 3

Parámetro	Descripción
$h_v := 50 \text{ cm}$	Altura de Viga
$b_v := 30 \text{ cm}$	Ancho de Viga
$r_v := 5 \text{ cm}$	Recubrimiento al centroide de la barra
$d_v := h_v - r_v = 45 \text{ cm}$	Peralte efectivo de la viga
$\phi := 0.9$	Factor de reducción por flexión
$\varepsilon_{ty} := 0.0021$	Valor de la deformación unitaria en tracción
$\varepsilon_{cu} := 0.003$	Máxima deformación unitaria de concreto
$D_{estribo} := 1 \text{ cm}$	Diametro de estribo

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } f'c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \parallel 0.85 \\ \text{if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < f'c < 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \parallel \left(0.85 - \frac{0.05 \cdot \left(f'c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \\ \text{if } f'c \geq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \parallel 0.65 \end{cases} = 0.85$$

Momento Negativo Viga 50x30

$$M_{neg} := 28.76 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento Positivo Viga 50x30

$$M_{pos} := 12.83 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Acero negativo

$$R_n := \frac{M_{neg}}{b_v \cdot \phi \cdot d_v^2} = 52.602 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$fy := 4200 \quad fc := 280 \quad Rn := 52.6$$

$$(fy \cdot P_t) \cdot \left(1 - 0.588 \left(\frac{fy \cdot P_t}{fc} \right) \right) - Rn = 0 \xrightarrow{\text{solve}, P_t} \begin{bmatrix} 0.0143366743699649354 \\ 0.099042010437291300427 \end{bmatrix}$$

$$P_t := 0.0143 \quad As := b_v \cdot d_v \cdot P_t = 19.305 \text{ cm}^2$$

• Acero Tensión

$$D_1 := 20 \text{ mm} \quad \#varilla_1 := 2 \quad A_{1a} := \frac{\#varilla_1 \cdot D_1^2 \cdot \pi}{4} = 6.283 \text{ cm}^2$$

$$D_2 := 22 \text{ mm} \quad \#varilla_2 := 4 \quad A_{2a} := \frac{\#varilla_2 \cdot D_2^2 \cdot \pi}{4} = 15.205 \text{ cm}^2$$

$$A_{total} := A_{1a} + A_{2a} = 21.488 \text{ cm}^2$$

$$separacion := \frac{(b_v - 2 r_v - 2 D_{estribo} - (\#varilla_1 \cdot D_1) - (\#varilla_2 \cdot D_2))}{(\#varilla_1 + \#varilla_2 - 1)} = 1.04 \text{ cm}$$

$$separacion_min := \max(2.5 \text{ cm}, 2.54 \text{ cm}, \min(D_1, D_2)) = 2.54 \text{ cm}$$

$$s := \begin{cases} \text{if } separacion < separacion_min & \text{= "NO CUMPLE-DOBLE CAPA"} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"NO CUMPLE-DOBLE CAPA"} \\ \text{else} \\ \text{"CUMPLE-USAR SEPARACION"} \end{array} \right. & \end{cases}$$

• Acero Compresión

$$D_{1c} := 20 \text{ mm} \quad \#varilla_{1c} := 2 \quad A_{1c} := \frac{\#varilla_{1c} \cdot D_{1c}^2 \cdot \pi}{4} = 6.283 \text{ cm}^2$$

Equilibrio T=C

$$a := \frac{f_y \cdot (A_{total})}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v} = 12.64 \text{ cm} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 14.871 \text{ cm}$$

$$\phi_c := \frac{\epsilon_{cu}}{c} = 0.02 \frac{1}{m} \quad \epsilon := \phi_c \cdot (d_v - c) = 6.078 \cdot 10^{-3}$$

Equilibrio T=C

Caso 1 a>d'

$$Peralte_{efectivo} := h_v - r_v - D_{estribo} - \frac{\max(D_1, D_2)}{2} = 42.9 \text{ cm}$$

$$d' := r_v + D_{estribo} + \frac{\max(D_1, D_2)}{2} = 7.1 \text{ cm}$$

$$A_{total} := 21.488 \quad bw_d := 30 \quad A_c := 6.283 \quad dc := 7.1 \quad \beta_1 := 0.85$$

$$(f_y \cdot A_{total} \cdot c_{caso1}) - (0.85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot bw_d \cdot c_{caso1}^2) - ((6000 \cdot c_{caso1} - 6000 \cdot dc - 0.85 \cdot f_c \cdot c_{caso1}) \cdot Ac) = 0 \xrightarrow{\text{solve, } c_{caso1}} \begin{bmatrix} -3.5428372132253040565 \\ 12.448250625649097103 \end{bmatrix}$$

$$c_{caso1} := 12.45 \text{ cm}$$

$$a_{caso1} := c_{caso1} \cdot \beta_1 = 10.583 \text{ cm} \quad \varepsilon_{st} := \frac{\text{Peralte}_{efectivo} - c_{caso1}}{c_{caso1}} \cdot \varepsilon_{cu} = 7.337 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon'_s := \frac{c_{caso1} - d'}{c_{caso1}} \cdot \varepsilon_{cu} = 1.289 \cdot 10^{-3} \quad f'_s := 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{c_{caso1} - d'}{c_{caso1}} = (2.578 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$M_n := \left(0.85 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot a_{caso1} \cdot \left(\text{Peralte}_{efectivo} - \frac{a_{caso1}}{2} \right) \right) + ((f'_s - 0.85 \cdot f'_c) \cdot A_{1c} \cdot (\text{Peralte}_{efectivo} - d'))$$

$$M_n = 33.681 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \phi M_n := M_n \cdot \phi = 30.313 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$DC := \frac{M_{neg}}{\phi M_n} = 0.949$$

Cuantia

$$\rho := \frac{A_{total}}{d_v \cdot b_v} = 0.016$$

$$\rho_{min} := \max \left(\frac{0.85 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}{f_y}, \frac{14 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{f_y} \right) = 0.003 \quad \text{Cuantia minima}$$

$$\rho_b := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} + f_y} = 0.028 \quad \text{Cuantia balanceada}$$

$$\rho_{max} := 0.5 \cdot \rho_b = 0.014 \quad \text{Cuantia maxima para zona sismica}$$

clear ($R_n, P_t, D_1, D_2, R_n, \rho_{min}, \rho_b, \rho_{max}, \rho$)

clear ($\#varilla_1, \#varilla_2, A_{1a}, A_{2a}, A_{total}, D_{1c}, \#varilla_{1c}, A_{1c}, a, c, \phi_c, \varepsilon, \text{Peralte}_{efectivo}, d', A_{total}, bw_d, Ac, dc, As$)

clear ($B_1, c_{caso1}, a_{caso1}, \varepsilon_{st}, \varepsilon'_s, f'_s, DC, f_y, f_c, separacion, separacion_{min}, s, c, c, c, \phi M_p$)

Momento Positivo

$$R_n := \frac{M_{pos}}{\phi \cdot b_v \cdot d_v^2} = 23.466 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 4200 \quad f_c := 280 \quad R_n := 23.466$$

$$(f_y \cdot P_t) \cdot \left(1 - 0.588 \left(\frac{f_y \cdot P_t}{f_c}\right)\right) - R_n = 0 \xrightarrow{\text{solve}, P_t} \begin{bmatrix} 0.0058934898841292848914 \\ 0.10748519492312695094 \end{bmatrix}$$

$$P_t := 0.00589 \quad A_s := b_v \cdot d_v \cdot P_t = 7.952 \text{ cm}^2$$

Combinación de aceros

- Acero Tensión

$$\begin{aligned} D_1 &:= 20 \text{ mm} & \#varilla_1 &:= 3 & A_{1a} &:= \frac{\#varilla_1 \cdot D_1^2 \cdot \pi}{4} = 9.425 \text{ cm}^2 \\ D_2 &:= 20 \text{ mm} & \#varilla_2 &:= 0 & A_{2a} &:= \frac{\#varilla_2 \cdot D_2^2 \cdot \pi}{4} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{total} &:= A_{1a} + A_{2a} = 9.425 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$separacion := \frac{(b_v - 2 r_v - 2 D_{estribo} - (\#varilla_1 \cdot D_1) - (\#varilla_2 \cdot D_2))}{(\#varilla_1 + \#varilla_2 - 1)} = 6 \text{ cm}$$

$$separacion_{min} := \max(2.5 \text{ cm}, 2.54 \text{ cm}, \min(D_1, D_2)) = 2.54 \text{ cm}$$

$$s := \begin{cases} \text{"NO CUMPLE-DOBLE CAPA"} & \text{if } separacion < separacion_{min} \\ \text{"CUMPLE-USAR SEPARACION"} & \text{else} \end{cases} = \text{"CUMPLE-USAR SEPARACION"}$$

- Acero Compresión

$$D_{1c} := 20 \text{ mm} \quad \#varilla_{1c} := 2 \quad A_{1c} := \frac{\#varilla_{1c} \cdot D_{1c}^2 \cdot \pi}{4} = 6.283 \text{ cm}^2$$

Equilibrio T=C

$$a := \frac{f_y \cdot (A_{total})}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v} = 5.544 \text{ cm} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 6.522 \text{ cm}$$

$$\phi_c := \frac{\epsilon_{cu}}{c} = 0.046 \frac{1}{m} \quad \epsilon := \phi_c \cdot (d_v - c) = 0.018$$

Equilibrio T=C

Caso 1 a>d'

$$Peralte_{efectivo} := h_v - r_v - D_{estribo} - \frac{\max(D_1, D_2)}{2} = 43 \text{ cm}$$

$$d' := r_v + D_{estribo} + \frac{\max(D_1, D_2)}{2} = 7 \text{ cm}$$

$$A_{total} := 9.425 \quad bw_d := 30 \quad Ac := 6.283 \quad dc := 7 \quad \beta_1 := 0.85$$

$$(fy \cdot A_{total} \cdot c_{caso1}) - (0.85 \cdot fc \cdot \beta_1 \cdot bw_d \cdot c_{caso1}^2) - ((6000 \cdot c_{caso1} - 6000 \cdot dc - 0.85 \cdot fc \cdot c_{caso1}) \cdot Ac) = 0 \xrightarrow{\text{solve, } c_{caso1}} \left[\begin{array}{l} -6.3212371363082070588 \\ 6.8785536629188513165 \end{array} \right]$$

$$c_{caso1} := 6.88 \text{ cm}$$

$$a_{caso1} := c_{caso1} \cdot \beta_1 = 5.848 \text{ cm} \quad \varepsilon_{st} := \frac{Peralte_{efectivo} - c_{caso1}}{c_{caso1}} \cdot \varepsilon_{cu} = 0.016$$

$$\varepsilon'_s := \frac{c_{caso1} - d'}{c_{caso1}} \cdot \varepsilon_{cu} = -5.233 \cdot 10^{-5} \quad f'_s := 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{c_{caso1} - d'}{c_{caso1}} = -104.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$M_p := \left(0.85 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot a_{caso1} \cdot \left(Peralte_{efectivo} - \frac{a_{caso1}}{2} \right) \right) + ((f'_s - 0.85 \cdot f'_c) \cdot A_{1c} \cdot (Peralte_{efectivo} - d'))$$

$$M_p = 15.959 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_p := M_p \cdot \phi = 14.363 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$DC := \frac{M_{pos}}{\phi M_p} = 0.893$$

Cuantia

$$\rho := \frac{A_{total}}{d_v \cdot b_v} = 0.007$$

$$\rho_{min} := \max \left(\frac{0.85 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}{f_y}, \frac{14 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{f_y} \right) = 0.003 \quad \text{Cuantia minima}$$

$$\rho_b := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} + f_y} = 0.028 \quad \text{Cuantia balanceada}$$

$$\rho_{max} := 0.5 \cdot \rho_b = 0.014 \quad \text{Cuantia maxima para zona sismica}$$

clear (R_n, P_t, M_{neg}, M_{pos}, R_n, φ, ε_{ty}, ε_{cu}, D_{estribo}, M_n, φM_n, ρ, ρ_b, ρ_{min}, ρ_{max}, C_m, C_v)

clear (#varilla₁, #varilla₂, A_{1a}, A_{2a}, A_{total}, D_{1c}, #varilla_{1c}, A_{1c}, a, c, φ_c, ε, d', A_{total}, bw_d, Ac, dc, As)

clear (B₁, c_{caso1}, a_{caso1}, ε_{st}, ε'_s, f'_s, DC, f_y, f_c, separacion, separacion_min, s)

Resistencia al cortante

$$\phi_{cortante} := 0.75 \quad D_{estribo} := 1 \text{ cm} \quad A_v := \frac{2 \cdot D_{estribo}^2 \cdot \pi}{4} = 1.571 \text{ cm}^2$$

$$C_m := 300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot 6 \text{ m} = 1.8 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$C_v := 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot 6 \text{ m} = 1.2 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$C_{losa} := 292.9 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot 6 \text{ m} = 1.757 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$C_{viga} := b_v \cdot h_v \cdot \gamma_c = 0.36 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$A_{sneg} := 21.488 \text{ cm}^2 \quad A_{spos} := 9.425 \text{ cm}^2$$

Momento Negativo

$$a := \frac{f_y \cdot A_{sneg}}{f'c \cdot b_v \cdot 0.85} = 12.64 \text{ cm} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 14.871 \text{ cm} \quad d := h_v - r_v = 45 \text{ cm}$$

$$M_{neg} := A_{sneg} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 34.909 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

clear (a, c, d)

Momento Positivo

$$a := \frac{f_y \cdot A_{spos}}{f'c \cdot b_v \cdot 0.85} = 5.544 \text{ cm} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 6.522 \text{ cm} \quad d := h_v - r_v = 45 \text{ cm}$$

$$M_{pos} := A_{spos} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 16.716 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$q_c := 1.2 (C_m + C_{losa} + C_{viga}) + C_v = 5.901 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$V_{uv} := \frac{M_{pos} + M_{neg}}{L} + \frac{q_c \cdot L}{2} = 26.307 \text{ tonnef}$$

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot \text{Peralte}_{efectivo} \cdot b_v = 11.44 \text{ tonnef}$$

$$\text{Dimensiones_cumple} := \text{if } V_{uv} \leq V_c + 2.2 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot d_v \cdot b_v \quad \left| = \text{"SI"} \right.$$

|| "SI"

$$Vs_{max} := \begin{cases} \text{else} \\ \text{"NO"} \end{cases} \\ Vs_{max} := 2.2 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot Peralte_{efectivo} \cdot b_v} = 47.489 \text{ tonnef}$$

$$Vs_{req} := 1.1 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot Peralte_{efectivo} \cdot b_v} = 23.744 \text{ tonnef}$$

$$Vu\phi := \frac{V_{uv}}{\phi_{cortante}} = 35.076 \text{ tonnef} \quad Vu_d := V_{uv} = 26.307 \text{ tonnef}$$

$$Vs := Vu_d - V_c = 14.866 \text{ tonnef} \quad s := \frac{f_y \cdot Av \cdot Peralte_{efectivo}}{Vs} = 19.083 \text{ cm}$$

$$s_{max} := \begin{cases} \text{if } Vs \leq Vs_{req} \\ \min\left(\frac{Peralte_{efectivo}}{2}, Peralte_{efectivo}, 60 \text{ cm}\right) \\ \text{else} \\ \min\left(\frac{Peralte_{efectivo}}{4}, \frac{Peralte_{efectivo}}{2}, 30 \text{ cm}\right) \end{cases} = 21.5 \text{ cm}$$

$$sep := \begin{cases} \text{if } Vs \leq Vs_{req} \\ \text{"NO CUMPLE"} \\ \text{else} \\ \text{"CUMPLE"} \end{cases}$$

$$s_1 := \begin{cases} \text{if } sep = \text{"NO CUMPLE"} \\ s_{max} \\ \text{else} \\ s \end{cases} = 21.5 \text{ cm} \quad s_{dis} := 20 \text{ cm}$$

Para porticos intermedios

$$s_{req} := \min\left(\frac{Peralte_{efectivo}}{4}, 8 \cdot \min(D_1, D_2), 24 \cdot D_{estribo}, 30 \text{ cm}\right) = 10.75 \text{ cm}$$

$$s_{diseño} := \begin{cases} \text{if } s_{dis} < s_{req} \\ \text{"CUMPLE"} \\ \text{else} \\ \text{"NO CUMPLE-USAR Sreq"} \end{cases}$$

$s_{dise} := 10 \text{ cm}$

hasta 2h

Morocho Pino
Romero Romero
90

centro viga d/2

```
clear (Rn, Pt, Mneg, Mpos, Rn, phi, epsilon_ty, epsilon_cu, D_estribo, Mn, phiMn, rho, rho_b, rho_min, rho_max, hv, dv, bv, rv, beta1, D1, D2)
clear (#varilla1, #varilla2, A1a, A2a, Atotal, D1c, #varilla1c, A1c, a, c, phi_c, epsilon, d', Atotal, bw_d, Ac, dc, As)
clear (B1, ccaso1, a caso1, epsilon_st, epsilon_s, f's, DC, fy, fc, separacion, separacion_min, s)
```

Viga Piso 4 5 6

Parámetro

$h_v := 45 \text{ cm}$

$b_v := 30 \text{ cm}$

$r_v := 5 \text{ cm}$

$d_v := h_v - r_v = 40 \text{ cm}$

$\phi := 0.9$

$\epsilon_{ty} := 0.0021$

$\epsilon_{cu} := 0.003$

$D_{estribo} := 1 \text{ cm}$

Descripción

Altura de Viga

Ancho de Viga

Recubrimiento al centroide de la barra

Peralte efectivo de la viga

Factor de reducción por flexión

Valor de la deformación unitaria en tracción

Máxima deformación unitaria de concreto

Diametro de estribo

$$\beta_1 := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } f'c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 0.85 \\ \text{if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < f'c < 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| \left(0.85 - \frac{0.05 \cdot \left(f'c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \right. \\ \text{if } f'c \geq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \left\| 0.65 \end{array} \right. \\ \end{array} \right. = 0.85$$

Momento Negativo Viga 45x30

$M_{neg} := 25.23 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Momento Positivo Viga 45x30

$M_{pos} := 9.58 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

$$R_n := \frac{M_{neg}}{b_v \cdot \phi \cdot d_v^2} = 58.403 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$f_y := 4200 \quad f_c := 280 \quad R_n := 58.4$$

$$(f_y \cdot P_t) \cdot \left(1 - 0.588 \left(\frac{f_y \cdot P_t}{f_c} \right) \right) - R_n = 0 \xrightarrow{\text{solve}, P_t} \begin{bmatrix} 0.01622728703275199695 \\ 0.097151397774504238878 \end{bmatrix}$$

$$P_t := 0.0162 \quad A_s := b_v \cdot d_v \cdot P_t = 19.44 \text{ cm}^2$$

Combinación de aceros

- Acero Tensión

$$\begin{aligned} D_1 &:= 20 \text{ mm} & \#varilla_1 &:= 2 & A_{1a} &:= \frac{\#varilla_1 \cdot D_1^2 \cdot \pi}{4} = 6.283 \text{ cm}^2 \\ D_2 &:= 22 \text{ mm} & \#varilla_2 &:= 4 & A_{2a} &:= \frac{\#varilla_2 \cdot D_2^2 \cdot \pi}{4} = 15.205 \text{ cm}^2 \\ & & & & A_{total} &:= A_{1a} + A_{2a} = 21.488 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$separacion := \frac{(b_v - 2 r_v - 2 D_{estribo} - (\#varilla_1 \cdot D_1) - (\#varilla_2 \cdot D_2))}{(\#varilla_1 + \#varilla_2 - 1)} = 1.04 \text{ cm}$$

$$separacion_{min} := \max(2.5 \text{ cm}, 2.54 \text{ cm}, \min(D_1, D_2)) = 2.54 \text{ cm}$$

$$s := \begin{cases} \text{if } separacion < separacion_{min} & \text{= "NO CUMPLE-DOBLE CAPA"} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"NO CUMPLE-DOBLE CAPA"} \\ \text{else} \\ \text{"CUMPLE-USAR SEPARACION"} \end{array} \right. & \end{cases}$$

- Acero Compresión

$$D_{1c} := 20 \text{ mm} \quad \#varilla_{1c} := 2 \quad A_{1c} := \frac{\#varilla_{1c} \cdot D_{1c}^2 \cdot \pi}{4} = 6.283 \text{ cm}^2$$

Equilibrio T=C

$$a := \frac{f_y \cdot (A_{total})}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v} = 12.64 \text{ cm} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 14.871 \text{ cm}$$

$$\phi_c := \frac{\epsilon_{cu}}{c} = 0.02 \frac{1}{m} \quad \epsilon := \phi_c \cdot (d_v - c) = 5.069 \cdot 10^{-3}$$

Equilibrio T=C

Caso 1 $a > d'$

Morocho Pino
Romero Romero
92

$$\text{Peralte}_{\text{efectivo}} := h_v - r_v - D_{\text{estribo}} - \frac{\max(D_1, D_2)}{2} = 37.9 \text{ cm}$$

$$d' := r_v + D_{\text{estribo}} + \frac{\max(D_1, D_2)}{2} = 7.1 \text{ cm}$$

$$A_{\text{total}} := 21.488 \quad b_{w_d} := 30 \quad A_c := 6.283 \quad dc := 7.1 \quad \beta_1 := 0.85$$

$$(f_y \cdot A_{\text{total}} \cdot c_{\text{caso1}}) - (0.85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot b_{w_d} \cdot c_{\text{caso1}}^2) - ((6000 \cdot c_{\text{caso1}} - 6000 \cdot dc - 0.85 \cdot f_c \cdot c_{\text{caso1}}) \cdot A_c) = 0 \xrightarrow{\text{solve, } c_{\text{caso1}}} \left[\begin{array}{l} -3.5428372132253040565 \\ 12.448250625649097103 \end{array} \right]$$

$$c_{\text{caso1}} := 12.45 \text{ cm}$$

$$a_{\text{caso1}} := c_{\text{caso1}} \cdot \beta_1 = 10.583 \text{ cm} \quad \varepsilon_{st} := \frac{\text{Peralte}_{\text{efectivo}} - c_{\text{caso1}}}{c_{\text{caso1}}} \cdot \varepsilon_{cu} = 6.133 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon'_s := \frac{c_{\text{caso1}} - d'}{c_{\text{caso1}}} \cdot \varepsilon_{cu} = 1.289 \cdot 10^{-3} \quad f'_s := 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{c_{\text{caso1}} - d'}{c_{\text{caso1}}} = (2.578 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$M_n := \left(0.85 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot a_{\text{caso1}} \cdot \left(\text{Peralte}_{\text{efectivo}} - \frac{a_{\text{caso1}}}{2} \right) \right) + ((f'_s - 0.85 \cdot f'_c) \cdot A_{1c} \cdot (\text{Peralte}_{\text{efectivo}} - d'))$$

$$M_n = 29.168 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \phi M_n := M_n \cdot \phi = 26.251 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$DC := \frac{M_{\text{neg}}}{\phi M_n} = 0.961$$

Cuantia

$$\rho := \frac{A_{\text{total}}}{d_v \cdot b_v} = 0.018$$

$$\rho_{\min} := \max \left(\frac{0.85 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}{f_y}, \frac{14 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{f_y} \right) = 0.003 \quad \text{Cuantía mínima}$$

$$\rho_b := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} + f_y} = 0.028 \quad \text{Cuantía balanceada}$$

$$\rho_{\max} := 0.5 \cdot \rho_b = 0.014 \quad \text{Cuantía máxima para zona sísmica}$$

clear ($R_n, P_t, D_1, D_2, R_n, \rho_{min}, \rho_{max}, \rho_b, \rho$)

clear ($B_1, c_{caso1}, a_{caso1}, \varepsilon_{st}, \varepsilon's, f's, DC, fy, fc, separacion, separacion_{min}, s, c, c, c, \phi M_p$)

clear ($\#varilla_1, \#varilla_2, A_{1a}, A_{2a}, A_{total}, D_{1c}, \#varilla_{1c}, A_{1c}, a, c, \phi_c, \varepsilon, Peralte_{efectivo}, d', A_{total}, bw_d, Ac, dc, As$)

Momento Positivo

$$R_n := \frac{M_{pos}}{\phi \cdot b_v \cdot d_v^2} = 22.176 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$fy := 4200 \quad fc := 280 \quad R_n := 22.176$$

$$(fy \cdot P_t) \cdot \left(1 - 0.588 \left(\frac{fy \cdot P_t}{fc}\right)\right) - R_n = 0 \xrightarrow{\text{solve}, P_t} \begin{bmatrix} 0.0055518601975840265196 \\ 0.10782682460967220931 \end{bmatrix}$$

$$P_t := 0.0055 \quad As := b_v \cdot d_v \cdot P_t = 6.6 \text{ cm}^2$$

Combinación de aceros

- Acero Tensión

$$D_1 := 20 \text{ mm} \quad \#varilla_1 := 2$$

$$D_2 := 20 \text{ mm} \quad \#varilla_2 := 1$$

$$A_{1a} := \frac{\#varilla_1 \cdot D_1^2 \cdot \pi}{4} = 6.283 \text{ cm}^2$$

$$A_{2a} := \frac{\#varilla_2 \cdot D_2^2 \cdot \pi}{4} = 3.142 \text{ cm}^2$$

$$A_{total} := A_{1a} + A_{2a} = 9.425 \text{ cm}^2$$

$$separacion := \frac{(b_v - 2 r_v - 2 D_{estribo} - (\#varilla_1 \cdot D_1) - (\#varilla_2 \cdot D_2))}{(\#varilla_1 + \#varilla_2 - 1)} = 6 \text{ cm}$$

$$separacion_{min} := \max(2.5 \text{ cm}, 2.54 \text{ cm}, \min(D_1, D_2)) = 2.54 \text{ cm}$$

$s :=$ if $separacion < separacion_{min}$ | “CUMPLE–USAR SEPARACION”
 || “NO CUMPLE–DOBLE CAPA”
 else
 || “CUMPLE–USAR SEPARACION”

- Acero Compresión

$$D_{1c} := 20 \text{ mm} \quad \#varilla_{1c} := 2$$

$$A_{1c} := \frac{\#varilla_{1c} \cdot D_{1c}^2 \cdot \pi}{4} = 6.283 \text{ cm}^2$$

Equilibrio T=C

$$a := \frac{f_y \cdot (A_{total})}{0.85 \cdot f'c \cdot b_v} = 5.544 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 6.522 \text{ cm}$$

$$\phi_c := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} = 0.046 \frac{1}{m}$$

$$\varepsilon := \phi_c \cdot (d_v - c) = 0.015$$

Equilibrio T=C
Caso 1 a>d'

$$Peralte_{efectivo} := h_v - r_v - D_{estribo} - \frac{\max(D_1, D_2)}{2} = 38 \text{ cm}$$

$$d' := r_v + D_{estribo} + \frac{\max(D_1, D_2)}{2} = 7 \text{ cm}$$

$$A_{total} := 9.425$$

$$bw_d := 30$$

$$Ac := 6.283$$

$$dc := 7$$

$$\beta_1 := 0.85$$

$$(f_y \cdot A_{total} \cdot c_{caso1}) - (0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot bw_d \cdot c_{caso1}^2) - ((6000 \cdot c_{caso1} - 6000 \cdot dc - 0.85 \cdot f'c \cdot c_{caso1}) \cdot Ac) = 0 \xrightarrow{\text{solve, } c_{caso1}} \begin{bmatrix} -6.3212371363082070588 \\ 6.8785536629188513165 \end{bmatrix}$$

$$c_{caso1} := 6.88 \text{ cm}$$

$$a_{caso1} := c_{caso1} \cdot \beta_1 = 5.848 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{st} := \frac{Peralte_{efectivo} - c_{caso1}}{c_{caso1}} \cdot \varepsilon_{cu} = 0.014$$

$$\varepsilon'_{s'} := \frac{c_{caso1} - d'}{c_{caso1}} \cdot \varepsilon_{cu} = -5.233 \cdot 10^{-5} \quad f'_{s'} := 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{c_{caso1} - d'}{c_{caso1}} = -104.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$M_p := \left(0.85 \cdot f'c \cdot b_v \cdot a_{caso1} \cdot \left(Peralte_{efectivo} - \frac{a_{caso1}}{2} \right) \right) + ((f'_{s'} - 0.85 \cdot f'c) \cdot A_{1c} \cdot (Peralte_{efectivo} - d'))$$

$$M_p = 13.978 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\phi M_p := M_p \cdot \phi = 12.581 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$DC := \frac{M_{pos}}{\phi M_p} = 0.761$$

Cuantia

$$\rho := \frac{A_{total}}{d_v \cdot b_v} = 0.008$$

$$\rho_{min} := \max \left(\frac{0.85 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}{f_y}, \frac{14 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{f_y} \right) = 0.003$$

Cuantía mínima

$$\rho_b := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} + f_y} = 0.028 \quad \text{Cuantía balanceada}$$

Cuantía máxima para zona sísmica

$$\rho_{max} := 0.5 \cdot \rho_b = 0.014$$

clear ($\phi_c, r, A_{centro}, V_s, s_{diseño}, A_{spos}, A_{sneg}, ln, C_m, C_v, a, c, d, M_{neg}, M_{pos}, q_c, C_{viga}$)

clear ($\phi_{cortante}, D_{estribo}, Av, s, V_{uv}, Vc, Dimensiones_{cumple}, V_{smax}, V_{sreq}, Vud, Vu\phi, V_s, s_{max}, s_1, sep$)

Cortante

Resistencia al cortante

$$\phi_{cortante} := 0.75 \quad D_{estribo} := 1 \text{ cm} \quad Av := \frac{2 \cdot D_{estribo}^2 \cdot \pi}{4} = 1.571 \text{ cm}^2$$

$$C_m := 300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot 6 \text{ m} = 1.8 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$C_v := 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot 6 \text{ m} = 1.2 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$C_{losa} = 1.757 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$C_{viga} := b_v \cdot h_v \cdot \gamma_c = 0.324 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$A_{sneg} := 21.488 \text{ cm}^2 \quad A_{spos} := 9.425 \text{ cm}^2$$

$$ln := L$$

Momento Negativo

$$a := \frac{f_y \cdot A_{sneg}}{f'_c \cdot b_v \cdot 0.85} = 12.64 \text{ cm} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 14.871 \text{ cm} \quad d := h_v - r_v = 40 \text{ cm}$$

$$M_{neg} := A_{sneg} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 30.396 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

clear (a, c, d)

Momento Positivo

$$a := \frac{f_y \cdot A_{spos}}{f'_c \cdot b_v \cdot 0.85} = 5.544 \text{ cm} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 6.522 \text{ cm} \quad d := h_v - r_v = 40 \text{ cm}$$

$$M_{pos} := A_{spos} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 14.737 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$q_c := 1.2 (C_m + C_{losa} + C_{viga}) + C_v = 5.858 \frac{\text{tonnef}}{m}$$

$$V_{uv} := \frac{M_{pos} + M_{neg}}{ln} + \frac{q_c \cdot ln}{2} = 25.095 \text{ tonnef}$$

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot \text{Peralte}_{efectivo} \cdot b_v = 10.11 \text{ tonnef}$$

$$\text{Dimensiones_cumple} := \text{if } V_{uv} \leq V_c + 2.2 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot d_v \cdot b_v \mid = \text{"SI"}$$

\parallel "SI"
 else
 \parallel "NO"

$$V_{smax} := 2.2 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot \text{Peralte}_{efectivo} \cdot b_v = 41.967 \text{ tonnef}$$

$$V_{sreq} := 1.1 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot \text{Peralte}_{efectivo} \cdot b_v = 20.983 \text{ tonnef}$$

$$Vu\phi := \frac{V_{uv}}{\phi_{cortante}} = 33.46 \text{ tonnef}$$

$$Vud := V_{uv} = 25.095 \text{ tonnef}$$

$$Vs := Vud - V_c = 14.985 \text{ tonnef}$$

$$s := \frac{f_y \cdot Av \cdot \text{Peralte}_{efectivo}}{Vs} = 16.73 \text{ cm}$$

$$s_{max} := \text{if } Vs \leq V_{sreq} \mid = 19 \text{ cm}$$

$\parallel \min \left(\frac{\text{Peralte}_{efectivo}}{2}, \text{Peralte}_{efectivo}, 60 \text{ cm} \right)$
 else
 $\parallel \min \left(\frac{\text{Peralte}_{efectivo}}{4}, \frac{\text{Peralte}_{efectivo}}{2}, 30 \text{ cm} \right)$

$$sep := \text{if } Vs \leq V_{sreq} \mid = \text{"NO CUMPLE"}$$

\parallel "NO CUMPLE"
 else
 \parallel "CUMPLE"

$$s_1 := \text{if } sep = \text{"NO CUMPLE"} = 19 \text{ cm}$$

$$\left\| \begin{array}{l} s_{max} \\ \text{else} \\ s \end{array} \right.$$

$$s_{dis} := 20 \text{ cm}$$

Para porticos intermedios

$$s_{req} := \min \left(\frac{Peralte_{efectivo}}{4}, 8 \cdot \min(D_1, D_2), 24 \cdot D_{estribo}, 30 \text{ cm} \right) = 9.5 \text{ cm}$$

$$s_{diseño} := \text{if } s_{dis} < s_{req} = \text{"NO CUMPLE-USAR Sreq"}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{"CUMPLE"} \\ \text{else} \\ \text{"NO CUMPLE-USAR Sreq"} \end{array} \right.$$

$$s_{dise} := 10 \text{ cm} \quad \text{hasta 2h}$$

$$s_{dise} := 20 \text{ cm} \quad \text{centro viga } d/2$$

clear ($R_n, P_t, M_{neg}, M_{pos}, Rn, \phi, \epsilon_{ty}, \epsilon_{cu}, D_{estribo}, M_n, \phi M_n, \rho, \rho_b, \rho_{min}, \rho_{max}, h_v, d_v, b_v, r_v, \beta_1, D_1, D_2$)
clear ($\#varilla_1, \#varilla_2, A_{1a}, A_{2a}, A_{total}, D_{1c}, \#varilla_{1c}, A_{1c}, a, c, \phi_c, \epsilon, d', A_{total}, bw_d, Ac, dc, As$)
clear ($B_1, c_{caso1}, a_{caso1}, \epsilon_{st}, \epsilon's, f's, DC, fy, fc, separacion, separacion_{min}, s$)

Viga Piso 7 y 8

Parámetro

$$h_v := 40 \text{ cm}$$

$$b_v := 30 \text{ cm}$$

$$r_v := 5 \text{ cm}$$

$$d_v := h_v - r_v = 35 \text{ cm}$$

$$\phi := 0.9$$

$$\epsilon_{ty} := 0.0021$$

$$\epsilon_{cu} := 0.003$$

$$D_{estribo} := 1 \text{ cm}$$

Descripción

Altura de Viga

Ancho de Viga

Recubrimiento al centroide de la barra

Peralte efectivo de la viga

Factor de reducción por flexión

Valor de la deformación unitaria en tracción

Máxima deformación unitaria de concreto

Diametro de estribo

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } f'c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \parallel 0.85 \\ \text{if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < f'c < 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \parallel \left(0.85 - \frac{0.05 \cdot \left(f'c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \\ \text{if } f'c \geq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \parallel 0.65 \end{cases} = 0.85$$

Momento Negativo Viga 40x30

$$M_{neg} := 17.58 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento Positivo Viga 40x30

$$M_{pos} := 7.33 \text{ tonnef} \cdot m$$

Acero negativo

$$R_n := \frac{M_{neg}}{b_v \cdot \phi \cdot d_v^2} = 53.152 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 4200 \quad f_c := 280 \quad R_n := 53.115$$

$$\left(f_y \cdot P_t \right) \cdot \left(1 - 0.588 \left(\frac{f_y \cdot P_t}{f_c} \right) \right) - R_n = 0 \xrightarrow{\text{solve}, P_t} \begin{bmatrix} 0.014501120075372697055 \\ 0.098877564731883538773 \end{bmatrix}$$

$$P_t := 0.0145 \quad A_s := b_v \cdot d_v \cdot P_t = 15.225 \text{ cm}^2$$

Combinación de aceros

- Acero Tensión

$$\begin{aligned} D_1 &:= 20 \text{ mm} & \#varilla_1 &:= 3 & A_{1a} &:= \frac{\#varilla_1 \cdot D_1^2 \cdot \pi}{4} = 9.425 \text{ cm}^2 \\ D_2 &:= 22 \text{ mm} & \#varilla_2 &:= 2 & A_{2a} &:= \frac{\#varilla_2 \cdot D_2^2 \cdot \pi}{4} = 7.603 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{total} := A_{1a} + A_{2a} = 17.027 \text{ cm}^2$$

$$separacion := \frac{(b_v - 2 r_v - 2 D_{estribo} - (\#varilla_1 \cdot D_1) - (\#varilla_2 \cdot D_2))}{(\#varilla_1 + \#varilla_2 - 1)} = 1.9 \text{ cm}$$

$$separacion_min := \max(2.5 \text{ cm}, 2.54 \text{ cm}, \min(D_1, D_2)) = 2.54 \text{ cm}$$

$$s := \begin{cases} \text{if } separacion < separacion_min & | = \text{“NO CUMPLE-DOBLE CAPA”} \\ \text{“NO CUMPLE-DOBLE CAPA”} & | \\ \text{else} & | \\ \text{“CUMPLE-USAR SEPARACION”} & | \end{cases}$$

- Acero Compresión

$$D_{1c} := 20 \text{ mm} \quad \#varilla_{1c} := 2 \quad A_{1c} := \frac{\#varilla_{1c} \cdot D_{1c}^2 \cdot \pi}{4} = 6.283 \text{ cm}^2$$

Equilibrio T=C

$$a := \frac{f_y \cdot (A_{total})}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v} = 10.016 \text{ cm} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 11.784 \text{ cm}$$

$$\phi_c := \frac{\epsilon_{cu}}{c} = 0.025 \frac{1}{m} \quad \epsilon := \phi_c \cdot (d_v - c) = 5.911 \cdot 10^{-3}$$

Equilibrio T=C

Caso 1 a > d'

$$Peralte_{efectivo} := h_v - r_v - D_{estribo} - \frac{\max(D_1, D_2)}{2} = 32.9 \text{ cm}$$

$$d' := r_v + D_{estribo} + \frac{\max(D_1, D_2)}{2} = 7.1 \text{ cm}$$

$$A_{total} := 17.027 \quad bw_d := 30 \quad Ac := 6.283 \quad dc := 7.1 \quad \beta_1 := 0.85$$

$$(f_y \cdot A_{total} \cdot c_{caso1}) - (0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot bw_d \cdot c_{caso1}^2) - ((6000 \cdot c_{caso1} - 6000 \cdot dc - 0.85 \cdot f'_c \cdot c_{caso1}) \cdot Ac) = 0 \xrightarrow{\text{solve, } c_{caso1}} \begin{bmatrix} -4.3410667653291817432 \\ 10.159282945919064755 \end{bmatrix}$$

$$c_{caso1} := 10.16 \text{ cm}$$

$$a_{caso1} := c_{caso1} \cdot \beta_1 = 8.636 \text{ cm} \quad \epsilon_{st} := \frac{Peralte_{efectivo} - c_{caso1}}{c_{caso1}} \cdot \epsilon_{cu} = 6.715 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon'_s := \frac{c_{caso1} - d'}{c_{caso1}} \cdot \epsilon_{cu} = 9.035 \cdot 10^{-4} \quad f'_s := 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{c_{caso1} - d'}{c_{caso1}} = (1.807 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$M_n := \left(0.85 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot a_{caso1} \cdot \left(Peralte_{efectivo} - \frac{a_{caso1}}{2} \right) \right) + ((f'_s - 0.85 \cdot f'_c) \cdot A_{1c} \cdot (Peralte_{efectivo} - d'))$$

$$M_n = 20.168 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\phi M_n := M_n \cdot \phi = 18.151 \text{ tonnef} \cdot m$$

Morocho Pino
Romero Romero
100

$$DC := \frac{M_{neg}}{\phi M_n} = 0.969$$

Cuantia

$$\rho := \frac{A_{total}}{d_v \cdot b_v} = 0.016$$

$$\rho_{min} := \max \left(\frac{0.85 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{kgf}{cm^2}}}{f_y}, \frac{14 \frac{kgf}{cm^2}}{f_y} \right) = 0.003 \quad \text{Cuantía mínima}$$

$$\rho_b := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot \frac{\frac{kgf}{cm^2}}{6000 \frac{kgf}{cm^2} + f_y} = 0.028 \quad \text{Cuantía balanceada}$$

$$\rho_{max} := 0.5 \cdot \rho_b = 0.014 \quad \text{Cuantía máxima para zona sísmica}$$

clear ($R_n, P_t, D_1, D_2, Rn, \rho_{min}, \rho_{max}, \rho_b, \rho$)

clear ($\#varilla_1, \#varilla_2, A_{1a}, A_{2a}, A_{total}, D_{1c}, \#varilla_{1c}, A_{1c}, a, c, \phi_c, \varepsilon, Peralte_{efectivo}, d', A_{total}, bw_d, Ac, dc, As$)

clear ($B_1, c_{caso1}, a_{caso1}, \varepsilon_{st}, \varepsilon's, f's, DC, fy, fc, separacion, separacion_{min}, s, c, c, c, \phi M_p$)

Momento Positivo

$$R_n := \frac{M_{pos}}{\phi \cdot b_v \cdot d_v^2} = 22.162 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$fy := 4200 \quad fc := 280 \quad Rn := 22.162$$

$$(fy \cdot P_t) \cdot \left(1 - 0.588 \left(\frac{fy \cdot P_t}{fc} \right) \right) - Rn = 0 \xrightarrow{\text{solve}, P_t} \begin{bmatrix} 0.0055481651066315851122 \\ 0.10783051970062465072 \end{bmatrix}$$

$$P_t := 0.0059 \quad As := b_v \cdot d_v \cdot P_t = 6.195 \text{ cm}^2$$

Combinación de aceros

- Acero Tensión

$$D_1 := 22 \text{ mm} \quad \#varilla_1 := 2 \quad A_{1a} := \frac{\#varilla_1 \cdot D_1^2 \cdot \pi}{4} = 7.603 \text{ cm}^2$$

$$D_2 := 22 \text{ mm} \quad \#varilla_2 := 0 \quad A_{2a} := \frac{\#varilla_2 \cdot D_2^2 \cdot \pi}{4} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{total} := A_{1a} + A_{2a} = 7.603 \text{ cm}^2$$

$$separacion := \frac{(b_v - 2 r_v - 2 D_{estribo} - (\#varilla_1 \cdot D_1) - (\#varilla_2 \cdot D_2))}{(\#varilla_1 + \#varilla_2 - 1)} = 13.6 \text{ cm}$$

$$separacion_min := \max(2.5 \text{ cm}, 2.54 \text{ cm}, \min(D_1, D_2)) = 2.54 \text{ cm}$$

$$s := \begin{cases} \text{if } separacion < separacion_min & | = \text{“CUMPLE-USAR SEPARACION”} \\ \text{“NO CUMPLE-DOBLE CAPA”} & \\ \text{else} & \\ \text{“CUMPLE-USAR SEPARACION”} & \end{cases}$$

• Acero Compresión

$$D_{1c} := 22 \text{ mm} \quad \#varilla_{1c} := 2 \quad A_{1c} := \frac{\#varilla_{1c} \cdot D_{1c}^2 \cdot \pi}{4} = 7.603 \text{ cm}^2$$

Equilibrio T=C

$$a := \frac{f_y \cdot (A_{total})}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v} = 4.472 \text{ cm} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 5.261 \text{ cm}$$

$$\phi_c := \frac{\epsilon_{cu}}{c} = 0.057 \frac{1}{m} \quad \epsilon := \phi_c \cdot (d_v - c) = 0.017$$

Equilibrio T=C

Caso 1 a>d'

$$Peralte_{efectivo} := h_v - r_v - D_{estribo} - \frac{\max(D_1, D_2)}{2} = 32.9 \text{ cm}$$

$$d' := r_v + D_{estribo} + \frac{\max(D_1, D_2)}{2} = 7.1 \text{ cm}$$

$$A_{total} := 7.603 \quad bw_d := 30 \quad Ac := 7.603 \quad dc := 7.1 \quad \beta_1 := 0.85$$

$$(f_y \cdot A_{total} \cdot c_{caso1}) - (0.85 \cdot f_c \cdot \beta_1 \cdot bw_d \cdot c_{caso1}^2) - ((6000 \cdot c_{caso1} - 6000 \cdot dc - 0.85 \cdot f_c \cdot c_{caso1}) \cdot Ac) = 0 \xrightarrow{\text{solve, } c_{caso1}} \left[\begin{matrix} -8.3489448486739009907 \\ 6.3921338419182575569 \end{matrix} \right]$$

$$c_{caso1} := 6.39 \text{ cm}$$

$$a_{caso1} := c_{caso1} \cdot \beta_1 = 5.432 \text{ cm} \quad \epsilon_{st} := \frac{Peralte_{efectivo} - c_{caso1}}{c_{caso1}} \cdot \epsilon_{cu} = 0.012$$

$$\varepsilon's := \frac{c_{caso1} - d'}{c_{caso1}} \cdot \varepsilon_{cu} = -3.333 \cdot 10^{-4} \quad f's := 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{c_{caso1} - d'}{c_{caso1}} = -666.667 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$M_p := \left(0.85 \cdot f'c \cdot b_v \cdot a_{caso1} \cdot \left(\text{Peralte}_{efectivo} - \frac{a_{caso1}}{2} \right) \right) + \left((f's - 0.85 \cdot f'c) \cdot A_{1c} \cdot (\text{Peralte}_{efectivo} - d') \right)$$

$$M_p = 9.931 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \phi M_p := M_p \cdot \phi = 8.938 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$DC := \frac{M_{pos}}{\phi M_p} = 0.82$$

Cuantia

$$\rho := \frac{A_{total}}{d_v \cdot b_v} = 0.007$$

$$\rho_{min} := \max \left(\frac{0.85 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}{f_y}, \frac{14 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{f_y} \right) = 0.003 \quad \text{Cuantía mínima}$$

$$\rho_b := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot \frac{6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} + f_y} = 0.028 \quad \text{Cuantía balanceada}$$

$$\rho_{max} := 0.5 \cdot \rho_b = 0.014 \quad \text{Cuantía máxima para zona sísmica}$$

clear ($\phi_c, r, A_{centro}, Vs, s_{diseño}, A_{spos}, A_{sneg}, ln, C_m, C_v, a, c, d, M_{neg}, M_{pos}, q_c, C_{viga}$)

clear ($\phi_{cortante}, D_{estribo}, Av, s, V_{uv}, Vc, Dimensiones_{cumple}, Vs_{max}, Vs_{req}, Vud, Vu\phi, Vs, s_{max}, s_1, sep$)

Cortante

Resistencia al cortante

$$\phi_{cortante} := 0.75 \quad D_{estribo} := 1 \text{ cm} \quad Av := \frac{2 \cdot D_{estribo}^2 \cdot \pi}{4} = 1.571 \text{ cm}^2$$

$$C_m := 300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot 6 \text{ m} = 1.8 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$C_v := 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot 6 \text{ m} = 1.2 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$C_{losa} = 1.757 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$C_{viga} := b_v \cdot h_v \cdot \gamma_c = 0.288 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$A_{sneg} := 17.027 \text{ cm}^2 \quad A_{spos} := 7.603 \text{ cm}^2$$

$$l_n := L - 0. \quad m = 6 \text{ m}$$

Morocho Pino
Romero Romero
103

Momento Negativo

$$a := \frac{f_y \cdot A_{s_{neg}}}{f'c \cdot b_v \cdot 0.85} = 10.016 \text{ cm} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 11.783 \text{ cm} \quad d := h_v - r_v = 35 \text{ cm}$$

$$M_{neg} := A_{s_{neg}} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 21.448 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

clear (a, c, d)

Momento Positivo

$$a := \frac{f_y \cdot A_{s_{pos}}}{f'c \cdot b_v \cdot 0.85} = 4.472 \text{ cm} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 5.262 \text{ cm} \quad d := h_v - r_v = 35 \text{ cm}$$

$$M_{pos} := A_{s_{pos}} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 10.462 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$q_c := 1.2 (C_m + C_{losa} + C_{viga}) + C_v = 5.814 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$V_{uv} := \frac{M_{pos} + M_{neg}}{l_n} + \frac{q_c \cdot l_n}{2} = 22.762 \text{ tonnef}$$

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot \text{Peralte}_{efectivo} \cdot b_v = 8.753 \text{ tonnef}$$

$$\text{Dimensiones_cumple} := \text{if } V_{uv} \leq V_c + 2.2 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot d_v \cdot b_v \left| \begin{array}{l} \text{"SI"} \\ \text{else} \\ \text{"NO"} \end{array} \right. = \text{"SI"}$$

$$V_{s_{max}} := 2.2 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot \text{Peralte}_{efectivo} \cdot b_v = 36.334 \text{ tonnef}$$

$$V_{s_{req}} := 1.1 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot \text{Peralte}_{efectivo} \cdot b_v = 18.167 \text{ tonnef}$$

$$V_u \phi := \frac{V_{uv}}{\phi_{cortante}} = 30.349 \text{ tonnef}$$

$$V_{ud} := V_{uv} = 22.762 \text{ tonnef}$$

$$V_s := V_{ud} - V_c = 14.009 \text{ tonnef}$$

$$s := \frac{f_y \cdot A_v \cdot \text{Peralte}_{efectivo}}{V_s} = 15.494 \text{ cm}$$

$$s_{max} := \begin{cases} \text{if } Vs \leq Vs_{req} & = 16.45 \text{ cm} \\ \left\| \min \left(\frac{Peralte_{efectivo}}{2}, Peralte_{efectivo}, 60 \text{ cm} \right) \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \min \left(\frac{Peralte_{efectivo}}{4}, \frac{Peralte_{efectivo}}{2}, 30 \text{ cm} \right) \right\| \end{cases}$$

Morocho Pino
Romero Romero
104

$$sep := \begin{cases} \text{if } Vs \leq Vs_{req} & = \text{"NO CUMPLE"} \\ \left\| \text{"NO CUMPLE"} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \text{"CUMPLE"} \right\| \end{cases}$$

$$s_1 := \begin{cases} \text{if } sep = \text{"NO CUMPLE"} & = 16.45 \text{ cm} \\ \left\| s_{max} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| s \right\| \end{cases} \quad s_{dis} := 20 \text{ cm}$$

Para porticos intermedios

$$s_{req} := \min \left(\frac{Peralte_{efectivo}}{4}, 8 \cdot \min(D_1, D_2), 24 \cdot D_{estribo}, 30 \text{ cm} \right) = 8.225 \text{ cm}$$

$$s_{diseño} := \begin{cases} \text{if } s_{dis} < s_{req} & = \text{"NO CUMPLE-USAR Sreq"} \\ \left\| \text{"CUMPLE"} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \text{"NO CUMPLE-USAR Sreq"} \right\| \end{cases}$$

$$s_{dise} := 7.5 \text{ cm} \quad \text{hasta 2h}$$

$$s_{dise} := 15 \text{ cm} \quad \text{centro viga } d/2$$

$$\text{clear } (\rho_b, \rho', \rho, b_v, h_v, C_{viga}, C_{losa}, C_m, C_v, q_c, A_{sneg}, A_{spos}, a, c, d, M_{neg}, M_{pos})$$

Viga conforme debido a que el espaciamiento es menor a $d/3$
Vs mayor igual a los $3/4$ del cortante de diseño

Viga 30x50

$$h_v := 50 \text{ cm} \quad b_v := 30 \text{ cm}$$

$$\rho := 0.016$$

$$\rho' := 0.007$$

$$\rho_b := 0.028$$

$$\text{Relacion} := \frac{\rho - \rho'}{\rho_b} = 0.321$$

$$C_m := 300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot 6 \text{ m} = 1.8 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$C_v := 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot 6 \text{ m} = 1.2 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$C_{losa} := 292.9 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot 6 \text{ m} = 1.757 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$C_{viga} := b_v \cdot h_v \cdot \gamma_c = 0.36 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$q_c := 1.2 (C_m + C_{losa} + C_{viga}) + C_v = 5.901 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Momento Negativo

$$A_{sneg} := 21.488 \text{ cm}^2 \quad A_{spos} := 9.425 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{f_y \cdot A_{sneg}}{f'c \cdot b_v \cdot 0.85} = 12.64 \text{ cm} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 14.871 \text{ cm} \quad d := h_v - r_v = 45 \text{ cm}$$

$$M_{neg} := A_{sneg} \cdot 1.25 f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 43.636 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

clear (a, c, d)

Momento Positivo

$$a := \frac{f_y \cdot A_{spos}}{f'c \cdot b_v \cdot 0.85} = 5.544 \text{ cm} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 6.522 \text{ cm} \quad d := h_v - r_v = 45 \text{ cm}$$

$$M_{pos} := A_{spos} \cdot 1.25 f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 20.895 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$V_d := \frac{M_{pos} + M_{neg}}{L} + \frac{q_c \cdot L}{2} = 28.458 \text{ tonnef}$$

$$\boxed{R} := \frac{3}{4} V_d = 21.343 \text{ tonnef}$$

clear ($\rho_b, \rho', \rho, Relacion, b_v, h_v, C_{viga}, C_m, C_v, q_c, A_{sneg}, A_{spos}, a, c, d, M_{neg}, M_{pos}$)

Viga 30x45

$$b_v := 30 \text{ cm} \quad h_v := 45 \text{ cm}$$

$$\rho := 0.018$$

$$\rho' := 0.008$$

$$\rho_b := 0.028$$

$$Relacion := \frac{\rho - \rho'}{\rho_b} = 0.357$$

clear ($\rho_b, \rho', \rho, Relacion, C_{viga}, C_m, C_v, q_c, A_{sneg}, A_{spos}, a, c, d, M_{neg}, M_{pos}, V_{uv}$)

$$C_m := 300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot 6 \text{ m} = 1.8 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$C_v := 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot 6 \text{ m} = 1.2 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$C_{losa} = 1.757 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$C_{viga} := b_v \cdot h_v \cdot \gamma_c = 0.324 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$A_{sneg} := 21.488 \text{ cm}^2 \quad A_{spos} := 9.425 \text{ cm}^2$$

Momento Negativo

$$a := \frac{f_y \cdot A_{sneg}}{f'c \cdot b_v \cdot 0.85} = 12.64 \text{ cm} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 14.871 \text{ cm} \quad d := h_v - r_v = 40 \text{ cm}$$

$$M_{neg} := A_{sneg} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 30.396 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

clear (a, c, d)

Momento Positivo

$$a := \frac{f_y \cdot A_{spos}}{f'c \cdot b_v \cdot 0.85} = 5.544 \text{ cm} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 6.522 \text{ cm} \quad d := h_v - r_v = 40 \text{ cm}$$

$$M_{pos} := A_{spos} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 14.737 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$q_c := 1.2 (C_m + C_{losa} + C_{viga}) + C_v = 5.858 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$V_{uv} := \frac{M_{pos} + M_{neg}}{ln} + \frac{q_c \cdot ln}{2} = 25.095 \text{ tonnef}$$

clear ($\rho_b, \rho', \rho, Relacion, h_v, b_v, C_{viga}, C_m, C_v, q_c, A_{sneg}, A_{spos}, a, c, d, M_{neg}, M_{pos}, V_{uv}$)

Viga 30x40

$$b_v := 30 \text{ cm} \quad h_v := 40 \text{ cm}$$

$$\rho := 0.016$$

$$\rho' := 0.007$$

$$\rho_b := 0.028$$

$$Relacion := \frac{\rho - \rho'}{\rho_b} = 0.321$$

$$C_m := 300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot 6 \text{ m} = 1.8 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$C_v := 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot 6 \text{ m} = 1.2 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$C_{losa} = 1.757 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$C_{viga} := b_v \cdot h_v \cdot \gamma_c = 0.288 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$A_{sneg} := 17.027 \text{ cm}^2 \quad A_{spos} := 7.603 \text{ cm}^2$$

Momento Negativo

$$a := \frac{f_y \cdot A_{sneg}}{f'c \cdot b_v \cdot 0.85} = 10.016 \text{ cm} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 11.783 \text{ cm} \quad d := h_v - r_v = 35 \text{ cm}$$

$$M_{neg} := A_{sneg} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 21.448 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

clear (a, c, d)

Momento Positivo

$$a := \frac{f_y \cdot A_{spos}}{f'c \cdot b_v \cdot 0.85} = 4.472 \text{ cm} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 5.262 \text{ cm} \quad d := h_v - r_v = 35 \text{ cm}$$

$$M_{pos} := A_{spos} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 10.462 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$q_c := 1.2 (C_m + C_{losa} + C_{viga}) + C_v = 5.814 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$V_{uv} := \frac{M_{pos} + M_{neg}}{ln} + \frac{q_c \cdot ln}{2} = 22.762 \text{ tonnef}$$

DISEÑO DE COLUMNAS

Morocho Pino
Romero Romero
108

Definición de Materiales

Parámetros

Descripción

Hormigón

$$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_c := 280$$

Resistencia a compresión del concreto

$$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del concreto armado

$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = (2.527 \cdot 10^5) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Modulo de Elasticidad del concreto

Acero

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_y := 4200$$

Resistencia a fluencia del acero

$$\gamma_s := 7850 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del acero

$$E_s := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Modulo de Elasticidad del acero

$$h_{\text{entrepiso}} := 3.6 \text{ m}$$

$$r := 5 \text{ cm}$$

$$D_{\text{estribo}} := 1 \text{ cm}$$

Columna 70x70cm

$$b_c := 70 \text{ cm}$$

COLUMNA CENTRAL 1

$$A_{g_{\min}} := b_c \cdot b_c \cdot 0.01 \quad A_{g_{\min}} = 49 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_c} := \frac{A_{g_{\min}}}{16} = 3.063 \text{ cm}^2$$

$$\phi_c := \sqrt{\frac{A_{s_c} \cdot 4}{\pi}} \quad \phi_c = 19.747 \text{ mm}$$

$$D := 20 \text{ mm}$$

Detallamiento Columna 1

Requisitos ACI 318-19

1. $b > 30\text{cm}$

2. Cuantía mínima

$$A_{gmin} := b_c \cdot b_c \cdot 0.01 = 49 \text{ cm}^2$$

Capitulo 18.7.2 Limites dimensionales

Capitulo 18.7.4 Refuerzo longitudinal

Longitud de desarrollo

Capitulo 25.4.2.3 Longitud de desarrollo para barras deformadas en tensión.

$$\psi_t := 1 \quad \psi_e := 1 \quad \psi_g := 1 \quad \lambda := 1$$

$$l_d := \frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_g}{5.3 \cdot \lambda^2 \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot D = 0.947 \text{ m}$$

Refuerzo Transversal

Capitulo 25.7.2.3

$$s_1 := \frac{b_c - 2r - 2D_{estribo} - 5D}{5 - 1} = 12 \text{ cm}$$

No debe exceder 15cm

Separación Estribos

Capitulo 18.4.3.3

Para porticos intermedios

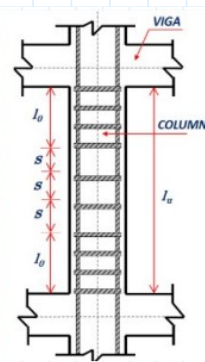
$$s_c := \min\left(8 \cdot D, \frac{b_c}{2}\right) = 16 \text{ cm}$$

$$s_{diseño} := 15 \text{ cm}$$

Longitud protegida

Capitulo 18.4.3.3

$$L_0 := \max\left(b_c, \frac{h_{entrepiso}}{6}, 45 \text{ cm}\right) = 70 \text{ cm}$$



$$M := 128.704 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$L := 3.6 \text{ m}$$

$$V_u := \frac{M+M}{L} = 71.502 \text{ tonnef}$$

$$Ash := \frac{4 D_{estribo}^2 \cdot \pi}{4} = 3.142 \text{ cm}^2$$

$$Peralte_{efectivo} := b_c - r - D_{estribo} = 0.64 \text{ m}$$

$$V_s := \frac{Ash \cdot f_y \cdot Peralte_{efectivo}}{s_{diseño}} = 56.297 \text{ tonnef}$$

$$V_{sreq} := 1.1 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_c \cdot Peralte_{efectivo}} = 82.461 \text{ tonnef}$$

$$s_{max} := \begin{cases} \text{if } V_s \leq V_{sreq} & = 32 \text{ cm} \\ \left\| \min \left(\frac{Peralte_{efectivo}}{2}, 60 \text{ cm} \right) \right\| & \\ \text{else} & \\ \left\| \min \left(\frac{Peralte_{efectivo}}{4}, 30 \text{ cm} \right) \right\| & s_{diseño} := 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$V_{c_c} := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_c \cdot Peralte_{efectivo}} = 39.731 \text{ tonnef}$$

$$\phi V_n := 0.75 \cdot (V_{c_c} + V_s) = 72.021 \text{ tonnef}$$

$$DC_c := \frac{V_u}{\phi V_n} = 0.993$$

clear ($b_c, Ag_{min}, As_c, \phi_c, D, Ag_{min}, \psi_t, \psi_e, \psi_g, \lambda, ld, fld, lu, s1, x_i, s_c, s_{diseño}, ash, R_t, bc, E1, E2$)

clear ($L_0, V_s, V_{c_c}, \phi V_n, DC_c, M, V_u, Ash, Peralte_{efectivo}, V_{sreq}, s_{diseño}$)

Columna 60x60cm
Resistencia a cortante

Morocho Pino
Romero Romero
111

$$b_c := 60 \text{ cm}$$

$$A_{g_{min}} := b_c \cdot b_c \cdot 0.01 \quad A_{g_{min}} = 36 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_c} := \frac{A_{g_{min}}}{12} = 3 \text{ cm}^2$$

$$\phi_c := \sqrt{\frac{A_{s_c} \cdot 4}{\pi}} \quad \phi_c = 19.544 \text{ mm} \quad D := 20 \text{ mm}$$

Detallamiento Columna 2

Requisitos ACI 318-19

1. $b > 30\text{cm}$

Capitulo 18.7.2 Limites dimensionales

2. Cuantía mínima

Capitulo 18.7.4 Refuerzo longitudinal

$$A_{g_{min}} := b_c \cdot b_c \cdot 0.01 = 36 \text{ cm}^2$$

Longitud de desarrollo

Capitulo 25.4.2.3 Longitud de desarrollo para barras deformadas en tensión.

$$\psi_t := 1 \quad \psi_e := 1 \quad \psi_g := 1 \quad \lambda := 1$$

$$l_d := \frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_g}{5.3 \cdot \lambda \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \cdot D = 0.947 \text{ m}$$

Refuerzo Transversal

Capitulo 25.7.2.3

$$s_1 := \frac{b_c - 2r - 2D_{estribo} - 4D}{4 - 1} = 13.333 \text{ cm} \quad \text{No debe exceder 15cm}$$

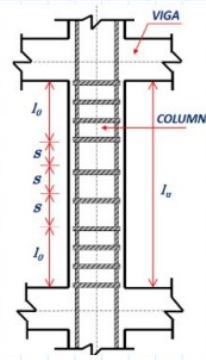
Separación Estribos

Capitulo 18.4.3.3

Para porticos intermedios

$$s_c := \min\left(8 \cdot D, \frac{b_c}{2}\right) = 16 \text{ cm} \quad s_{diseño} := 15 \text{ cm}$$

$$L_0 := \max \left(b_c, \frac{h_{entrepiso}}{6}, 45 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm}$$



Resistencia a cortante

$$M := 60.74 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$l_u := h_{entrepiso} - b_c = 3 \text{ m}$$

$$V_u := \frac{M + M}{l_u} = 40.493 \text{ tonnef}$$

$$A_{sh} := \frac{4 D_{estribo}^2 \cdot \pi}{4} = 3.142 \text{ cm}^2$$

$$Peralte_{efectivo} := b_c - r - D_{estribo} = 0.54 \text{ m}$$

$$V_s := \frac{A_{sh} \cdot f_y \cdot Peralte_{efectivo}}{s_{diseño}} = 47.501 \text{ tonnef}$$

$$V_{sreq} := 1.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_c \cdot Peralte_{efectivo} = 59.637 \text{ tonnef}$$

$$s_{max} := \begin{cases} \text{if } V_s \leq V_{sreq} & = 27 \text{ cm} \\ \left\| \min \left(\frac{Peralte_{efectivo}}{2}, 60 \text{ cm} \right) \right\| & \\ \text{else} & \\ \left\| \min \left(\frac{Peralte_{efectivo}}{4}, 30 \text{ cm} \right) \right\| & s_{diseño} := 25 \text{ cm} \end{cases}$$

$$V_{c_c} := 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_c \cdot Peralte_{efectivo} = 28.734 \text{ tonnef}$$

$$\phi V_n := 0.75 \cdot (V_{c_c} + V_s) = 57.176 \text{ tonnef}$$

$$DC_c := \frac{V_u}{\phi V_n} = 0.708$$

```
clear (bc, Agmin, Asc, phi_c, D, Agmin, psi_t, psi_e, psi_g, lambda, ld, fld, lu, s1, xi, sc, s_diseño, ash, Rt, bc, E1, E2, L0, Vs, Vc_c, phiVn, DC_c)
clear (L0, Vs, Vc_c, phiVn, DC_c, M, Vu, Ash, Peralte_efectivo, Vsreq, s_diseño)
```

Columna 40x40cm

$$b_c := 40 \text{ cm}$$

Morocho Pino

Romero Romero

113

$$A_{g_{min}} := b_c \cdot b_c \cdot 0.01 \quad A_{g_{min}} = 16 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_c} := \frac{A_{g_{min}}}{8} = 2 \text{ cm}^2$$

$$\phi_c := \sqrt{\frac{A_{s_c} \cdot 4}{\pi}} \quad \phi_c = 15.958 \text{ mm}$$

$$D := 20 \text{ mm}$$

Detallamiento Columna 2

Requisitos ACI 318-19

1. $b > 30 \text{ cm}$

Capitulo 18.7.2 Limites dimensionales

2. Cuantía mínima

Capitulo 18.7.4 Refuerzo longitudinal

$$A_{g_{min}} := b_c \cdot b_c \cdot 0.01 = 16 \text{ cm}^2$$

Longitud de desarrollo

Capitulo 25.4.2.3 Longitud de desarrollo para barras deformadas en tensión.

$$\psi_t := 1 \quad \psi_e := 1 \quad \psi_g := 1 \quad \lambda := 1$$

$$l_d := \frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_g}{5.3 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot D = 0.947 \text{ m}$$

Refuerzo Transversal

Capitulo 25.7.2.3

$$s_1 := \frac{b_c - 2r - 2D_{estribo} - 3D}{3 - 1} = 11 \text{ cm}$$

No debe exceder 15cm

Separación Estribos

Capitulo 18.4.3.3

Para porticos intermedios

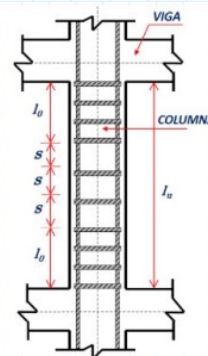
$$s_c := \min\left(8 \cdot D, \frac{b_c}{2}\right) = 16 \text{ cm}$$

$$s_{diseño} := 15 \text{ cm}$$

Longitud protegida

Capitulo 18.4.3.3

$$L_0 := \max\left(b_c, \frac{h_{entrepiso}}{6}, 45 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm}$$



$$M := 23.57 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$l_u := h_{entrepiso} - b_c = 3.2 \text{ m}$$

$$V_u := \frac{M + M}{l_u} = 14.731 \text{ tonnef}$$

$$A_{sh} := \frac{2 D_{estribo}^2 \cdot \pi}{4} = 1.571 \text{ cm}^2$$

$$Peralte_{efectivo} := b_c - r - D_{estribo} = 0.34 \text{ m}$$

$$V_s := \frac{A_{sh} \cdot f_y \cdot Peralte_{efectivo}}{s_{diseño}} = 14.954 \text{ tonnef}$$

$$V_{sreq} := 1.1 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_c \cdot Peralte_{efectivo}} = 25.033 \text{ tonnef}$$

$$s_{max} := \begin{cases} \text{if } V_s \leq V_{sreq} & = 17 \text{ cm} \\ \left\| \min \left(\frac{Peralte_{efectivo}}{2}, 60 \text{ cm} \right) \right\| & \\ \text{else} & \\ \left\| \min \left(\frac{Peralte_{efectivo}}{4}, 30 \text{ cm} \right) \right\| & s_{diseño} := 15 \text{ cm} \end{cases}$$

$$V_{c_c} := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_c \cdot Peralte_{efectivo}} = 12.061 \text{ tonnef}$$

$$\phi V_n := 0.75 \cdot (V_{c_c} + V_s) = 20.261 \text{ tonnef}$$

$$DC_c := \frac{V_u}{\phi V_n} = 0.727$$

clear (b_c, Ag_min, As_c, phi_c, D, Ag_min, psi_t, psi_e, psi_g, lambda, ld, fld, lu, s1, x_i, s_c, s_diseño, ash, R_t, bc, E1, E2, L_0, V_s, V_c_c, phi V_n, DC_c)

DISEÑO DE NUDO

Morocho Pino
Romero Romero
115

Definición de Materiales
Parámetros

Descripción

Hormigón

$$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_c := 280$$

Resistencia a compresión del concreto

$$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del concreto armado

$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = (2.527 \cdot 10^5) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Modulo de Elasticidad del concreto

Acero

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_y := 4200$$

Resistencia a fluencia del acero

$$\gamma_s := 7850 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del acero

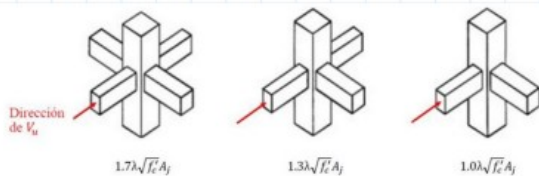
$$E_s := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Modulo de Elasticidad del acero

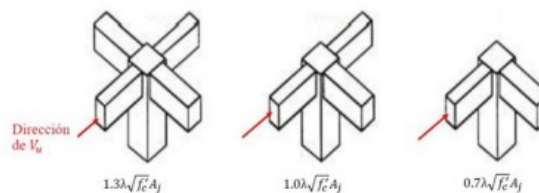
$$h_{entrepiso} := 3.6 \text{ m}$$

Ilustración de casos

Caso



A B C



D E F

18.4.4.1 Los nudos viga-columna deben cumplir los requisitos de detallado de 15.3.1.2, 15.3.1.3 y 18.4.4.2 hasta 18.4.4.5.

Tabla 21.2.1 — Factores de reducción de resistencia, ϕ

Acción o Elemento Estructural	ϕ	Excepciones
(a) Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0.65 a 0.90 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de miembros pretensados donde los torones no se han desarrollado totalmente, ϕ debe cumplir con 21.2.3.
(b) Cortante	0.75	Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.
(c) Torsión	0.75	—
(d) Aplastamiento	0.65	—
(e) Zonas de anclajes de postensado	0.85	—
(f) Cartelas y ménsulas	0.75	—
(g) Puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas de acuerdo con el método puntal-tensor del Capítulo 23	0.75	—
(h) Componentes de conexiones de miembros prefabricados controlados por fluencia de los elementos de acero a tracción	0.90	—
(i) Elementos de concreto simple	0.60	—
(j) Anclajes en elementos de concreto	0.45 a 0.75 de acuerdo con el Capítulo 17	—

$$\phi := 0.75$$

$$\lambda := 1$$

Columna 70x70

$$M_{pos1} := 12.83 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{neg1} := 28.76 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$A_{spos1} := 9.425 \text{ cm}^2$$

$$A_{sneg1} := 21.488 \text{ cm}^2$$

$$V_{u1} := (A_{spos1} + A_{sneg1}) \cdot f_y - \left(\frac{M_{pos1} + M_{neg1}}{h_{entrepiso}} \right) = 118.282 \text{ tonnef}$$

$$b_{c1} := 70 \text{ cm}$$

$$b_v := 30 \text{ cm}$$

$$a_{ef1} := \min(b_{c1} + b_v, b_v + b_{c1} - b_v) = 70 \text{ cm}$$

$$A_{j1} := b_{c1} \cdot a_{ef1} = (4.9 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

$$V_{n1} := 5.3 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot A_{j1} = 434.561 \text{ tonnef}$$

$$\phi V_{n1} := \phi \cdot V_{n1} = 325.921 \text{ tonnef}$$

$$DC_1 := \frac{V_{u1}}{\phi V_{n1}} = 0.363$$

Columna 60x60

$$M_{pos2} := 9.58 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{neg2} := 25.23 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$A_{spos2} := 9.425 \text{ cm}^2$$

$$A_{sneg2} := 21.488 \text{ cm}^2$$

$$V_{u2} := (A_{spos2} + A_{sneg2}) \cdot f_y - \left(\frac{M_{pos2} + M_{neg2}}{h_{entrepiso}} \right) = 120.165 \text{ tonnef}$$

$$b_{c2} := 60 \text{ cm}$$

$$b_v := 30 \text{ cm}$$

$$a_{ef2} := \min(b_{c2} + b_v, b_v + b_{c2} - b_v) = 60 \text{ cm}$$

$$A_{j2} := b_{c2} \cdot a_{ef2} = 0.36 \text{ m}^2$$

$$V_{n2} := 5.3 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot A_{j2} = 319.269 \text{ tonnef}$$

$$\phi V_{n2} := \phi \cdot V_{n2} = 239.452 \text{ tonnef}$$

$$DC_2 := \frac{V_{u2}}{\phi V_{n2}} = 0.502$$

Columna 40x40

$$M_{pos3} := 7.33 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{neg3} := 17.58 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$A_{spos3} := 7.603 \text{ cm}^2$$

$$A_{sneg3} := 17.027 \text{ cm}^2$$

$$V_{u3} := (A_{spos3} + A_{sneg3}) \cdot f_y - \left(\frac{M_{pos3} + M_{neg3}}{h_{entrepiso}} \right) = 96.527 \text{ tonnef}$$

$$b_{c3} := 40 \text{ cm}$$

$$b_v := 30 \text{ cm}$$

$$a_{ef3} := \min(b_{c3} + b_v, b_v + b_{c3} - b_v) = 40 \text{ cm}$$

$$A_{j3} := b_{c3} \cdot a_{ef3} = 0.16 \text{ m}^2$$

$$V_{n3} := 5.3 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot A_{j3} = 141.898 \text{ tonnef}$$

$$\phi V_{n3} := \phi \cdot V_{n3} = 106.423 \text{ tonnef}$$

$$DC_3 := \frac{V_{u3}}{\phi V_{n3}} = 0.907$$

Tabla 18.8.4.3 — Resistencia nominal del nudo a cortante V_n

Columna	Viga en la dirección de V_u	Confinado por vigas transversales de acuerdo con 15.2.8	V_n, N^{III}
Continua o cumple con 15.2.6	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Otras	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$0.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

⁽¹⁾ λ debe ser 0.75 para concreto liviano y 1.0 para concreto de peso normal. A_j debe calcularse de acuerdo con 15.4.2.4.

$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$	$5.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$	$4.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$	$3.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

15.4.2.4 El área de la sección efectiva dentro del nudo, A_j , debe calcularse como el producto de la altura del nudo y el ancho efectivo del nudo. La altura del nudo debe ser la altura total de la columna, h , en la dirección del cortante considerado. El ancho efectivo del nudo debe ser el ancho total de la columna donde la viga es más ancha que la columna. Donde la columna es más ancha que la viga, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de (a) y (b):

- (a) Ancho de la viga más la altura del nudo.
- (b) Dos veces la distancia perpendicular medida desde el eje longitudinal de la viga a la cara lateral más cercana de la