



**Evaluación de desempeño sísmico de dos sistemas estructurales de hormigón armado
para edificios escolares de baja altura, utilizando un análisis estático no lineal**

Livi Quichimbo, Lester Josue y López Díaz, Cristian Fabián

Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Trabajo de integración curricular, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

Ing. Cando Loachamín, Manuel Antonio, PhD

04 de septiembre de 2023

Resultados de la herramienta de verificación y/o análisis de similitud de contenidos



LIVI-LOPEZ Monografía 2 (1).pdf

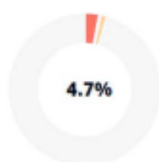
Scan details

Scan time:
August 28th, 2023 at 12:33 UTC

Total Pages:
46

Total Words:
11430

Plagiarism Detection



Types of plagiarism		Words
Identical	3%	341
Minor Changes	0.4%	48
Paraphrased	1.3%	149
Omitted Words	0%	0

AI Content Detection



Text coverage

- AI text
- Human text



MANUEL ANTONIO
CANDO LOACHAMIN

Ing. Cando Loachamín, Manuel Antonio, PhD

Director



Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Certificación

Certifico que el trabajo de integración curricular: **“Evaluación de desempeño sísmico de dos sistemas estructurales de hormigón armado para edificios escolares de baja altura, utilizando un análisis estático no lineal”** fue realizado por los señores **Livi Quichimbo, Lesther Josue y López Díaz, Cristian Fabián**, el mismo que cumple con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, además fue revisado y analizada en su totalidad por la herramienta de prevención y/o verificación de similitud de contenidos; razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que se lo sustente públicamente.

Sangolquí, 04 de septiembre del 2023.



.....
Ing. Cando Loachamín, Manuel Antonio, PhD

C. C 1708057474



Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Responsabilidad de Autoría

Nosotros, Livi Quichimbo, Lesther Josue y López Díaz, Cristian Fabián, con cédulas de ciudadanía n° 0107966061 y 2100986997, declaramos que el contenido, ideas y criterios del trabajo de integración curricular: **“Evaluación de desempeño sísmico de dos sistemas estructurales de hormigón armado para edificios escolares de baja altura, utilizando un análisis estático no lineal”** es de nuestra autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos, y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Sangolquí, 04 de septiembre del 2023.

.....
Livi Quichimbo, Lesther Josue

C.C.: 0107966061

.....
López Díaz, Cristian Fabián

C.C.: 2100986997



Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Autorización de publicación.

Nosotros, **Livi Quichimbo, Lesther Josue y López Díaz, Cristian Fabián**, con cédulas de ciudadanía n° 0107966061 y 2100986997, autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de integración curricular: **"Evaluación de desempeño sísmico de dos sistemas estructurales de hormigón armado para edificios escolares de baja altura, utilizando un análisis estático no lineal"** en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra responsabilidad.

Sangolquí, 04 de septiembre del 2023.

.....
Livi Quichimbo, Lesther Josue

C.C.: 0107966061

.....
López Díaz, Cristian Fabián

C.C.: 2100986997

Dedicatoria

Dedico este trabajo de investigación a mi madre, cuyo amor inquebrantable y apoyo constante han sido mi mayor inspiración. Esta tesis está dedicada a ti, como una expresión de mi profundo agradecimiento por todo lo que has hecho por mí.

A mi tutor, por su orientación y sabiduría que han iluminado mi camino académico. A mis amigos y seres queridos, por su aliento y paciencia en cada paso de este viaje.

Que esta tesis sea un reflejo de mi gratitud y dedicación hacia todos aquellos que han sido parte fundamental en este logro

Livi Quichimbo, Lester Josue

Dedicatoria

A mi querida madre, Martha, quien ha sido mi roca inquebrantable a lo largo de toda mi existencia. Su apoyo incondicional ha sido mi fortaleza y su ejemplo ha guiado mi camino hacia convertirme en alguien honorable.

A mi hermana, Daysi, cuya confianza en mí ha sido muy importante que me ha llevado a completar una fase más en mi camino. Su apoyo ha sido fundamental para alcanzar este logro.

Y al resto de mi familia que me ha apoyado, cuya presencia constante ha sido mi faro en medio de la distancia. Su aliento inquebrantable me ha impulsado a vencer cada desafío que la vida ha puesto en mi camino.

López Díaz, Cristian Fabián

Agradecimiento

Agradezco a Dios por permitirme culminar mis estudios en la universidad, quien ha sido mi roca y mi refugio a lo largo de esta travesía académica. Tu constante guía y fortaleza han iluminado mi camino y me han dado la determinación para enfrentar cada obstáculo. En los momentos de duda, encontré consuelo en tu presencia.

A mi madre Beatriz, un pilar de amor y apoyo en mi vida. Tu dedicación inquebrantable y tu constante aliento han sido fundamentales en este logro. Gracias por estar a mi lado en cada desafío, por creer en mí incluso cuando dudaba de mí mismo, y por brindarme el amor incondicional que me ha dado la fortaleza para llegar hasta aquí

Agradezco a toda mi familia por su apoyo incondicional en todo este tiempo y a mi compañero de proyecto Cristian por todo el comprometimiento puesto para la elaboración del proyecto.

A mis amigos, Jefferson, Juan José, Adrián y Estefany, cuyo apoyo ha sido fundamental en este emocionante viaje de la universidad, su amistad ha demostrado ser un recurso invaluable, brindándome no solo el apoyo técnico, sino también el emocional.

A nuestro tutor, estimado Ing. Antonio Cando PhD., por su orientación, experiencia y dedicación han sido fundamentales en la realización de este proyecto. Gracias por compartir su conocimiento y por guiarme con paciencia a lo largo de cada etapa de investigación.

Livi Quichimbo, Lester Josue

Agradecimiento

A mi madre Martha, mis hermanos Daysi, Edison, Elsa y al resto de mi familia, quienes han sido importantes para poder continuar a pesar de los malos días, impulsándome a seguir adelante. Su ejemplo y respaldo incondicional han sido mi refugio en los momentos más desafiantes de mi vida.

A mis compañeros y amigos, Lesther, Juan José y Jefferson, quienes desde el momento en que comenzó todo esto se han ido convirtiendo en un pilar que han sabido ayudar a resistir los pequeños y grandes golpes de la vida universitaria.

A mi respetado tutor, el Ingeniero Antonio Cando PhD, a quien agradezco sinceramente por darme la oportunidad, además por dedicar su valioso tiempo y brindarnos sus enseñanzas fundamentales en la creación de este trabajo. Su guía ha sido esencial para nuestro desarrollo.

López Díaz, Cristian Fabián

Índice de contenido

Carátula	1
Resultados de la herramienta de verificación y/o análisis de similitud de contenidos	2
Certificación	3
Responsabilidad de Autoría	4
Autorización de publicación.	5
Dedicatoria.....	6
Dedicatoria.....	7
Agradecimiento	8
Agradecimiento	9
Resumen.....	17
Abstract.....	18
Capítulo I: Introducción	19
Antecedentes	19
Planteamiento del problema.....	24
<i>Macro</i>	24
<i>Meso</i>	25
<i>Micro</i>	25
Objetivos.....	26
<i>Objetivo general</i>	26

	11
<i>Objetivos específicos</i>	26
Justificación e Importancia	26
Metodología.....	26
Organización de la tesis	27
Capítulo II: Edificios de estudio y diseño	28
Introducción	28
Características de los edificios escolares en Ecuador	28
Definición de los edificios de estudio.....	31
Materiales utilizados	34
Cargas aplicadas.....	34
Análisis estructural	38
Dimensionamiento de los miembros estructurales de los edificios de estudio.....	43
<i>Arquetipo 1</i>	43
<i>Arquetipo 2</i>	49
Capítulo III: Modelación no Lineal de los Edificios.....	56
Introducción	56
Descripción del modelo no lineal en SeismoStruct.	56
Modelación de materiales.....	58
<i>Hormigón</i>	58
<i>Acero.</i>	61
Modelación de los elementos estructurales.	63

<i>Vigas</i>	63
<i>Columnas</i>	63
<i>Muros</i>	64
Análisis estático no lineal.	64
Cargas verticales y laterales.	65
Criterios de desempeño	68
Capítulo IV: Evaluación del desempeño sísmico.....	69
Introducción.....	69
Ductilidad de desplazamiento.....	69
Sobrerresistencia.....	71
Resultados del análisis estático no lineal.....	72
Mecanismos de colapso de los arquetipos de estudio.....	77
Capítulo V: Conclusiones y Recomendaciones.....	83
Conclusiones.....	83
Recomendaciones.....	84
Bibliografía.....	86

Índice de tablas

Tabla 1 Dimensiones de los elementos estructurales en el arquetipo 1.	33
Tabla 2 Dimensiones de los elementos estructurales del arquetipo 2.	34
Tabla 3 Parámetros del espectro de diseño para el arquetipo 1.	36
Tabla 4 Parámetros del espectro de diseño para el arquetipo 2.	37
Tabla 5 Combinaciones según (NEC-SE-CG, 2015).	38
Tabla 6 Parámetros para el modelamiento de losas.	39
Tabla 7 Control del cortante basal mínimo.	39
Tabla 8 Periodos de vibración y participación de masa modal del arquetipo 1.	40
Tabla 9 Periodos de vibración y participación de masa modal del arquetipo 2.	40
Tabla 10 Características dinámicas de los edificios de estudio.	41
Tabla 11 Acero longitudinales y transversales en vigas (sentido Y). (ver figura 21)	43
Tabla 12 Aceros longitudinales y transversales en vigas (sentido X). (ver figura 21)	44
Tabla 13 Acero longitudinales y transversales en columnas del arquetipo 1.	47
Tabla 14 Aceros longitudinales y transversales en vigas (sentido X). (ver figura 29)	49
Tabla 15 Acero longitudinales y transversales en vigas (sentido Y). (ver figura 29)	50
Tabla 16 Aceros longitudinales y transversales de los muros.	53
Tabla 17 Parámetros del hormigón no confinado.	60
Tabla 18 Parámetros del acero de refuerzo.	62
Tabla 19 Factor de cargas laterales por el modo predominante de vibración para el arquetipo 1	66
Tabla 20 Factor de cargas laterales por el modo predominante de vibración para el arquetipo 2	66
Tabla 21 Criterios de desempeño en SeismoStruct.	68
Tabla 22 Ductilidad de los edificios de estudio.	74
Tabla 23 Sobrerresistencia de los edificios de estudio.	75

Índice de figuras

Figura 1 Daños producidos por el sismo (2010) de Haití en estructuras.	19
Figura 2 Torre O`Higgins, Edificio con sistema de muros estructurales ubicado en Concepción, Chile.	20
Figura 3 Edificio de la Facultad de Ciencias Aplicadas de la Universidad Nacional de Portoviejo	22
Figura 4 Edificio de la escuela pública en Bahía de Caráquez	22
Figura 5 Vista frontal del edificio E1 de la U.E. Particular “Santa Ana”	28
Figura 6 Vista frontal del Bloque C de aulas UFA-ESPE	29
Figura 7 Configuración estructural del Bloque C de aulas UFA-ESPE	29
Figura 8 Estructura I del Centro Educativo Juan Pablo I	30
Figura 9 Bloque B de la Facultad de Ciencias Económicas	31
Figura 10 Vista en planta: a) Arquetipo 1, b) Arquetipo 2.	32
Figura 11 Vista en elevación: a) Arquetipo 1, b) Arquetipo 2.	33
Figura 12 Espectro de diseño en aceleraciones.	35
Figura 13 Espectro elástico e inelástico para el arquetipo 1	36
Figura 14 Espectro elástico e inelástico para el arquetipo 2	37
Figura 15 Derivas de piso inelásticas: a) sentido X, b) sentido Y	42
Figura 16 Cortante de diseño para vigas.	45
Figura 17 Detalle del armado de las vigas interiores.	45
Figura 18 Diagramas de Interacción de la columna B2. a) sentido X, b) sentido Y.	46
Figura 19 Cortante de diseño para columnas.	47
Figura 20 Detalle de armado de columnas del arquetipo 1.	48
Figura 21 Vista en planta estructural del arquetipo 1	49
Figura 22 Detalle del armado de las vigas interiores.	50

Figura 23 Diagramas de Interacción de los muros longitudinales de $e=25$ cm. a) sentido X, b) sentido Y.....	51
Figura 24 Diagramas de Interacción de los muros transversales de $e=20$ cm. a) sentido X, b) sentido Y.....	52
Figura 25 Demanda de cortante para muros esbeltos.....	53
Figura 26 Detalle de armado de los muros: a) transversales, b) longitudinales.....	54
Figura 27 Vista en planta estructural del arquetipo 2.....	55
Figura 28 Modelo no lineal en 3D de los edificios: a) arquetipo 1, b) arquetipo 2.....	56
Figura 29 Discretización de una sección transversal típica de hormigón armado.....	57
Figura 30 Modelo esfuerzo-deformación propuesto para cargas monotónicas de concreto confinado y no confinado.....	58
Figura 31 Núcleo efectivamente confinado que provee el refuerzo transversal.....	59
Figura 32 Modelo de Mander para el hormigón no confinado.....	60
Figura 33 Modelo esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.....	61
Figura 34 Modelo de Menegotto-Pinto para el acero de refuerzo.....	62
Figura 35 Esquema de discretización de las vigas.....	63
Figura 36 Esquema de discretización de las columnas.....	63
Figura 37 Esquema de discretización de los muros. a) longitudinales, b) transversales.....	64
Figura 38 Curva de capacidad global (pushover) de una estructura.....	65
Figura 39 Patrón de carga lateral para el arquetipo 1: a) sentido X, b) sentido Y.....	67
Figura 40 Patrón de carga lateral para el arquetipo 2: a) sentido X, b) sentido Y.....	67
Figura 41 Patrón de carga lateral en sentido X del arquetipo 1.....	67
Figura 42 Definiciones alternativas para el desplazamiento máximo último disponible.....	70
Figura 43 Definiciones alternativas para el desplazamiento de fluencia.....	70
Figura 44 Factor de sobrerresistencia.....	71
Figura 45 Curva fuerza-desplazamiento lateral del arquetipo 1. a) sentido X, b) sentido Y.....	72

Figura 46 Curva fuerza-desplazamiento lateral del arquetipo 2. a) sentido X, b) sentido Y. 73

Figura 47 *Curvas fuerza-desplazamiento lateral normalizadas de los arquetipos de estudio.* a) sentido X, b) sentido Y..... 76

Figura 48 Mecanismo de colapso para el arquetipo 1: a) Sentido X toda la estructura, b) Sentido X de un pórtico exterior, c) Sentido Y toda la estructura. d) Sentido Y de un pórtico interior. 78

Figura 49 Mecanismo de colapso para el arquetipo 2: a) Sentido X toda la estructura, b) Sentido X de un pórtico exterior, c) Sentido Y toda la estructura, d) Sentido Y eje 11, e) Sentido Y eje 9, f) Sentido Y eje 4, g) Sentido Y eje 1 80

Resumen

En este estudio se evaluó el desempeño sísmico de dos sistemas estructurales de hormigón armado para edificios escolares de baja altura, utilizando un análisis estático no lineal. El primer sistema (arquetipo 1) consistió en una estructura de pórticos de hormigón armado con vigas descolgadas, y el segundo sistema (arquetipo 2) consistió en una estructura de muros de hormigón armado, ambos arquetipos fueron diseñados según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 15. El análisis modal espectral mostró que el período fundamental del arquetipo 2 fue menor que el período fundamental del arquetipo 1, indicando, por tanto, que el arquetipo 2 es más rígido que el arquetipo 1 a causa de la presencia de los muros estructurales. El análisis estático no lineal mostró que el arquetipo 1 es una estructura dúctil con un factor de ductilidad de desplazamiento de 4, mientras que el arquetipo 2 es una estructura esencialmente frágil, debido a que su factor de ductilidad de desplazamiento fue pequeño, indicando que los requerimientos de confinamiento de los muros son necesarios así no se requieran por la norma NEC 15. Asimismo, el análisis estático no lineal mostró que el factor de sobrerresistencia del arquetipo 2 fue mucho mayor al del arquetipo 1, a causa de la mayor rigidez lateral del arquetipo 2. Se concluye en esta investigación que, el mejor sistema estructural para las edificaciones escolares es el sistema de muros de hormigón armado. Debido a la gran sobrerresistencia observada resistirá los movimientos sísmicos probablemente solo dentro del rango lineal, con poco daño en elementos no estructurales.

Palabras clave: edificaciones escolares, desempeño sísmico, análisis estático no lineal, ductilidad, sobrerresistencia.

Abstract

In this study, the seismic performance of two reinforced concrete structural systems for low-rise school buildings was evaluated using nonlinear static analysis. The first system (archetype 1) consisted of a structure of reinforced concrete frames with hanging beams, and the second system (archetype 2) consisted of a structure of reinforced concrete walls, both archetypes were designed according to the Ecuadorian Construction Standard NEC. 15. Spectral modal analysis showed that the fundamental period of archetype 2 was less than the fundamental period of archetype 1, thus indicating that archetype 2 is more rigid than archetype 1 due to the presence of structural walls. The nonlinear static analysis showed that archetype 1 is a ductile structure with a displacement ductility factor of 4, while archetype 2 is an essentially brittle structure, because its displacement ductility factor was small, indicating that the wall confinement requirements of NEC 15 do not necessarily lead to ductile behavior. Likewise, the nonlinear static analysis showed that the overstrength factor of archetype 2 was much higher than that of archetype 1, due to the greater lateral stiffness of archetype 2. It is concluded in this investigation that the best structural system for school buildings is the system of reinforced concrete walls. Due to the great overstrength observed, it will resist seismic movements probably only within the linear range, with little damage to non-structural elements.

Keywords: School buildings, seismic performance, nonlinear static analysis, ductility, overstrength.

Capítulo I: Introducción

Antecedentes

A lo largo de los años, los movimientos de la Tierra han impactado a las ciudades, destruyéndolas social y económicamente, a menudo, dejando un alto número de muertes (Anbarci et al., 2005). Por ejemplo, el terremoto del 12 de enero de 2010 de M_w 7.1 dejó la capital de Haití bajo los escombros, las infraestructuras del gobierno central y local quedaron completamente colapsado (Durán Vargas, 2010), provocó 316 000 muertos (Farfel, et al., 2011). Alrededor del 70 por ciento de todas las escuelas en la parte suroeste del país quedaron dañadas o destruidas, según la UNICEF. Los daños causados por el terremoto se han estimado entre 7 500 y 14 000 millones de dólares que representan hasta el 120% del PIB de Haití (Yepes & Ruiz, 2012). En las estructuras se observaron daños importantes debido a deficiencias graves en diseño sísmico, métodos de construcción inapropiados y materiales inadecuados. Estas estructuras carecían de la capacidad necesaria para absorber, transmitir y disipar las fuerzas sísmicas, lo que resultó en daños significativos (Lindell, 2010). En la figura 1 se muestran algunas estructuras dañadas durante la ocurrencia de este sismo de gran magnitud.

Figura 1

Daños producidos por el sismo (2010) de Haití en estructuras.



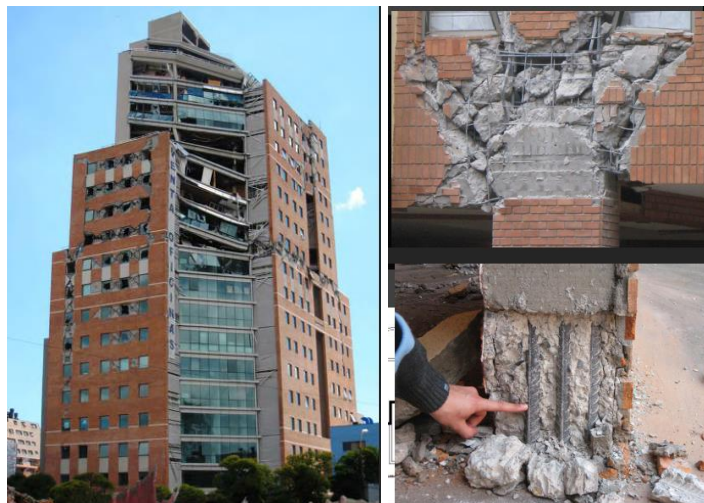
Nota. Recuperado de Ciencia en su PC, (pg. 80), por Morejón et al., 2016.

En el sismo de Chile que tuvo lugar el 27 de febrero de 2010 de M_w 8.8 que fue capaz de generar un tsunami destructor (Vargas et al., 2011), provocó 525 muertos (Palermo et al., 2013). Durante el sismo solo un edificio de muros colapsó y pocos fueron dañados severamente (Wallace et al., 2012), lo cual muestra el buen desempeño sísmico de este tipo de sistema estructural. En términos económicos el terremoto produjo elevados daños que se han estimado en 30.000 millones de dólares equivalentes al 18% del PIB nacional (OPS, 2010). El terremoto en Chile tuvo una intensidad 31 veces mayor y liberó aproximadamente 178 veces más energía que el terremoto devastador que afectó a Haití. La cantidad de energía liberada en el sismo chileno equivale a casi 100,000 explosiones de bombas atómicas similares a las que se produjeron en Hiroshima en 1945 (Yepes Piqueras, 2014).

La figura 2 muestra la falla de un edificio que tuvo daño en el terremoto de Chile 2010, el edificio Torre O'Higgins, cuyo piso 12 falló aparentemente a causa de la demolición de un eje estructural de muros por parte de los responsables de las oficinas ubicadas en dicho nivel, además cuenta con muros esbeltos de hormigón armado con aberturas, fallas en dinteles y machones.

Figura 2

Torre O'Higgins, Edificio con sistema de muros estructurales ubicado en Concepción, Chile.



Nota. Recuperado de Universidad Santa María, (pg. 87), por Bonelli, sf.

En Ecuador, el 16 de abril de 2016, un sismo de magnitud M_w 7,8 sacudió la costa ecuatoriana, causando daños en las provincias de Esmeraldas y Manabí, incluyendo los pueblos y ciudades de Muisne, Pedernales, Canoa, Bahía de Caráquez, Portoviejo y Manta, provocó 663 muertos (Toulkeridis et al., 2017). La PGA máxima registrada en Pedernales fue de 1,4 g (Smith & Mooney, 2021). Varios edificios colapsaron a cientos de kilómetros del epicentro. En el terremoto, 6274 personas resultaron heridas, 12 permanecieron desaparecidas, 113 fueron rescatadas y 28,775 fueron llevadas a albergues (Lanning et al., 2016).

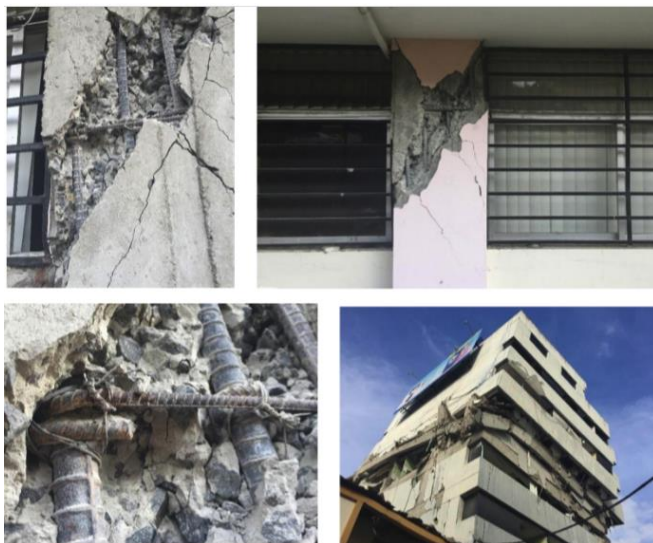
Existían edificios escolares colapsados o con alto grado de deterioro, en los que predominaban tres características comunes; las deficiencias en el diseño, la falta de control profesional durante los procesos de construcción y los detalles de refuerzo deficientes (Lanning et al., 2016). Como resultado, el 23% de las escuelas y colegios de 1866 sufrieron daños menores (16%), medianos (3%) y severos (4%) (Ballesteros et al., 2022).

Vale la pena mencionar que los centros educativos que colapsaron estaban conformados por pórticos de hormigón armado. En Chile, un país altamente sísmico, el sistema estructural usado para edificios de vivienda está conformado únicamente por muros (Lagos et al., 2012).

La falta de atención a varios detalles sísmicos importantes fue una fuente importante de daños, incluidas las columnas cortas, refuerzo de confinamiento faltante en columnas y uniones viga-columna, y estribos inadecuados. La figura 3 muestra los daños causados por columna corta, por la mala calidad del hormigón y la falta de ganchos sísmicos en los estribos de confinamiento durante el sismo de 16 de abril de 2016.

Figura 3

Edificio de la Facultad de Ciencias Aplicadas de la Universidad Nacional de Portoviejo



Nota. Recuperado de The Earthquake Engineering Research Institute (pag. 34) por Lanning et al., 2016.

Otra edificación que sufrió severo daño durante el terremoto de Pedernales fue la escuela pública en Bahía de Caráquez, resultó gravemente afectada por el terremoto de Pedernales de 2016, existió daños estructurales severos, la figura 4 muestra los daños visibles en las paredes de relleno causados por el sismo de 16 de abril de 2016.

Figura 4

Edificio de la escuela pública en Bahía de Caráquez



Nota. Recuperado de The Earthquake Engineering Research Institute, (pag. 42) por Lanning et al., 2016.

Varios investigadores han estudiado el desempeño sísmico de edificios de hormigón armado utilizando análisis no lineales. Por ejemplo, Nassirpour et al., (2018) estudiaron el desempeño sísmico de dos arquetipos de estructuras de pórticos de hormigón armado de dos pisos de escuelas de Filipinas. Utilizando análisis estáticos no lineales determinaron la presencia de pisos blandos debido a que las columnas de la planta baja carecían de suficiente capacidad a flexión y confinamiento en estas edificaciones. Estas estructuras fueron reforzadas mediante fibra FRP, ubicado convenientemente en vigas y columnas. Para medir el efecto del reforzamiento se utilizó funciones de fragilidad para varios estados de daño. Los resultados muestran una mejora importante en el desempeño sísmico general del sistema estructural en el rango inelástico debido a la presencia del FRP.

Khan et al., (2021) estudiaron el efecto de la mampostería como relleno, en la vulnerabilidad de edificios aporricados escolares de baja altura de hormigón armado, para el estudio se consideró una estructura de dos pisos, ubicada en una región de alta sismicidad de Pakistán. En el mismo se desarrollaron modelos estructurales lineales y no lineales utilizando la plataforma PERFORM-3D. Se realizaron análisis no lineales estáticos y dinámicos, para 15 movimientos de suelo. Posteriormente se desarrolló curvas de fragilidad para los edificios. Los resultados que se obtuvieron a partir de las curvas de fragilidad mostraron que la probabilidad de excedencia se redujo considerablemente cuando se empleó mampostería de relleno en el sistema estructural. Sin embargo, es importante mencionar que cuando las intensidades se incrementan más allá del 1.2g, el efecto sobre la rigidez debido a la introducción de mampostería como relleno en el sistema de pórtico de hormigón armado y la variación en el porcentaje de disminución de la probabilidad de excedencia fue insignificante.

Gálvez & Zapata, (2022) estudiaron la evaluación del desempeño sísmico de tres estructuras de edificios residenciales de pórticos de hormigón armado de diferente altura de la edificación diseñados conforme a la norma NEC-15. Utilizando análisis estáticos no lineales, investigaron el efecto de variar la altura de la edificación en el factor de ductilidad de

desplazamiento y en el factor de sobrerresistencia. Adicionalmente, encontraron que al aumentar la altura de la edificación los factores de ductilidad de desplazamiento y de sobrerresistencia disminuyeron debido al efecto P-Delta y al aumento del período fundamental, respectivamente.

Ulcuango, (2023) estudió el desempeño sísmico de un sistema dual de hormigón armado conformado por muros y pórticos con diferentes niveles de irregularidad torsional, empleando tres arquetipos con nivel de irregularidad torsional diferente para cada uno, con el objetivo de evaluar el efecto de este en el desempeño sísmico. Realizó análisis estáticos y dinámicos no lineales para cuantificar las respuestas de los modelos. Finalmente elaboró curvas de fragilidad para diferentes niveles de desempeño y determinó los coeficientes de margen para cuantificar las probabilidades de alcanzar ciertos niveles de desempeño.

Planteamiento del problema

Macro

A nivel internacional diversos autores han investigado el desempeño sísmico de las estructuras de escuelas y colegios, se han realizado análisis estáticos y dinámicos no lineales con el objetivo principal de hallar funciones de fragilidad, la mayor parte estudios demuestran que es necesaria la implementación de medidas de mitigación que ayuden a mejorar la resiliencia y el desempeño sísmico de los edificios. Varios estudios han analizado la posibilidad utilizar como reforzamiento polímeros reforzados con fibra FRP o la implementación de muros de hormigón armado al sistema estructural conformado por pórticos, los resultados obtenidos muestran claramente una importante influencia del reforzamiento en el desempeño sísmico, así como una reducción de la vulnerabilidad estructural.

Si bien los autores se han enfocado mayor mente a definir curvas de fragilidad para medir la vulnerabilidad sísmica de estructuras escolares; no se han enfocado en evaluar el desempeño sísmico de dos sistemas estructurales típicos como el de pórticos de hormigón armado y el de muros de hormigón armado, específicamente calculando los factores de

ductilidad de desplazamiento y de sobrerresistencia que se ven afectados en cada uno de los sistemas estructurales.

Meso

Tras el terremoto del 2016, algunas de las construcciones de las escuelas en la costa resultaron dañadas, principalmente debido a la construcción y diseño. Las escuelas más afectadas fueron aquellas que se habían construido utilizando diseños de hace más de 20 años (Moreira et al., 2018). Esto resalta la importancia de llevar a cabo una evaluación del desempeño sísmico, especialmente para las instituciones educativas.

A nivel nacional se ha realizado estudios de vulnerabilidad a diversas escuelas y colegios ubicados en distintos lugares del país. Se han aplicado guías basadas en el FEMA P-1000, el mismo que permite obtener el grado de vulnerabilidad, riesgo global, capacidad de respuesta y categorización, además se han obtenido índices de vulnerabilidad que han sido validados mediante modelos analíticos ajustados a la realidad.

Micro

En Quito se ha analizado la vulnerabilidad sísmica de centros educativos localizados en varias partes de la ciudad, mediante métodos analíticos y empíricos. Los resultados obtenidos muestran la necesidad de evaluar el desempeño sísmico de los edificios escolares ante sismos de gran intensidad y la necesidad de ser reforzados al ser muy vulnerables. Es importante mencionar que la evaluación del desempeño sísmico de dos sistemas estructurales de hormigón armado típicos como el de pórticos y el de muros estructurales no ha sido analizada.

Por lo mencionado anteriormente, es relevante responder a las preguntas de investigación: ¿Qué efecto tiene el tipo de sistema estructural en el desempeño sísmico de las edificaciones escolares de baja altura?

Objetivos

Objetivo general

Evaluar el desempeño sísmico de dos sistemas estructurales de hormigón armado para edificios escolares de baja altura, utilizando un análisis estático no lineal.

Objetivos específicos

- Cuantificar la respuesta elástica del sistema estructural de pórticos de HA y del sistema estructural de muros de HA para una edificación escolar de baja altura.
- Cuantificar la ductilidad de desplazamiento y el factor de sobrerresistencia del sistema estructural de pórticos de HA y del sistema estructural de muros de HA para una edificación escolar de baja altura.

Justificación e Importancia

Es importante investigar el desempeño sísmico de las edificaciones educativas ya que son estructuras esenciales que pueden servir de albergues en el caso de terremotos u otras amenazas. Por lo tanto, reducir el daño en este tipo de estructuras es esencial. En ese sentido es relevante considerar como influye el tipo de sistema estructural en el desempeño sísmico de estas edificaciones, y así proteger la vida humana.

La investigación procura contribuir a los estudios que se han realizado a nivel nacional, principalmente a la ciudad de Quito y a nivel internacional; sobre la evaluación de la seguridad sísmica de edificios educativos. El alcance del proyecto está orientado a edificios escolares de baja altura ubicados en el Ecuador.

Metodología

En una primera etapa se realizó el diseño estructural de dos edificaciones escolares de baja altura, cuya geometría se estableció del estudio de Suntaxi, (2022) La primera estructura fue en base a pórticos de hormigón armado, y la segunda estructura fue en base a muros estructurales. El diseño estructural de ambas estructuras fue realizado en base a la Norma

Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015), (NEC-SE-HM, 2015) y al Instituto Americano del Concreto (ACI 318-19, 2019). Posteriormente, se elaboró el modelo analítico de las estructuras en el programa computacional SeismoStruct. Este programa es capaz de predecir el comportamiento de las estructuras, incluyendo no linealidades geométricas y del material utilizando fibras para representar a los elementos (Seismosoft, 2023). Análisis estáticos no lineales fueron ejecutados con el fin de obtener el factor de ductilidad de desplazamiento y de sobrerresistencia de cada estructura, a partir de las curvas de fuerza-desplazamiento obtenidas del análisis estático no lineal.

Organización de la tesis

La presente investigación está dividida en cinco capítulos. El capítulo 2 presenta el sustento teórico, la definición de los edificios de estudio y diseño de los dos sistemas estructurales, además se detalla la configuración geométrica y el dimensionamiento de los elementos estructurales de los edificios de estudio en base a la NEC-15. En el capítulo 3 describe la modelación no lineal de los dos sistemas estructurales mediante el software SeismoStruct (Seismosoft, 2023). En el capítulo 4 describe la evaluación del desempeño sísmico mediante los resultados del análisis pushover, se evalúan los factores de ductilidad y sobrerresistencia para ambos sistemas estructurales. Dentro del capítulo 5 se presentan las conclusiones y recomendaciones obtenidas del desarrollo del proyecto de investigación.

Capítulo II: Edificios de estudio y diseño

Introducción

En este capítulo se describen las características típicas de los edificios escolares, la geometría de los dos edificios de estudio y el diseño estructural de ambos edificios.

Características de los edificios escolares en Ecuador

En Ecuador, las unidades educativas suelen tener entre 1 y 4 pisos en sus estructuras convencionales. Diversos sistemas resistentes son utilizados en la construcción de edificaciones escolares, los pórticos de hormigón armado y los pórticos de acero son los más comunes (Gálvez Ortiz & Zapata Peña, 2022).

A continuación, se describen 4 edificios escolares. La unidad educativa particular “Santa Ana” ubicada en Sangolquí, está conformada por 10 estructuras escolares, de las cuales el edificio principal E1 (figura 5) en los pisos 1 y 2, está conformada por pórticos de hormigón armado y en el piso 3 por estructura metálica, como sistema resistente a cargas verticales y laterales, con mampostería de ladrillo, para uso de aulas de clase, oficinas, laboratorios y salón de audiovisuales (Ballesteros et al., 2022),

Figura 5

Vista frontal del edificio E1 de la U.E. Particular “Santa Ana”



La Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE ubicada en Sangolquí, cuenta con edificios destinados para aulas con el nombre de “Bloques”. La edificación del Bloque C corresponde una estructura de hormigón armado (figura 6) que presenta una configuración regular en elevación y

planta, consta de cuatro pisos con una altura de 3.4 m por piso. Este bloque estructural es para uso de aulas de clase, oficinas y un aula magna por piso. Está formada por pórticos de hormigón armado con un sistema resistente a carga lateral con vigas descolgadas y una losa alivianada bidireccional de 25 cm de espesor en los cuatro pisos, con un sistema resistente a carga gravitacional. (López et al., 2021). La figura 7 muestra que la edificación del Bloque C está constituida de dos bloques divididos por una junta de separación de 7 cm. Tiene 4 ejes en el sentido “x” que se abarcan los dos bloques, en el sentido “y” posee 12 ejes de los cuales 3 pertenecen al bloque izquierdo y 9 para el bloque derecho, las aulas típicas son aproximadamente de 8 m de ancho y 10 m de largo.

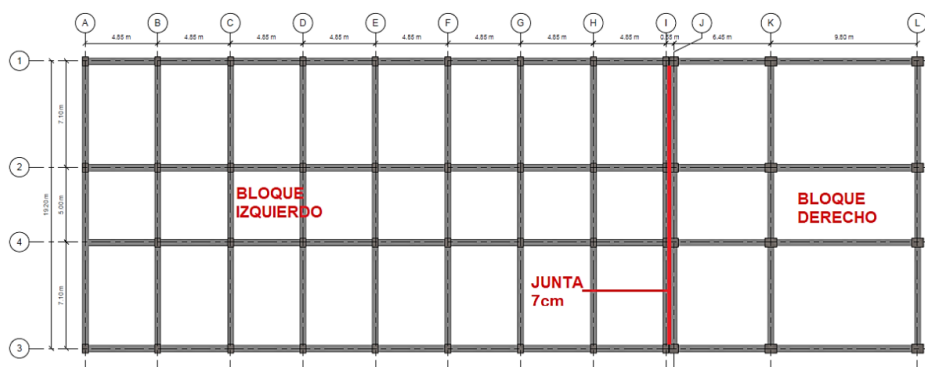
Figura 6

Vista frontal del Bloque C de aulas UFA-ESPE



Figura 7

Configuración estructural del Bloque C de aulas UFA-ESPE



Nota. Recuperado de UFA-ESPE (pag. 123) por López et al. 2021.

El Centro Educativo Juan Pablo I se encuentra ubicado al noroccidente de Quito en el barrio Jaime Roldós, está conformado por cuatro edificios escolares. La Estructura I del Centro Educativo Juan Pablo I (figura 8) fue construida en el año 1999, consta de una estructura de dos y tres pisos, con una altura de 3 m por piso, el área de construcción es de 902.77 m². En su totalidad es una estructura aporticada con vigas y columnas de hormigón armado con irregularidad en elevación. Su uso es exclusivamente para aulas de la institución (Moreta Viscarra, 2015).

Figura 8

Estructura I del Centro Educativo Juan Pablo I



Nota. Recuperado de Universidad Central del Ecuador, (pag. 64) por Moreta, 2015.

La Universidad Central del Ecuador ubicada en el centro norte de Quito, cuenta con edificios escolares destinados para cada facultad. El edificio del bloque B de la facultad de Economía (ver figura 9) es una edificación de hormigón armado con losa alivianada de 30 cm de espesor, formada por pórticos compuestos por vigas peraltadas y columnas, de cinco pisos con una altura de 3.47 metros por cada piso, usados por el personal administrativo de la facultad y aulas para los estudiantes de dicha facultad. La estructura posee dos muros en la parte del paso peatonal en la primera planta y el área de construcción es de 3603.72 m² (Ruales Andrade, 2016).

Figura 9

Bloque B de la Facultad de Ciencias Económicas



Nota. Recuperado de Universidad Central del Ecuador, (pag. 43) por Ruales, 2016.

Definición de los edificios de estudio.

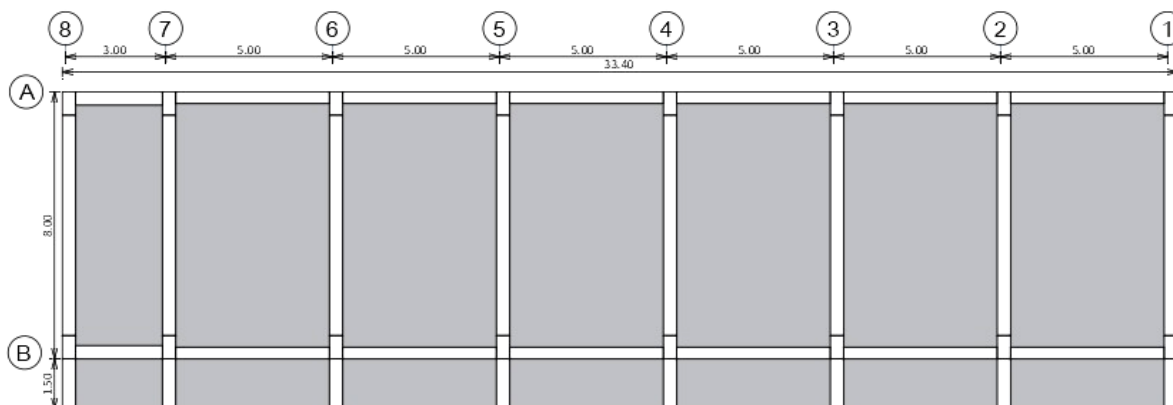
La figura 10 muestra la geometría de los edificios de estudio. Esta geometría fue definida en el trabajo inédito de maestría (Suntaxi, 2022), que se ejecuta en forma paralela a este trabajo. Los edificios escolares son de 3 pisos de baja altura, con 3 aulas de 10mx8m en cada piso. Al sistema estructural de pórticos se denomina arquetipo 1 (figura 10), mientras que al sistema estructural de muros se denomina arquetipo 2 (figura 10b).

Los dos arquetipos cuentan con la misma geometría regular tanto en planta como en elevación con 7 claros en dirección longitudinal con 6 luces de 5 metros y la luz de la grada de 3 metros y 1 claro en dirección transversal con una luz de 8 metros, adicional el volado del corredor con una luz de 1.50 metros y un área en planta de 313.5 metros cuadrados para todos los pisos como lo indica la figura 10 y 11.

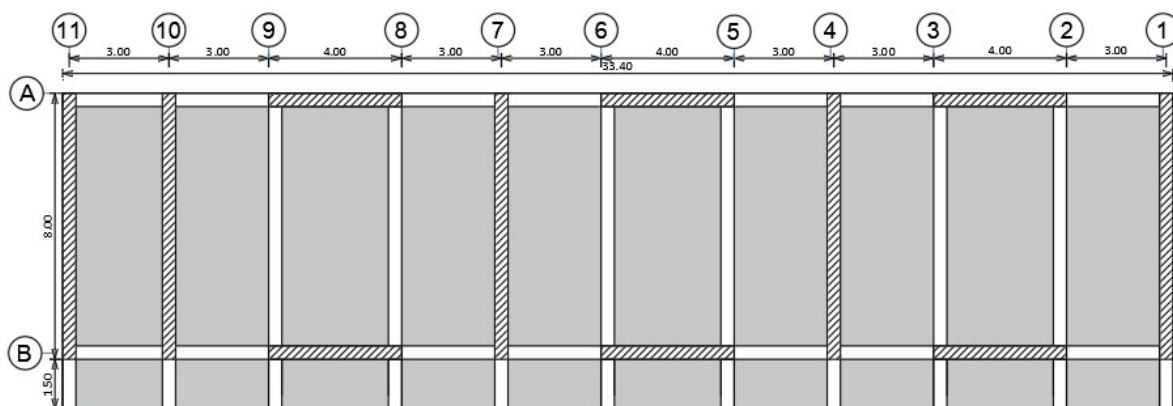
Estos edificios representan las edificaciones escolares típicas de hormigón armado en el Ecuador. Se consideró que los edificios se encuentran situados en la ciudad Quito con un tipo de suelo C, según el análisis de microzonificación sísmica realizado por (Aguar, 2017).

Figura 10

Vista en planta: a) Arquetipo 1, b) Arquetipo 2.



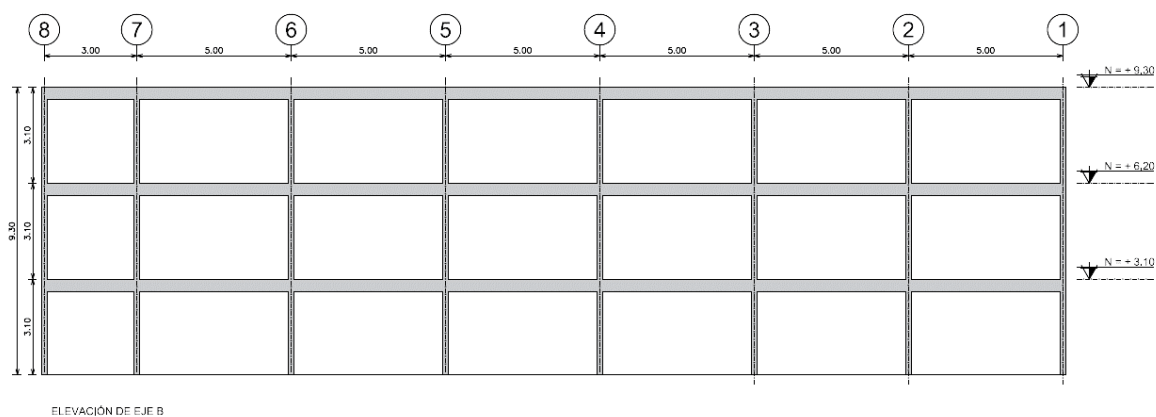
(a)



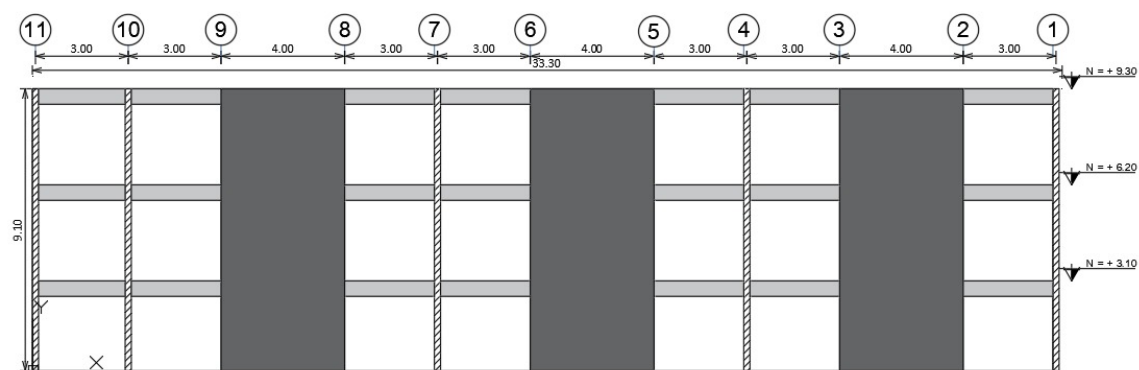
(b)

Figura 11

Vista en elevación: a) Arquetipo 1, b) Arquetipo 2.



(a)



(b)

Las dimensiones de los elementos estructurales de los arquetipos se muestran en la tabla 1 y 2, estas dimensiones se obtuvieron a partir de un predimensionamiento. Para el arquetipo 1, el espesor de la losa aligerada es de 25 cm, mientras que para el arquetipo 2, el espesor de la losa aligerada es de 20 cm, constante en todos los pisos.

Tabla 1

Dimensiones de los elementos estructurales en el arquetipo 1.

Piso	Columnas	Vigas longitudinales	Vigas transversales
1	45x65	30x50	40x60
2	45x65	30x50	40x60
3	45x65	30x50	40x60

Tabla 2

Dimensiones de los elementos estructurales del arquetipo 2.

Piso	Muros longitudinales	Muros transversales	Vigas
1	20x800	25x400	25x50
2	20x800	25x400	25x50
3	20x800	25x400	25x50

Materiales utilizados

Para los dos arquetipos de estudio se utilizó un hormigón con una resistencia a la compresión de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y un módulo de elasticidad $E_c = 2196275.106 \text{ T/m}^2$ conforme establece la (NEC-SE-HM, 2015). El acero de refuerzo fue del tipo A615 con resistencia mínima de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y una resistencia mínima a la tracción $f_u = 6200 \text{ kg/cm}^2$ dadas por los proveedores de (NOVACERO, 2020) y un módulo de elasticidad $E_s = 200000 \text{ MPa} = 20394324.26 \text{ T/m}^2$ conforme los establece la (NEC-SE-HM, 2015).

Cargas aplicadas

Según establece la sección 2.2.1. de la (NEC-SE-CG, 2015) se consideraron tres tipos de carga: muerta, viva y sísmica. Para los dos arquetipos se definen los mismos tipos de carga, diferenciándose el peso propio de la estructura y la carga sísmica.

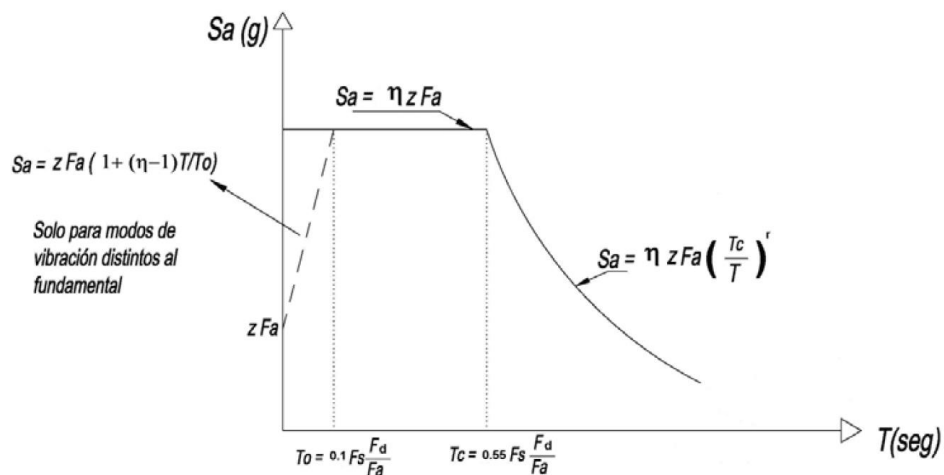
La carga muerta incluye el peso propio de la estructura, el peso del enlucido y masillado (88 kg/m^2), el peso del recubrimiento de piso (44 kg/m^2), el peso de la mampostería (150 kg/m^2) y el peso de las instalaciones (18 kg/m^2), esto corresponde a una carga muerta de (300 kg/m^2) en el piso 1 y 2, para el piso 3 no se tomó en cuenta el peso de la mampostería, esto corresponde a una carga muerta de 150 kg/m^2 .

La carga viva se usó un valor de 205 kg/m^2 para las aulas, de 490 kg/m^2 para los corredores del piso 1, de 410 kg/m^2 para los corredores del nivel piso 2 y de 105 kg/m^2 para el piso 3, según lo indicado en la sección 4.2.1. de la (NEC-SE-CG, 2015) para los corredores y aulas de edificaciones especiales correspondientes a las unidades educativas.

Para la carga sísmica se utilizó el espectro de diseño de la (NEC-SE-DS, 2015). La figura 12 presenta el espectro elástico de diseño utilizado junto con los parámetros que definen la aceleración espectral (S_a).

Figura 12

Espectro de diseño en aceleraciones.



Nota. Recuperado de NEC-SE-DS, (p.33), 2015.

La Tabla 3 muestra los valores de los parámetros utilizados y el porcentaje del cortante basal que se utilizara para el análisis estático lineal del arquetipo 1. La figura 13 muestra los espectros elásticos e inelásticos que se utilizará para análisis dinámico espectral.

La Tabla 4 muestra los valores de los parámetros utilizados y el porcentaje del cortante basal que se utilizara para el análisis estático del arquetipo 2. La figura 14 muestra los espectros elásticos e inelásticos que se utilizará para análisis dinámico espectral.

Tabla 3*Parámetros del espectro de diseño para el arquetipo 1*

DESCRIPCIÓN	SIMBOLOGÍA	VALOR	Unidad	NEC_SE_DS
Altura máxima del edificio	hn	9,30	m	
Clasificación del perfil de suelo		Tipo C	s.u	Sección 3.2.1
Coefficiente de región	η	2,48	s.u	Sección 3.3.1
Factor de zona sísmica	Z	0,40	s.u	Sección 3.1.1
Coefficientes de perfil de suelo	Fa	1,20	s.u	Sección 3.2.2
	Fd	1,11	s.u	Sección 3.2.2
	Fs	1,11	s.u	Sección 3.2.2
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico	Tc	0,56	s	Sección 3.3.1
Tipo de arriostramiento	C _t	0,055	s.u	Sección 6.3.3
	α	0,90	s.u	Sección 6.3.3
Periodo fundamental de vibración	T	0,41	s	Sección 6.3.3
Factor usado en el espectro de diseño elástico	r	1,00	s.u	Sección 3.3.1
Espectro de respuesta elástico de aceleraciones	Sa	1,19	g	Sección 3.3.1
Coefficiente de importancia	I	1,30	s.u	Sección 4.1
Coefficiente de configuración estructural en planta	Φ_P	1,00	s.u	Sección 5.2.3
Coefficiente de configuración estructural en elevación	Φ_E	1,00	s.u	Sección 5.2.3
Factor de reducción de resistencia sísmica	R	8,00	s.u	Sección 6.3.4.
Coefficiente relacionado con el periodo de vibración T	k	1,00	s.u	Sección 6.3.5
			s.u	
Porcentaje de cortante basal	V(%)	0,193	s.u	Sección 6.3.2

Nota. s.u = sin unidad, m = metro, s = segundos, g = aceleración de la gravedad.

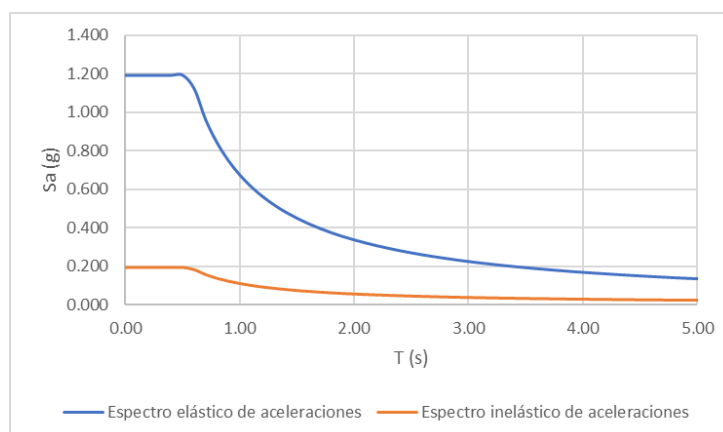
Figura 13*Espectro elástico e inelástico para el arquetipo 1*

Tabla 4

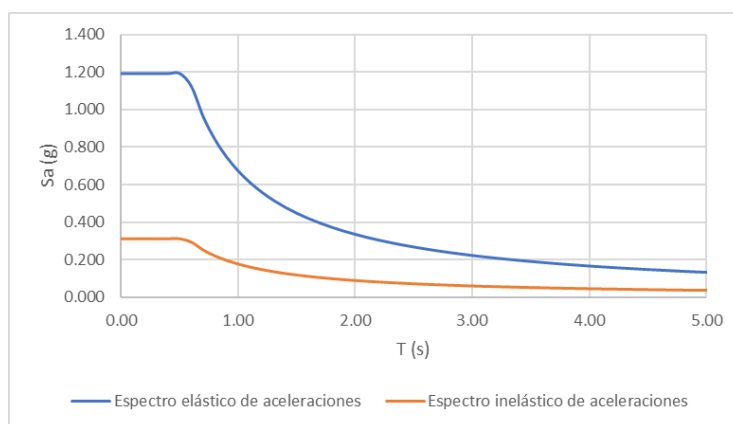
Parámetros del espectro de diseño para el arquetipo 2.

DESCRIPCIÓN	SIMBOLOGÍA	VALOR	UNIDAD	NEC_SE_DS
Altura máxima del edificio	hn	9,30	m	
Clasificación del perfil de suelo		Tipo C	s.u	Sección 3.2.1
Coefficiente de región	η	2,48	s.u	Sección 3.3.1
Factor de zona sísmica	Z	0,40	s.u	Sección 3.1.1
Coefficientes de perfil de suelo	Fa	1,20	s.u	Sección 3.2.2
	Fd	1,11	s.u	Sección 3.2.2
	Fs	1,11	s.u	Sección 3.2.2
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico	Tc	0,56	s	Sección 3.3.1
Tipo de arriostamiento	C _t	0,055	s.u	Sección 6.3.3
	α	0,75	s.u	Sección 6.3.3
Periodo fundamental de vibración	T	0,29	s	Sección 6.3.3
Factor usado en el espectro de diseño elástico	r	1,00	s.u	Sección 3.3.1
Espectro de respuesta elástico de aceleraciones	Sa	1,19	g	Sección 3.3.1
Coefficiente de importancia	I	1,30	s.u	Sección 4.1
Coefficiente de configuración estructural en planta	Φ_P	1,00	s.u	Sección 5.2.3
Coefficiente de configuración estructural en elevación	Φ_E	1,00	s.u	Sección 5.2.3
Factor de reducción de resistencia sísmica	R	5,00	s.u	Sección 6.3.4.
Coefficiente relacionado con el periodo de vibración T	k	1,00	s.u	Sección 6.3.5
Porcentaje de cortante basal	V(%)	0,3095	s.u	Sección 6.3.2

Nota. s.u = sin unidad, m = metro, s = segundos, g = aceleración de la gravedad.

Figura 14

Espectro elástico e inelástico para el arquetipo 2.



La Tabla 5 presenta las combinaciones de carga empleadas para el diseño de los miembros estructurales de los arquetipos de estudio. Estas combinaciones son las especificadas en la (NEC-SE-CG, 2015).

Tabla 5

Combinaciones según (NEC-SE-CG, 2015).

Nombre	Combinación
Combo 1	1.4 D
Combo 2	1.2 D + 1.6 L
Combo 3	1.2 D + L + 1.0 E
Combo 4	0.9 D + 1.0 E

Nota. Para las combinaciones 3 y 4 se obtuvieron 4 casos debido a que se realizó las combinaciones para el para el sismo en “X” y “Y” tanto positivo como negativo.

Análisis estructural

Se usó el software ETABS v20.3.0 para llevar a cabo el análisis estructural, desarrollado por Computers and Structures, Inc. (CSI). Para considerar el agrietamiento se usó $0.8 I_g$ para columnas, $0.6 I_g$ para muros estructurales, para las vigas se consideró el valor de $1 I_g$ según la recomendación de (Nilson, 2001) que considera el aporte de la losa como una viga descolada tipo T, calculando que la inercia de una viga T es dos veces mayor que el valor de I_g para el alma, siendo I_g el valor de inercia de la sección no agrietada. Lo anterior es congruente según lo recomienda la sección 6.1.6 de la (NEC-SE-DS, 2015), del uso de un ancho cooperante para las vigas.

El modelo de las estructuras en ETABS está compuesto por losas que se modelan como tipo membrana, la cual distribuye las cargas en dos direcciones mediante áreas tributarias hacia las vigas y columnas. Se modeló una losa maciza sin peso para ambos arquetipos, con una altura equivalente por inercias a una losa alivianada conforme lo indica la tabla 6, se consideró el peso propio de las losas alivianadas como una sobrecarga adicional para los dos arquetipos.

Tabla 6

Parámetros para el modelamiento de losas.

Edificio	Altura losa alivianada	Peso losa alivianada	h_e losa maciza
Arquetipo 1	25 cm	388.8 Kg/m ²	18.05 cm
Arquetipo 2	20 cm	329.6 Kg/m ²	14.50 cm

Nota. h_e es la altura equivalente por inercias.

Se usó un diafragma rígido en cada piso. Para calcular la masa sísmica, se consideró el 100% de la carga muerta, tal como lo indica la (NEC-SE-CG, 2015).

Se ejecutó un análisis modal espectral para calcular las fuerzas en los elementos y realizar el diseño de los arquetipos de estudio. Se revisó que el cortante basal dinámico sea mayor que el valor mínimo calculado con el método estático equivalente, según lo recomendado por la (NEC-SE-DS, 2015).

La tabla 7 muestra el ajuste del cortante basal en caso de ser necesario para ambos arquetipos. El arquetipo 1 cumple esta condición en sus dos direcciones, mientras que para el arquetipo 2 se utilizó un factor de ajuste de 1.0222 para el cortante basal en dirección X y 1.0580 para el cortante basal en dirección Y.

Tabla 7

Control del cortante basal mínimo.

Edificio	Sentido	Corte Basal Estático	Corte Basal Dinámico	$0.8*V_{est.}$	$V_{din.}>0.8*V_{est.}$	f_v	Cortante de diseño
Arquetipo 1	X	163.25	139.26	130.60	OK	-	139.26
	Y	163.25	133.74	130.60	OK	-	133.74
Arquetipo 2	X	279.10	218.43	223.28	NO CUMPLE	1.0222	223.28
	Y	279.10	211.04	223.28	NO CUMPLE	1.0580	223.28

Nota. f_v es el factor de ajuste del cortante basal

La (NEC-SE-DS, 2015) indica que todos los modos deben involucrar la contribución de una masa modal acumulada de al menos el 90% respecto a la masa total de la estructura, en todas y cada una de las direcciones principales.

La tabla 8 muestra los 9 modos de vibración del arquetipo 1, se puede observar que a partir del modo 6 se acumula más del 90% de la masa. Esto indica que el comportamiento y la respuesta de la estructura, es la adecuada. Además, se observa que en la dirección X, la estructura es más débil porque empieza a vibrar en esa dirección ($U_x=0.84$). La tabla 9 muestra los 9 modos de vibración del arquetipo 2, se puede observar que a partir del modo 6 se acumula más del 90% de la masa. Esto indica que el comportamiento y la respuesta de la estructura es la adecuada. Además, se observa que en la dirección X, la estructura es más débil porque empieza a vibrar en esa dirección ($U_x=0.75$).

Tabla 8

Periodos de vibración y participación de masa modal del arquetipo 1.

Modo	Periodo (s)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.44	0.84	0.00	0.84	0.00	0.02	0.02
2	0.41	0.01	0.78	0.84	0.78	0.04	0.07
3	0.37	0.02	0.05	0.86	0.83	0.77	0.83
4	0.14	0.11	0.00	0.97	0.83	0.00	0.84
5	0.12	0.00	0.12	0.97	0.95	0.01	0.85
6	0.11	0.00	0.01	0.97	0.96	0.12	0.96
7	0.08	0.03	0.00	1.00	0.96	0.00	0.96
8	0.06	0.00	0.03	1.00	1.00	0.00	0.97
9	0.06	0.00	0.00	1.00	1.00	0.03	1.00

Tabla 9

Periodos de vibración y participación de masa modal del arquetipo 2.

Modo	Periodo (s)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.15	0.75	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00
2	0.08	0.00	0.72	0.75	0.72	0.09	0.09
3	0.06	0.00	0.08	0.75	0.81	0.72	0.80
4	0.04	0.22	0.00	0.97	0.81	0.00	0.80
5	0.03	0.00	0.16	0.97	0.96	0.02	0.82
6	0.02	0.00	0.02	0.97	0.98	0.16	0.98
7	0.02	0.03	0.00	1.00	0.98	0.00	0.98
8	0.02	0.00	0.02	1.00	1.00	0.00	0.98
9	0.01	0.00	0.00	1.00	1.00	0.02	1.00

En la Tabla 10 se indican los valores de la altura del edificio (H), período fundamental (T), peso de la estructura (W), cortante basal dinámico (V) y deriva máxima inelástica de piso (Δ) correspondiente a las dimensiones finales de los arquetipos de estudio.

En la tabla 10 muestra que el periodo fundamental del arquetipo 2 es mucho menor que el del arquetipo 1, este resultado es debido a que el arquetipo 2 tiene mayor rigidez. El cortante basal se calculó, utilizando los espectros inelásticos de las figuras 15 y 16, se puede observar que el cortante en la base del arquetipo 2 es mayor, que el del arquetipo 1 en ambas direcciones. El peso de la estructura del arquetipo 2 es mayor que la del arquetipo 1. Las derivas máximas inelásticas de piso se calcularon conforme lo indica la sección 6.3.9 de (NEC-SE-DS, 2015), e indican que los valores son menores al límite del 2% establecido en la (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 10

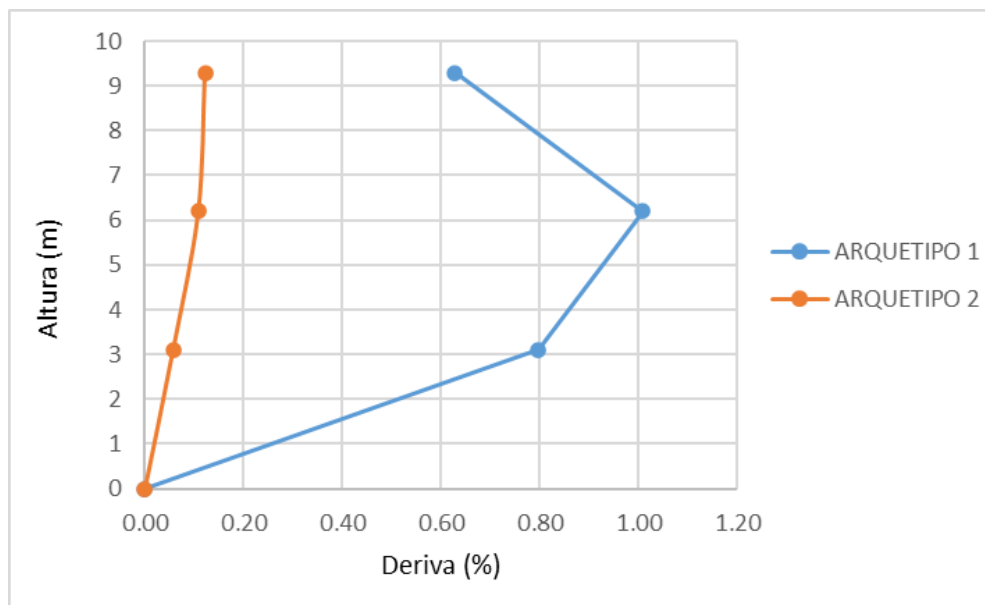
Características dinámicas de los edificios de estudio.

Edificio	H (m)	T (s)	W (Tn)	V _x (Tn)	V _y (Tn)	Δ_x (%)	Δ_y (%)
Arquetipo 1	9.30	0.44	863.26	139.26	133.74	1.02	1.00
Arquetipo 2	9.30	0.15	953.92	223.28	223.28	0.12	0.05

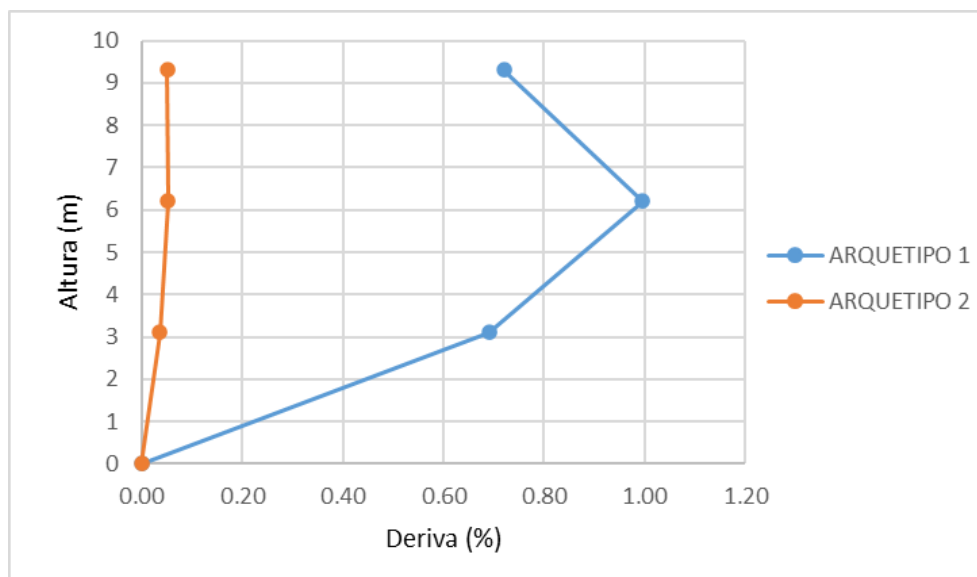
En la figura 15 se presentan las derivas inelásticas de piso para los dos arquetipos calculadas a partir de las derivas elásticas obtenidas del análisis modal espectral. A partir de la figura se puede observar que el arquetipo 2 presenta menor deformaciones en ambas direcciones, por ser más rígido debido a la presencia de los muros.

Figura 15

Derivas de piso inelásticas: a) sentido X, b) sentido Y



(a)



(b)

Dimensionamiento de los miembros estructurales de los edificios de estudio

Arquetipo 1

A partir del dimensionamiento de los elementos estructurales mostrados en la Tabla 1 se realizó el diseño a flexión y cortante, para vigas y columnas del arquetipo 1, de acuerdo a las especificaciones de la norma (NEC-SE-HM, 2015), (ACI 318-19, 2019) y el diseño de conexiones viga-columna del Código (ACI-ASCE 352, 2010).

Se consideró un ancho colaborante de losa (viga T) para hallar el refuerzo longitudinal superior e inferior, máximo y mínimo en las vigas. La tabla 11 y 12, presentan un resumen de las secciones, refuerzos longitudinales y transversales obtenidos en el diseño de vigas. El diseño a corte de las vigas siguió los criterios de diseño por capacidad (figura 16), incorporando las resistencias a flexión máximas probables en vigas para calcular el cortante de diseño según la sección 18.7.6.1.1 del (ACI 318-19, 2019). Los espaciamientos de estribos se especificaron según la sección 18.6.4 del (ACI 318-19, 2019).

Tabla 11

Acero longitudinales y transversales en vigas (sentido Y). (ver figura 21)

Piso	Eje	Vano	Sección	Refuerzo Longitudinal		Refuerzo Transversal (@10 cm y 15cm)
				Inicio	Fin	
1	1,8	A-B	40x60	$A_{S_{sup}}(4\Phi 18+2\Phi 14)$ $A_{S_{inf}}(4\Phi 16)$	$A_{S_{sup}}(4\Phi 18+4\Phi 14)$ $A_{S_{inf}}(4\Phi 16)$	1 Est $\Phi 10$
	2,3,4,5,6,7	A-B	40x60	$A_{S_{sup}}(4\Phi 18+4\Phi 14)$ $A_{S_{inf}}(4\Phi 16)$	$A_{S_{sup}}(4\Phi 18+4\Phi 18)$ $A_{S_{inf}}(4\Phi 16+2\Phi 12)$	1 Est $\Phi 10$
2	1,8	A-B	40x60	$A_{S_{sup}}(4\Phi 18+2\Phi 12)$ $A_{S_{inf}}(4\Phi 16)$	$A_{S_{sup}}(4\Phi 18+4\Phi 14)$ $A_{S_{inf}}(4\Phi 16)$	1 Est $\Phi 10$
	2,3,4,5,6,7	A-B	40x60	$A_{S_{sup}}(4\Phi 18+4\Phi 14)$ $A_{S_{inf}}(4\Phi 16)$	$A_{S_{sup}}(4\Phi 18+4\Phi 18)$ $A_{S_{inf}}(4\Phi 16+2\Phi 12)$	1 Est $\Phi 10$
3	1,8	A-B	40x60	$A_{S_{sup}}(4\Phi 18)$ $A_{S_{inf}}(4\Phi 16)$	$A_{S_{sup}}(4\Phi 18+1\Phi 12)$ $A_{S_{inf}}(4\Phi 16)$	1 Est $\Phi 10$
	2,3,4,5,6,7	A-B	40x60	$A_{S_{sup}}(4\Phi 18+4\Phi 14)$ $A_{S_{inf}}(4\Phi 16)$	$A_{S_{sup}}(4\Phi 18+2\Phi 14)$ $A_{S_{inf}}(4\Phi 16)$	1 Est $\Phi 10$

Nota. Est=estribos, $A_{S_{sup}}$ =acero superior y $A_{S_{inf}}$ =acero inferior.

Tabla 12

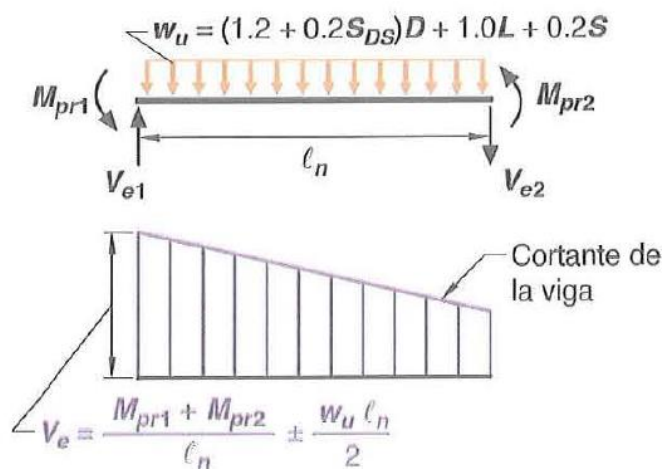
Aceros longitudinales y transversales en vigas (sentido X). (ver figura 21)

Piso	Eje	Vano	Sección	Refuerzo Longitudinal		Refuerzo Transversal Estribos(@10 cm y 15cm)
				Inicio	Fin	
1	A	1--2	30x50	$As_{sup}(3\Phi 16+3\Phi 12)$ $As_{inf}(3\Phi 14+1\Phi 10)$	$As_{sup}(3\Phi 16+3\Phi 12)$ $As_{inf}(3\Phi 14+1\Phi 10)$	1 Est $\Phi 10$
		3-4,5-6	30x50	$As_{sup}(3\Phi 16+3\Phi 10)$ $As_{inf}(3\Phi 14)$	$As_{sup}(3\Phi 16+3\Phi 10)$ $As_{inf}(3\Phi 14)$	1 Est $\Phi 10$
		7--8	30x50	$As_{sup}(3\Phi 16+3\Phi 12)$ $As_{inf}(3\Phi 14+3\Phi 12)$	$As_{sup}(3\Phi 16+3\Phi 14)$ $As_{inf}(3\Phi 14+3\Phi 14)$	1 Est $\Phi 10$
	B	1--2	30x50	$As_{sup}(3\Phi 16+3\Phi 14)$ $As_{inf}(3\Phi 14+1\Phi 12)$	$As_{sup}(3\Phi 16+3\Phi 14)$ $As_{inf}(3\Phi 14+1\Phi 10)$	1 Est $\Phi 10$
		3-4,5-6	30x50	$As_{sup}(3\Phi 16+3\Phi 14)$ $As_{inf}(3\Phi 14+1\Phi 10)$	$As_{sup}(3\Phi 16+3\Phi 14)$ $As_{inf}(3\Phi 14+1\Phi 10)$	1 Est $\Phi 10$
		7--8	30x50	$As_{sup}(3\Phi 16+3\Phi 14)$ $As_{inf}(3\Phi 14+3\Phi 14)$	$As_{sup}(3\Phi 16+3\Phi 16)$ $As_{inf}(3\Phi 14+3\Phi 16)$	1 Est $\Phi 10$
2	A	1--2	30x50	$As_{sup}(3\Phi 16+2\Phi 10)$ $As_{inf}(3\Phi 14)$	$As_{sup}(3\Phi 16+2\Phi 10)$ $As_{inf}(3\Phi 14)$	1 Est $\Phi 10$
		3-4,5-6	30x50	$As_{sup}(3\Phi 16+2\Phi 10)$ $As_{inf}(3\Phi 14)$	$As_{sup}(3\Phi 16+2\Phi 10)$ $As_{inf}(3\Phi 14)$	1 Est $\Phi 10$
		7--8	30x50	$As_{sup}(3\Phi 16+2\Phi 10)$ $As_{inf}(3\Phi 14+2\Phi 12)$	$As_{sup}(3\Phi 16+3\Phi 10)$ $As_{inf}(3\Phi 14+2\Phi 12)$	1 Est $\Phi 10$
	B	1--2	30x50	$As_{sup}(3\Phi 16+3\Phi 12)$ $As_{inf}(3\Phi 14)$	$As_{sup}(3\Phi 16+3\Phi 12)$ $As_{inf}(3\Phi 14)$	1 Est $\Phi 10$
		3-4,5-6	30x50	$As_{sup}(3\Phi 16+3\Phi 12)$ $As_{inf}(3\Phi 14)$	$As_{sup}(3\Phi 16+3\Phi 12)$ $As_{inf}(3\Phi 14)$	1 Est $\Phi 10$
3	A,B	1-2,3-4, 5-6,7-8	30x50	$As_{sup}(3\Phi 16)$ $As_{inf}(3\Phi 14)$	$As_{sup}(3\Phi 16)$ $As_{inf}(3\Phi 14)$	1 Est $\Phi 10$

Nota. Est=estribos, As_{sup} =acero superior y As_{inf} =acero inferior.

Figura 16

Cortante de diseño para vigas.

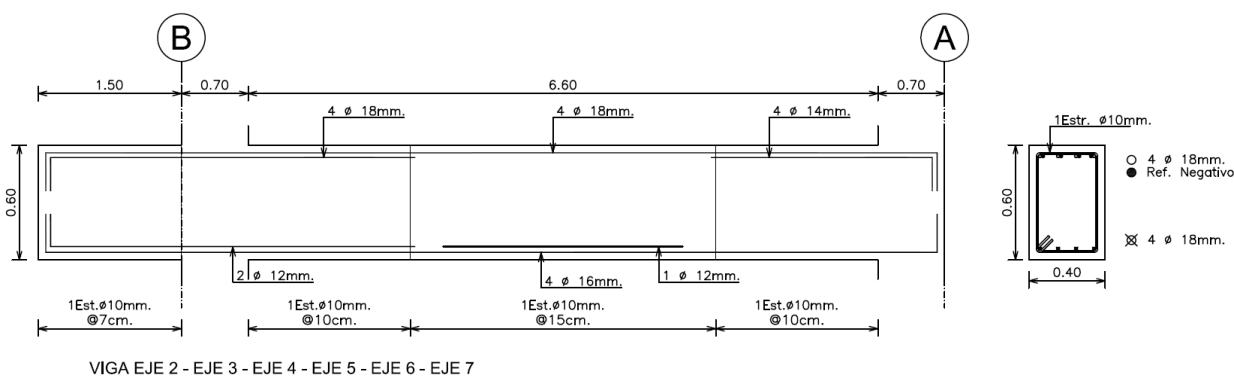


Nota. Recuperado de ACI 318-19, (p.315), 2019.

La figura 17 muestra el detalle del armado de las vigas interiores del primer piso, las vigas tienen un recubrimiento de 6 cm colocado al centro de las varillas.

Figura 17

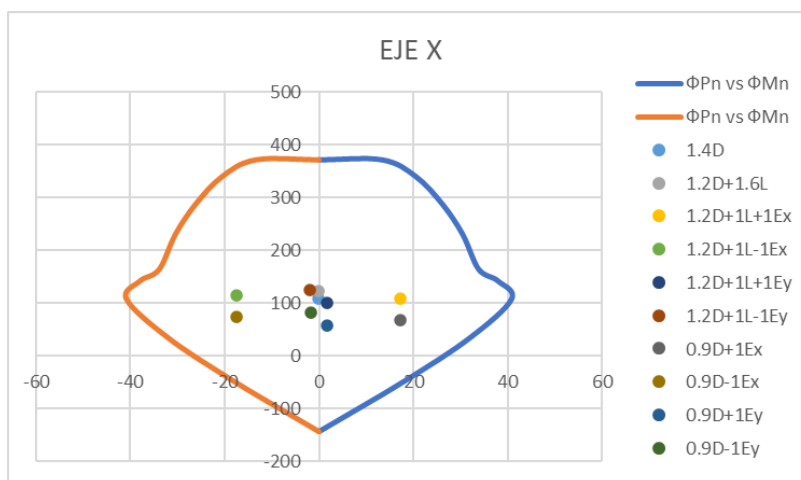
Detalle del armado de las vigas interiores.



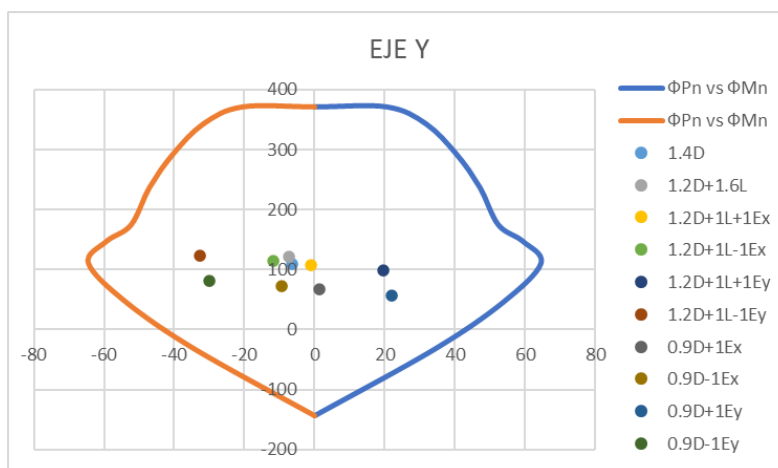
Se calcularon los refuerzos longitudinales de columnas para resistir las cargas de flexo-compresión. Se procedió a revisar los diagramas de interacción (axial - momento) para garantizar su cumplimiento. En la figura 18 se ha tomado como ejemplo la columna B2 del primer piso, en la cual se verifica como las solicitaciones caen dentro del diagrama de interacción nominal.

Figura 18

Diagramas de Interacción de la columna B2. a) sentido X, b) sentido Y.



a)

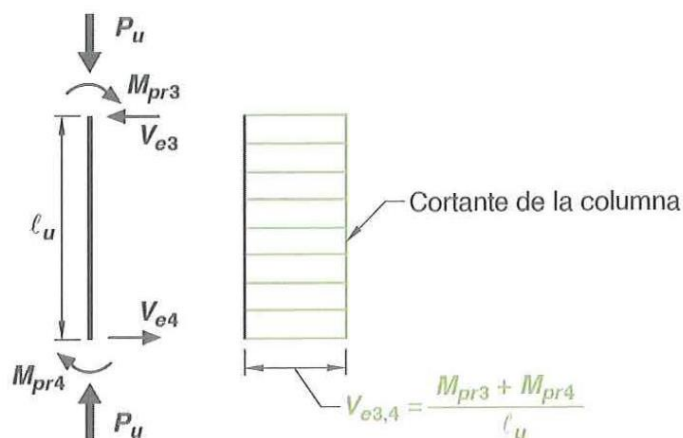


b)

El diseño a corte de las columnas siguió los criterios de diseño por capacidad (figura 19), incorporando las resistencias a flexión máximas probables de las columnas para calcular el cortante de diseño según la sección 18.7.6.1.1 del (ACI 318-19, 2019). Los espaciamientos de los estribos y la verificación del confinamiento en las columnas se llevaron a cabo según la sección 18.7.5 del (ACI 318-19, 2019).

Figura 19

Cortante de diseño para columnas.



Nota. Recuperado de ACI 318-19, (p.315), 2019.

La tabla 13 contiene un resumen de las secciones, refuerzo longitudinal y transversal obtenidos del diseño de las columnas.

Tabla 13

Acero longitudinales y transversales en columnas del arquetipo 1.

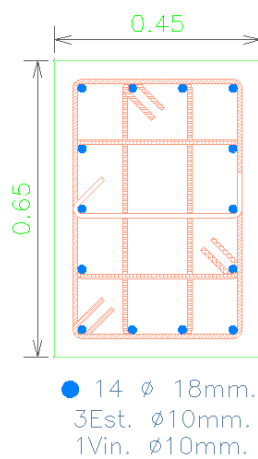
Piso	Sección	Refuerzo Longitudinal	Refuerzo Transversal (@10cm y 15cm)
1,2,3	45x65	14Φ18	3EstΦ10+1VinΦ10

Nota. Est=estribos, Vin=vinchas.

La figura 20 muestra el detalle del armado de las columnas exteriores e interiores para el arquetipo 1, las columnas son de 45x65 armado con aceros longitudinales de 14Φ18mm y con aceros transversales de 3estribos+1vincha (@10cm y 15cm). El recubrimiento colocado al centro de las varillas es de 6cm.

Figura 20

Detalle de armado de columnas del arquetipo 1.



El diseño de las conexiones viga-columna se lo realizó siguiendo las recomendaciones del (ACI-ASCE 352, 2010), se revisó el cumplimiento de adherencia, anclaje, corte, confinamiento y ubicación de las rótulas plásticas.

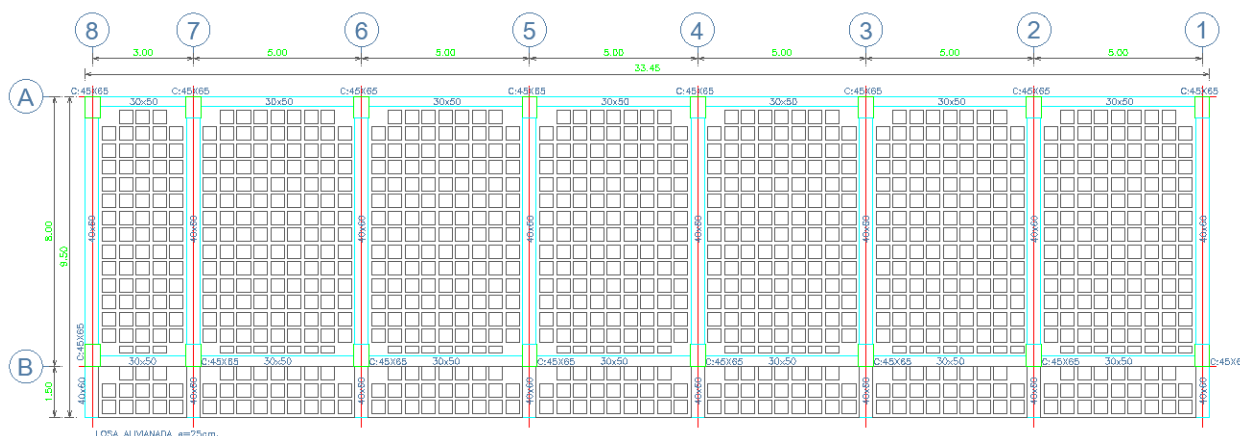
El diseño por adherencia consiste en controlar los esfuerzos de adherencia, minimizando el desplazamiento de las barras en la formación de rótulas plásticas, para lo cual, se debe cumplir con las siguientes expresiones $h_c \geq 20\phi_{viga}$ y $h_v \geq 20\phi_{columna}$. El diseño por anclaje consiste en controlar la longitud de anclaje de los nudos exteriores y esquineros, asegurando que la longitud de anclaje requerida sea menor que la proporcionada. El diseño a corte debe cumplir con la expresión $\phi V_n \geq V_j$, donde ϕ es el factor de reducción de capacidad, V_n es el cortante resistido por el nudo y V_j es el cortante aplicado al nudo. El confinamiento ocurre cuando los elementos de confinamiento llegan a todas las caras del nudo, para garantizar el confinamiento se calcula el espaciamiento de centro a centro entre estribos de confinamiento denominado s_h , posteriormente se realiza el cálculo de área total del refuerzo transversal de los estribos de confinamiento denominado A_{sh} . Para la ubicación de las rótulas plásticas debe cumplir con la expresión $\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \Sigma M_{nv}$, donde ΣM_{nc} es la suma de los

momentos nominales de flexión de las columnas y M_{nv} es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas.

En la figura 21 se puede observar la vista en planta, los sentidos y ejes de los elementos estructurales

Figura 21

Vista en planta estructural del arquetipo 1.



Arquetipo 2

A partir del dimensionamiento de los elementos estructurales mostrados en la Tabla 2 se procedió a realizar el diseño a flexión y cortante, para vigas y muros del arquetipo 2 de acuerdo a las especificaciones de la norma (NEC-SE-HM, 2015) y (ACI 318-19, 2019).

El diseño de las vigas se realizó de igual manera que la de el arquetipo 1. La tabla 14 y 15, presentan un resumen de las secciones, refuerzos longitudinales y transversales obtenidos en el diseño de vigas

Tabla 14

Aceros longitudinales y transversales en vigas (sentido X). (ver figura 29)

Piso	Eje	Vano	Sección	Refuerzo Longitudinal		Refuerzo Transversal Estribos(@15cm)
				Inicio	Fin	
1,2,3	A,B	1-2, 3-5, 6-8,9-11	25x50	$A_{s_{sup}}(3\Phi 14)$	$A_{s_{sup}}(3\Phi 14)$	1 Est $\Phi 10$
				$A_{s_{inf}}(2\Phi 16)$	$A_{s_{inf}}(2\Phi 16)$	

Nota. Est=estribos, $A_{s_{sup}}$ =acero superior y $A_{s_{inf}}$ =acero inferior.

Tabla 15

Acero longitudinales y transversales en vigas (sentido Y). (ver figura 29)

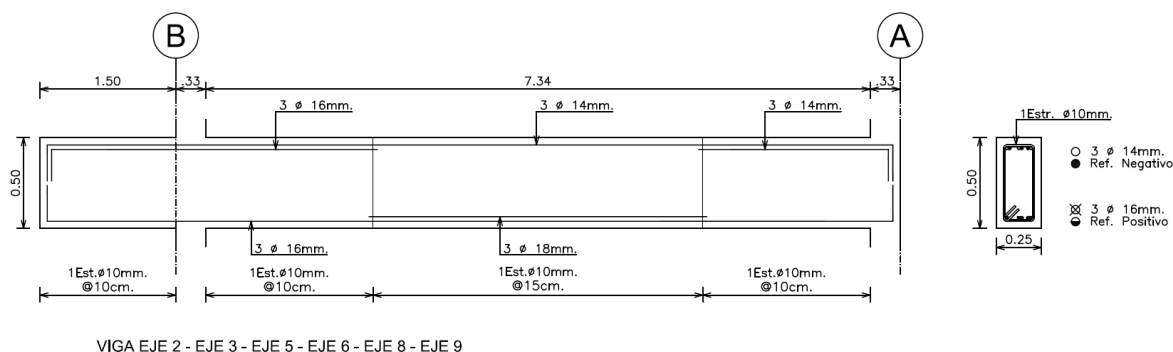
Piso	Eje	Vano	Sección	Refuerzo Longitudinal		Refuerzo Transversal Estribos(@10 cm y 15cm)
				Inicio	Fin	
1,2	1,4,7,10,11	Volado	25x50	$A_{S_{sup}}(3\Phi 14)$ $A_{S_{inf}}(2\Phi 16)$	$A_{S_{sup}}(3\Phi 14)$ $A_{S_{inf}}(2\Phi 16)$	1 Est $\Phi 10$
	2,3,5,6,8,9	A-B	25x50	$A_{S_{sup}}(3\Phi 14+3\Phi 14)$ $A_{S_{inf}}(3\Phi 16)$	$A_{S_{sup}}(3\Phi 14+3\Phi 16)$ $A_{S_{inf}}(3\Phi 16)$	1 Est $\Phi 10$
3	1,4,7,10,11	Volado	25x50	$A_{S_{sup}}(3\Phi 14)$ $A_{S_{inf}}(2\Phi 16)$	$A_{S_{sup}}(3\Phi 14)$ $A_{S_{inf}}(2\Phi 16)$	1 Est $\Phi 10$
	2,3,5,6,8,9	A-B	25x50	$A_{S_{sup}}(3\Phi 14)$ $A_{S_{inf}}(2\Phi 16)$	$A_{S_{sup}}(3\Phi 14+1\Phi 14)$ $A_{S_{inf}}(2\Phi 16)$	1 Est $\Phi 10$

Nota. Est=estribos, $A_{S_{sup}}$ =acero superior y $A_{S_{inf}}$ =acero inferior.

La figura 22 muestra el detalle del armado de las vigas interiores eje 2,3,5,6,8,9 del primer piso. Las vigas tienen un recubrimiento de 6 cm colocado al centro de las varillas.

Figura 22

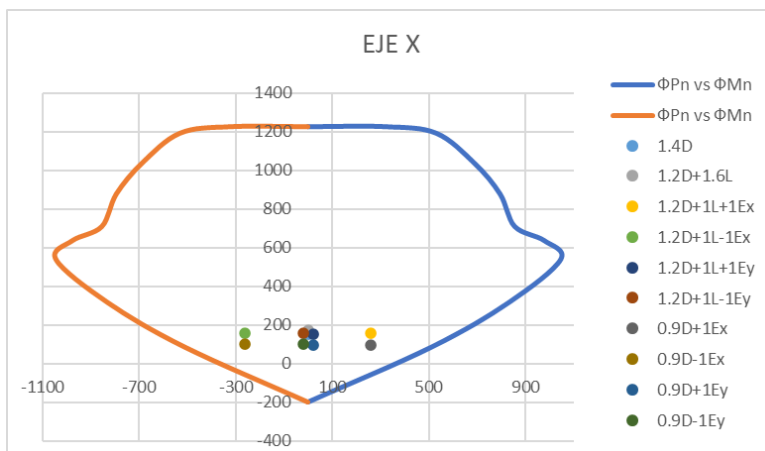
Detalle del armado de las vigas interiores.



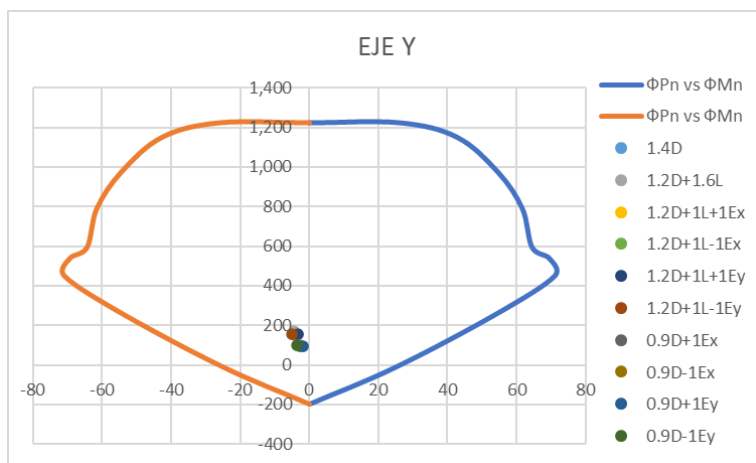
Los aceros longitudinales del alma y cabezales de los muros estructurales fueron calculados mediante el diseño en flexo-compresión. Se procedió a revisar los diagramas de interacción (axial - momento) para garantizar su cumplimiento. En la figura 23 se ha tomado como ejemplo el muro longitudinal del eje B (vano 8-9) y en la figura 24 se ha tomado como ejemplo el muro transversal del eje 4 (vano A-B), del primer piso, la cual se verifica como las solicitaciones caen dentro del diagrama de interacción nominal.

Figura 23

Diagramas de Interacción de los muros longitudinales de $e=25$ cm. a) sentido X, b) sentido Y.



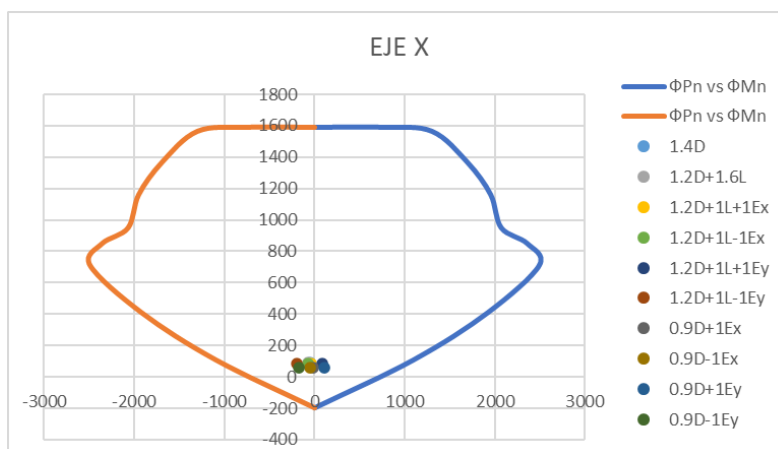
a)



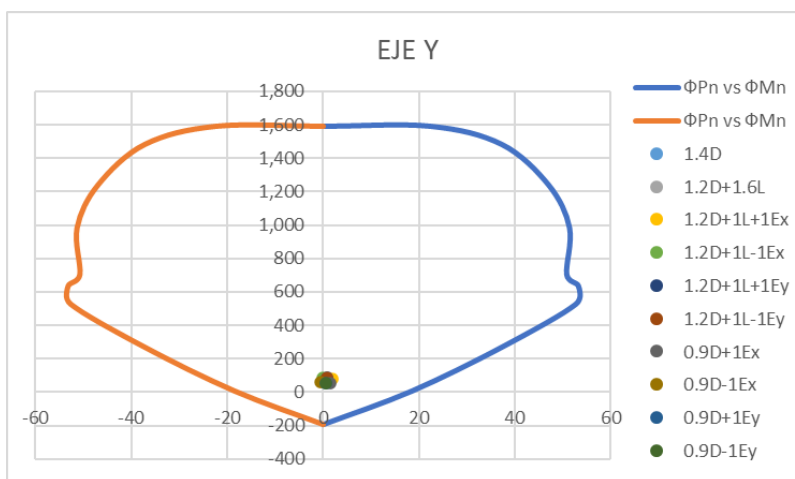
b)

Figura 24

Diagramas de Interacción de los muros transversales de $e=20$ cm. a) sentido X, b) sentido Y.



a)



b)

La longitud de los elementos de los bordes se calculó siguiendo las fórmulas descritas en la sección 18.10.6.2 del (ACI 318-19, 2019), y en la sección 6.1.5.C de la (NEC-SE-HM, 2015). Estas fórmulas consideran el cálculo del eje neutro (c) cuando se presenta una deformación unitaria de 0.003 en el extremo del muro que está sometido a compresión.

Los elementos de los bordes o cabezales cumplen con los requisitos de confinamiento establecidos en la sección 18.7.5 del (ACI 318-19, 2019). Para el diseño de corte de los muros estructurales (figura 25), se tomaron en cuenta los factores de sobrerresistencia (Ω_v) y el factor

de amplificación de corte dinámico (ω_v). Al calcular cada uno de los coeficientes y respetando el límite definido en la sección 18.10.3.1 del (ACI 318-19, 2019), se amplificaron las cargas de corte en todos los muros por un factor igual a 3. La tabla 16 presenta un resumen de los aceros longitudinales y transversales obtenidos en el diseño de los muros estructurales.

Tabla 16

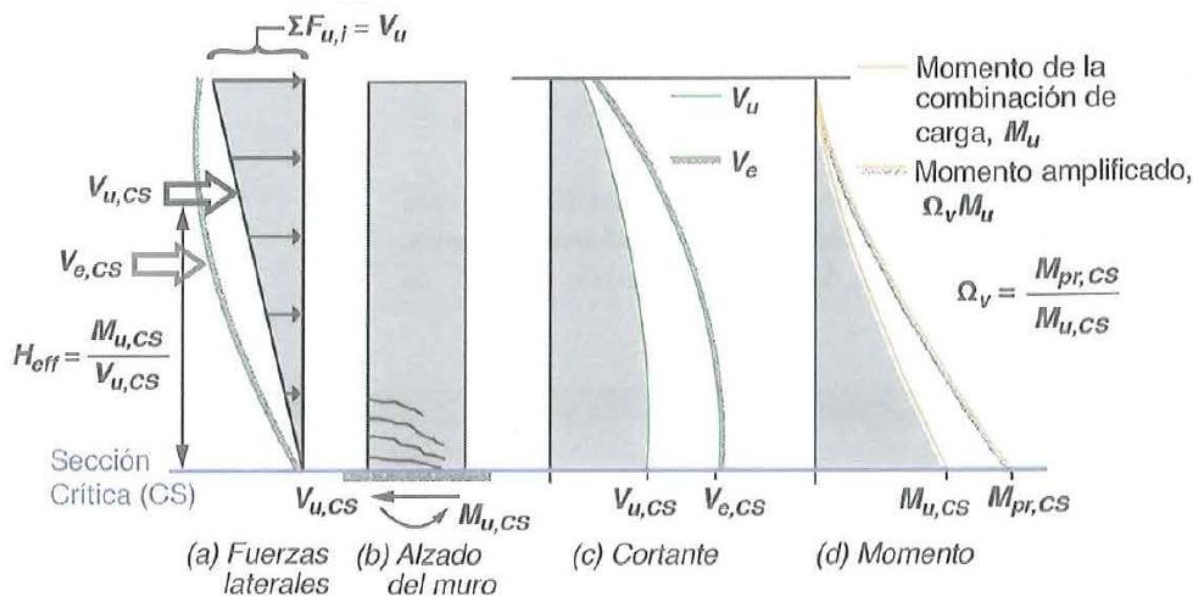
Aceros longitudinales y transversales de los muros.

Muro	Piso	Alma			Cabezales		
		Sección	Ref. Long.	Ref. Trans.	Sección	Ref. Long.	Ref. Trans.
Transversal	1	20x800	66 Φ 12	1Estr. Φ 10@25cm		No requiere	
	2	20x800	66 Φ 12	1Estr. Φ 10@25cm		No requiere	
	3	20x800	66 Φ 12	1Estr. Φ 10@25cm		No requiere	
Longitudinal	1	25x320	66 Φ 12	2 Φ 10@25cm	25x40	6 Φ 20	1Estr. Φ 10@8cm
	2	25x320	66 Φ 12	2 Φ 10@25cm	25x40	6 Φ 20	1Estr. Φ 10@8cm
	3	25x320	26 Φ 12	2 Φ 10@25cm	25x40	6 Φ 20	1Estr. Φ 10@18cm

Nota. Ref. Long. = acero longitudinal, Ref. Trans. = acero transversal.

Figura 25

Demanda de cortante para muros esbeltos.

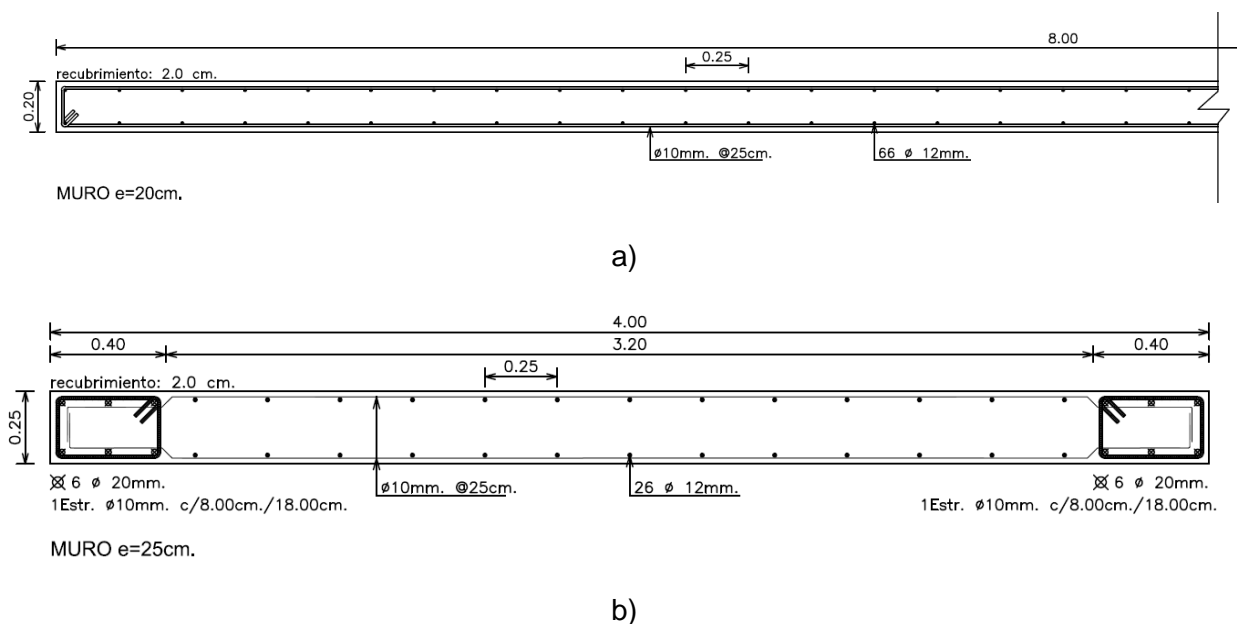


Nota. Recuperado de ACI 318-19, (p.332), 2019.

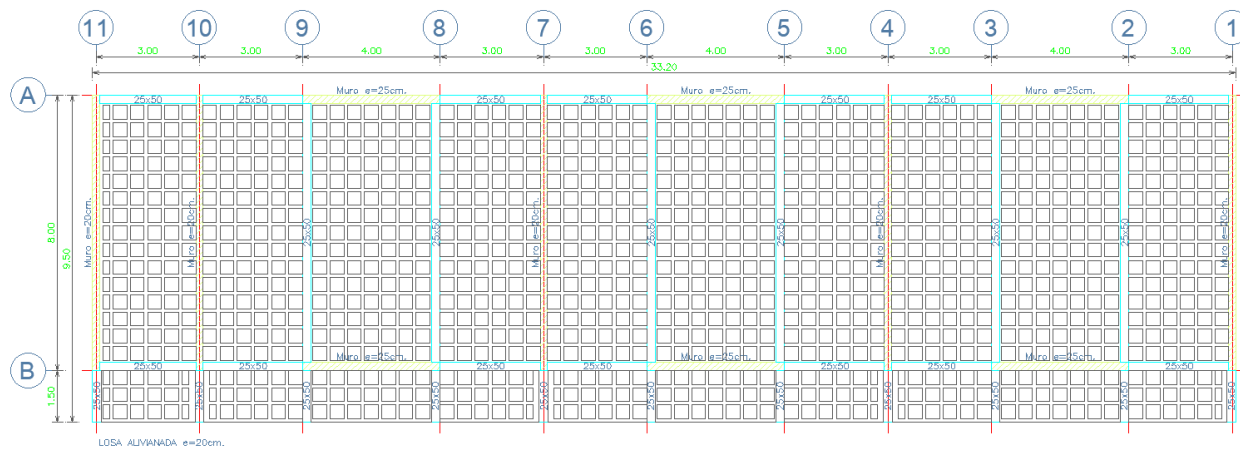
La Figura 26 muestra el detalle del armado de los muros, se tienen dos tipos de muros para los tres pisos, los muros transversales son muros cortos de dimensión 20x800 con armado de $66\Phi 12\text{mm}$, los muros longitudinales son muros esbeltos de dimensión 25x400 con armado de $26\Phi 12\text{mm}$ en el alma y estos cuentan con elementos de borde de dimensión 25x40 con armado de $6\Phi 20\text{mm}$. El recubrimiento del hormigón de los muros es de 2cm.

Figura 26

Detalle de armado de los muros: a) transversales, b) longitudinales.



En la figura 27 se puede observar la vista en planta, los sentidos y ejes de los elementos estructurales

Figura 27*Vista en planta estructural del arquetipo 2.*

Capítulo III: Modelación no Lineal de los Edificios

Introducción

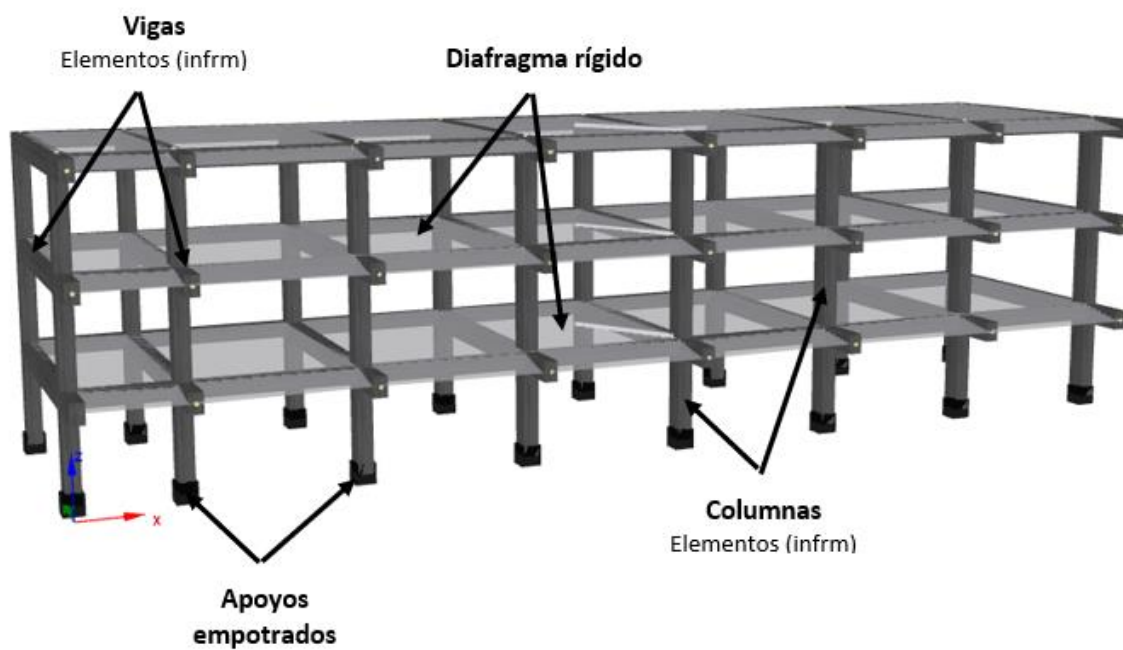
En este capítulo se detalla la modelación no lineal de los dos arquetipos de estudio en el programa SeismoStruct (Seismosoft, 2023). También se indican los modelos para los materiales empleados, las cargas aplicadas a las estructuras y los criterios de desempeño.

Descripción del modelo no lineal en SeismoStruct.

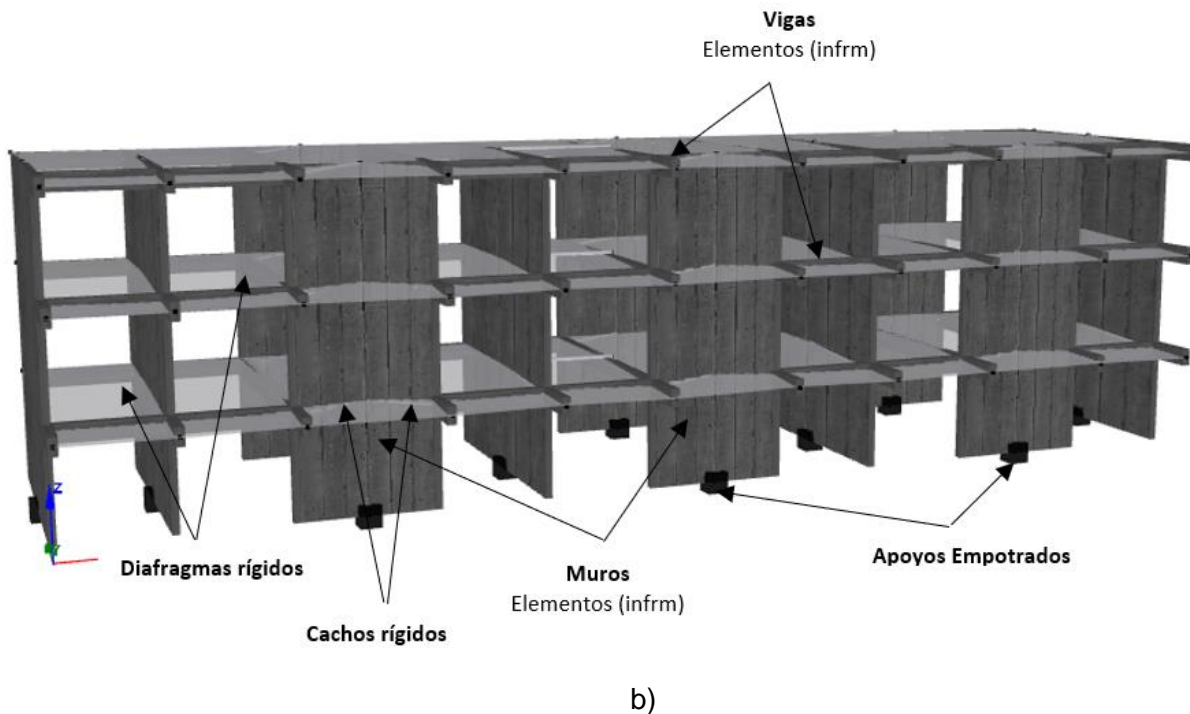
La figura 28 muestra el modelo no lineal en 3D de los arquetipos de estudio en SeismoStruct (Seismosoft, 2023).

Figura 28

Modelo no lineal en 3D de los edificios: a) arquetipo 1, b) arquetipo 2.



a)

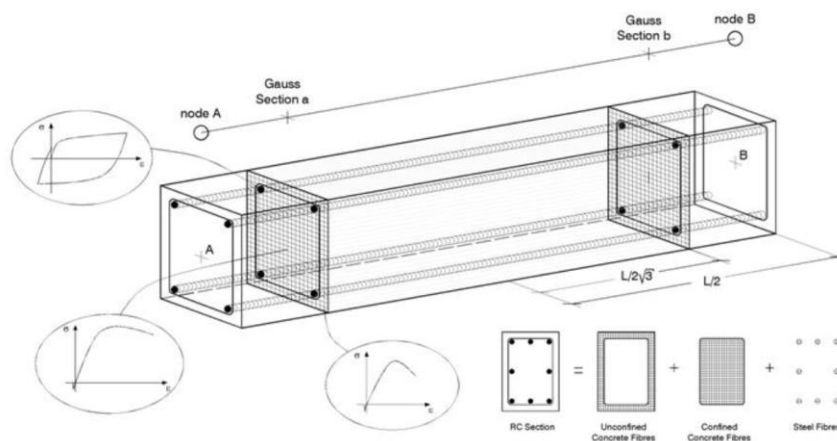


Nota. Recuperado del software SeismoStruct v2023.

El enfoque de la modelación en SeismoStruct se basa en la plasticidad distribuida, utilizando un enfoque de fibras, a diferencia de otros programas que usan rótulas plásticas. La discretización típica de un elemento de hormigón armado se observa en la figura 29 donde se destaca la diferencia del hormigón confinado y no confinado, así como el acero de refuerzo.

Figura 29

Discretización de una sección transversal típica de hormigón armado



Nota. Recuperado del Manual de Usuario de SeismoStruct (pag. 313) por Seismosoft, 2023.

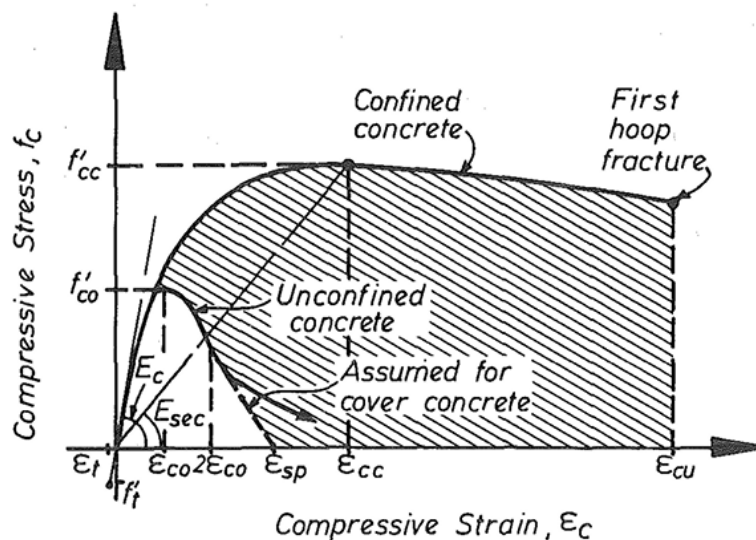
Modelación de materiales.

Hormigón

Para la modelación del hormigón se usó el modelo de Mander (con_ma). Este consiste en un modelo uniaxial no lineal de confinamiento constante, la figura 30 muestra la curva esfuerzo-deformación, el hormigón incrementa su capacidad de esfuerzo y deformaciones al ser confinado por el refuerzo longitudinal y transversal, hasta alcanzar la rotura.

Figura 30

Modelo esfuerzo-deformación propuesto para cargas monotónicas de concreto confinado y no confinado



Nota. Recuperado de Journal of Structural Engineering (pag. 1807) por Mander et al., 1988.

El modelo de Mander et al., 1988 utiliza las siguientes ecuaciones.

$$f'_{cc} = k * f'_{co} \quad (1)$$

$$E_c = 5000 * \sqrt{f'_{co}} \quad (2)$$

Donde:

f'_{co} = Resistencia a la compresión del concreto no confinado

f'_{cc} = Resistencia a la compresión del concreto confinado

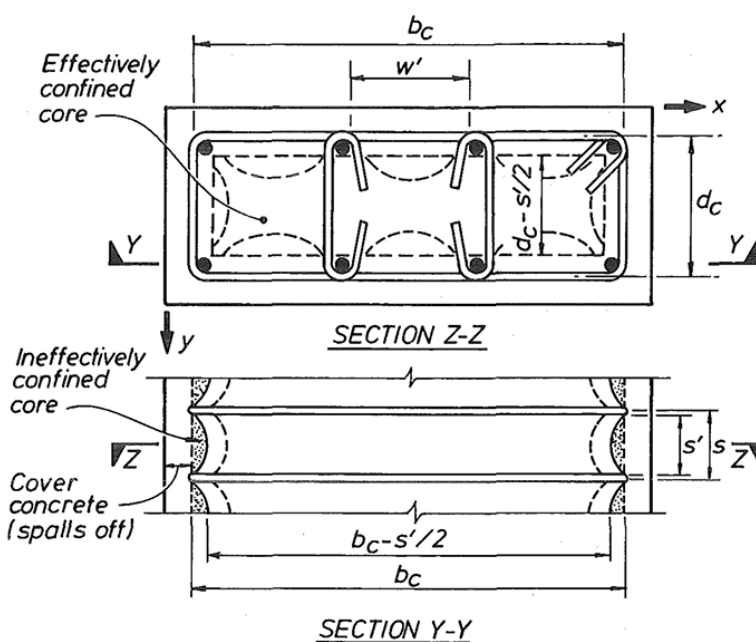
k = Factor de confinamiento efectivo del hormigón

E_c = Modulo de elasticidad inicial del hormigón

La principal ventaja de este modelo constitutivo es la facilidad de obtener el factor de confinamiento k , debido a que el SeismoStruct permite calcularlo automáticamente. Los factores de confinamiento son calculados dependiendo del número de ramales que confinan las columnas o los elementos de borde, en la figura 31 se observa el núcleo teórico confinado alcanzado por el refuerzo transversal

Figura 31

Núcleo efectivamente confinado que provee el refuerzo transversal



Nota. Recuperado de Journal of Structural Engineering (pag. 1810) por (Mander, Priestley, & Park, 1988).

Es necesario definir 5 parámetros para definir las características mecánicas del material, para la resistencia a la compresión se utilizó la esperada, recomendada por (PEER, 2017), la cual está dentro de los valores típicos recomendados por (Seismosoft, 2023), para el valor de la resistencia a la tracción se utilizó el mínimo recomendado por Gómez et al.,(2022) el cuál es el 10% de la resistencia a la compresión, el módulo de elasticidad se lo calcula con la ecuación 2,

para la deformación unitaria al máximo pico de esfuerzo se tomó el valor recomendado por (Pachano, 2018) y la (NEC-SE-HM, 2015), el peso específico fue tomado de acuerdo a las recomendación por defecto que proporciona SeismoStruct (2023), en la tabla 17 se muestran los parámetros que fueron empleados para definir este material.

Tabla 17

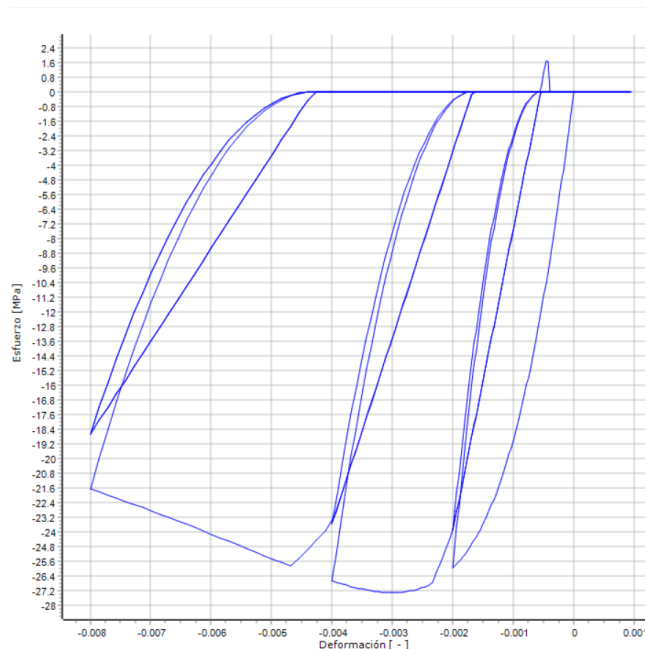
Parámetros del hormigón no confinado.

Parámetro	Valor	Unidad
Resistencia a la compresión	27300	KPa
Resistencia a la tracción	2730	KPa
Módulo de elasticidad	26124700.96	KPa
Deformación unitaria al máximo pico de esfuerzo	0.003	mm/mm
Peso específico	24	KN/m ³

En la figura 32 se muestra la curva esfuerzo-deformación, utilizada en este trabajo para el hormigón no confinado.

Figura 32

Modelo de Mander para el hormigón no confinado.



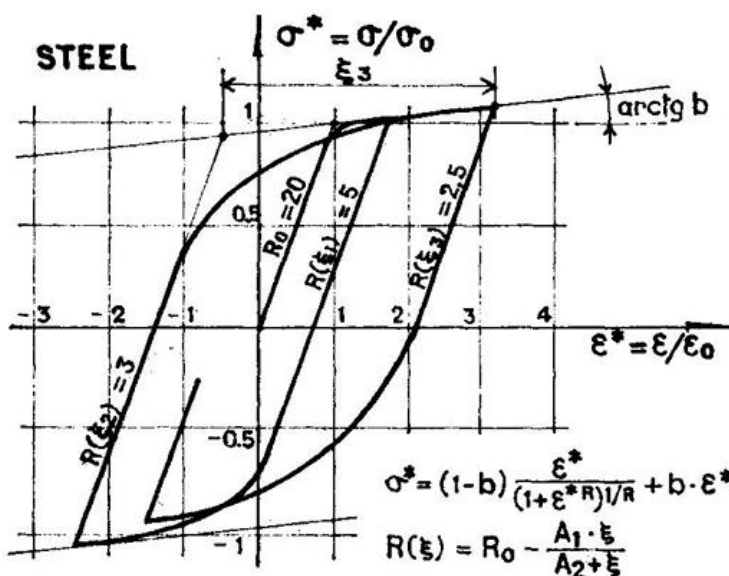
Nota. Recuperado del software SeismoStruct v2023.

Acero.

Para la modelación del acero de refuerzo se usó el modelo de Menegotto y Pinto (stl_mp). Este consiste en un modelo uniaxial basado en una relación esfuerzo-deformación simple pero eficiente, esta posee una ligera transición de la zona elástica a la zona plástica con endurecimiento que las relaciona por dos tangentes, además describe el comportamiento del acero mediante fibras en la sección transversal sometidos a esfuerzos normales (figura 33).

Figura 33

Modelo esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.



Nota. Recuperado de International Association for Bridge and Structural Engineering (pag. 16) por (Menegotto & Pinto, 1973).

Es necesario definir 10 parámetros para definir las características mecánicas del material, para el módulo de elasticidad se utiliza el valor recomendado por la (NEC-SE-HM, 2015) y (Seismosoft, 2023), para el límite de fluencia se utilizó la esperada, recomendada por (PEER, 2017), la cual está dentro de los valores típicos recomendados por (Seismosoft, 2023), para el valor de la deformación de rotura/pandeo se utiliza el valor recomendado por (Parra & Moehle, 2014) para tomar en cuenta la fatiga a bajo ciclaje, los demás parámetros fueron

tomados de acuerdo a la recomendación por defecto que proporciona SeismoStruct (2023), en la tabla 18 se muestran los parámetros que fueron empleados para definir este material.

Tabla 18

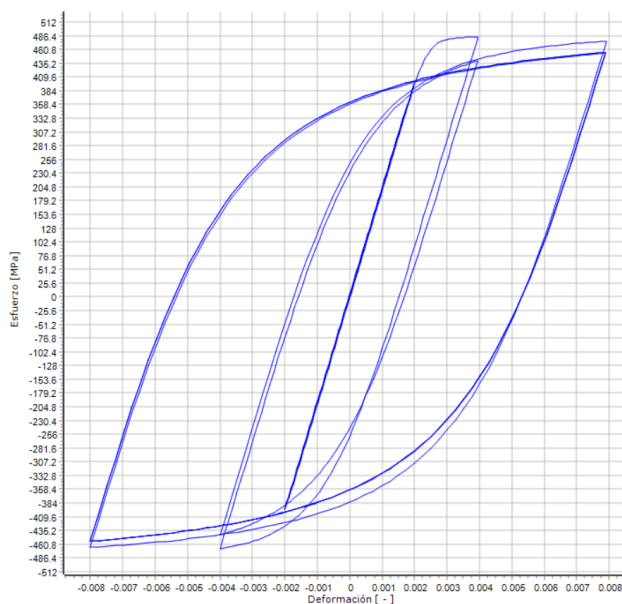
Parámetros del acero de refuerzo.

Parámetro	Valor	Unidad
Módulo de elasticidad	200000000	KPa
Límite de fluencia	482633.01	KPa
Parámetro de endurecimiento por deformación	0.005	-
Parámetro de forma inicial de la curva de transición	20	-
Coficiente de calibración de la forma de la curva de transición A1	18.5	-
Coficiente de calibración de la forma de la curva de transición A2	0.15	-
Coficiente de calibración de endurecimiento isotrópico A3	0	-
Coficiente de calibración de endurecimiento isotrópico A4	1	-
Deformación de rotura / pandeo	0.05	-
Peso específico	78	KN/m ³

En la figura 34 se muestra la curva esfuerzo-deformación, utilizada en este trabajo para el acero de refuerzo.

Figura 34

Modelo de Menegotto-Pinto para el acero de refuerzo.



Nota. Recuperado del software SeismoStruct v2023.

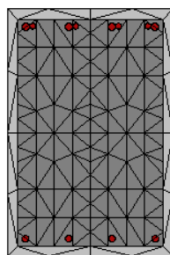
Modelación de los elementos estructurales.

Vigas

Las vigas se modelaron como elementos inelásticos de tipo pórtico basado en fuerzas (infrmFB), con una sección de concreto reforzado rectangular asimétrica (rcars). El número de fibras en las secciones transversales es de 200 (figura 35), con 4 secciones de integración, según lo recomendado por (Seismosoft, 2023).

Figura 35

Esquema de discretización de las vigas.



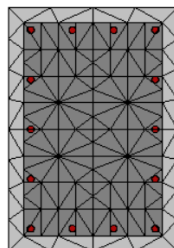
Nota. Recuperado del software SeismoStruct v2023.

Columnas

Las columnas se modelaron como elementos inelásticos de tipo pórtico basado en fuerzas (infrmFB), con una sección rectangular de concreto reforzado (rcrs). El número de fibras en las secciones transversales es de 200 (figura 36), con 4 secciones de integración, según lo recomendado por (Seismosoft, 2023).

Figura 36

Esquema de discretización de las columnas.



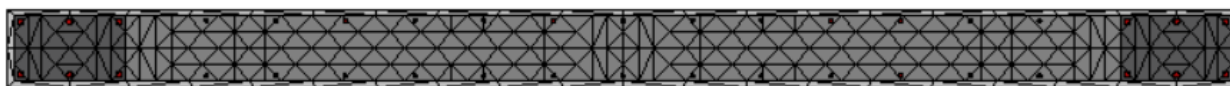
Nota. Recuperado del software SeismoStruct v2023

Muros

Los muros se modelaron como elementos inelásticos de tipo pórtico basado en fuerzas (infrmFB), los muros transversales con una sección de muro rectangular de concreto reforzado sin elementos de borde (rcbws), mientras que los muros longitudinales con una sección de muro de concreto reforzado (rcrws). El número de fibras en las secciones transversales es de 500 (figura 39), con 5 secciones de integración, según lo recomendado por (Seismosoft, 2023).

Figura 37

Esquema de discretización de los muros. a) longitudinales, b) transversales



a)



b)

Nota. Recuperado del software SeismoStruct v2023

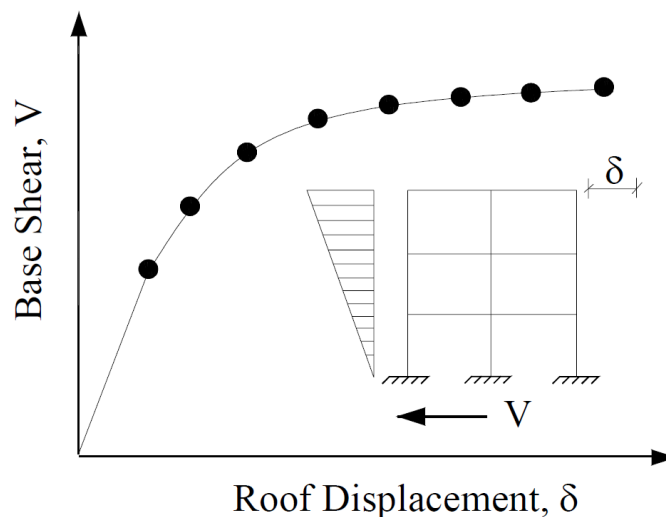
Análisis estático no lineal.

El análisis estático no lineal es un método aproximado en el cual una estructura se somete a fuerzas laterales incrementales hasta un desplazamiento objetivo. Consiste en análisis elásticos secuenciales superpuestos para aproximar una curva de fuerza-desplazamiento (Oğuz, 2005). Se crea un modelo tridimensional con diagramas de carga-deformación de elementos resistentes. Se aplican cargas gravitatorias y un patrón de carga lateral. Las fuerzas aumentan hasta que algunos elementos se deforman permanentemente. El modelo se ajusta por la rigidez reducida de elementos deformados y se repite el proceso. El desplazamiento en el techo se grafica con la fuerza basal para obtener la curva de capacidad (figura 38). Puede ser controlado por fuerza o desplazamiento. El análisis estático no lineal se

prefiere para evaluar el rendimiento sísmico. Ofrece información detallada de la respuesta y debilidades de diseño ocultas.

Figura 38

Curva de capacidad global (pushover) de una estructura



Nota. Recuperado de Middle East Technical University (pag. 5) por Oğuz, 2005.

Cargas verticales y laterales.

La carga vertical aplicada a ambas estructuras estudiadas consiste en el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva de según lo establecido en el (FEMA 356, 2000). Las cargas en las vigas fueron uniformemente distribuidas, los valores se obtuvieron por áreas tributarias en base a cada viga, trazando líneas a 45° desde los vértices del tablero (NTC, 2004), la cual consiste en calcular las áreas tributarias para cada viga trazando líneas a 45° desde los vértices del tablero, para los muros se aplicó una carga puntual en su centroide geométrico, calculada en base al área tributaria de cada muro. La carga lateral aplicada fue proporcional al primer modo de vibración de acuerdo con (ATC 40, 1996). La ecuación 3 se usó para determinar los factores de carga lateral.

$$F_s = \left(\frac{W_i * \phi_i}{\sum W_i * \phi_i} \right) V \quad (3)$$

Donde:

F_s = Fuerza lateral por piso aplicada en el centro de masas.

W_i = Peso de la estructura en cada piso.

ϕ_i = desplazamientos del primer modo de vibración por piso.

V = Cortante basal de la estructura

Las tablas 19 y 20 muestran el cálculo factor de carga lateral F , para el arquetipo 1 y 2 en ambas direcciones.

Tabla 19

Factor de cargas laterales por el modo predominante de vibración para el arquetipo 1

Piso	Dirección		X-X			Y-Y		
	W (T)	ϕ (mm)	$W^* \phi$	F	ϕ (mm)	$W^* \phi$	F	
1	303.00	0.016	4.85	0.18	0.001	0.30	0.19	
2	303.00	0.035	10.60	0.40	0.002	0.61	0.37	
3	240.13	0.047	11.29	0.42	0.003	0.72	0.44	
Σ	846.12	-	26.74	1	-	1.63	1	

Tabla 20

Factor de cargas laterales por el modo predominante de vibración para el arquetipo 2

Piso	Dirección		X-X			Y-Y		
	W (T)	ϕ (mm)	$W^* \phi$	F	ϕ (mm)	$W^* \phi$	F	
1	321.56	0.010	3.22	0.13	0.00005	0.01	0.17	
2	310.16	0.030	9.30	0.37	0.00011	0.03	0.36	
3	234.56	0.053	12.43	0.50	0.00018	0.04	0.47	
Σ	866.28	-	24.95	1	-	0.09	1	

La figura 39 y 40 muestran un patrón triangular de carga representativa de la distribución en altura correspondiente al primer modo de vibración, para los arquetipos de estudio. Estas cargas se aplicarán en el centro de masa de cada piso, y en cada dirección.

Figura 39

Patrón de carga lateral para el arquetipo 1: a) sentido X, b) sentido Y

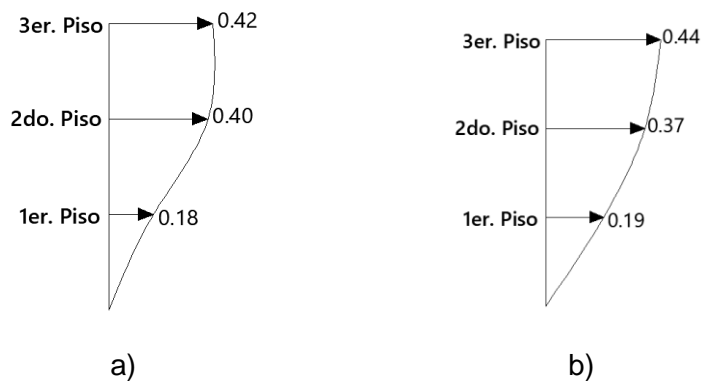
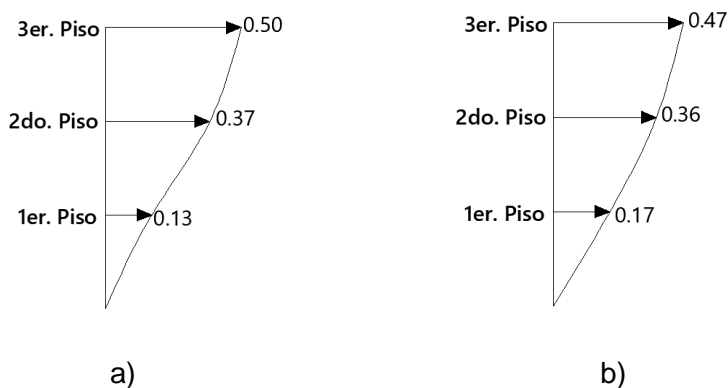


Figura 40

Patrón de carga lateral para el arquetipo 2: a) sentido X, b) sentido Y



En la figura 41 se muestra, por ejemplo, el ingreso de datos de las cargas incrementales en el software SeismoStruct

Figura 41

Patrón de carga lateral en sentido X del arquetipo 1

Cargas de Nodos						
	Categoría	Nombre Nodo	Dirección	Tipo	Valor	Nombre Curva
Add	Carga Incremental	N_C_1	x	fuerza	0.18	
Editar	Carga Incremental	N_C_2	x	fuerza	0.40	
Remove	Carga Incremental	N_C_3	x	fuerza	0.42	
Duplicación						
Ayuda						

Nota. Recuperado del software SeismoStruct v2023

Criterios de desempeño

Una de las funciones que tiene SeismoStruct es de dar a conocer a los usuarios criterios de desempeño que son estados límites de materiales que se alcanzan a determinadas deformaciones unitaria, con esto se puede controlar el daño exacto que tiene la estructura (Seismosoft, 2023).

La tabla 21, muestra los criterios de desempeño y los colores con los que se visualizan los estados de daño alcanzados.

Tabla 21

Criterios de desempeño en SeismoStruct

Criterios de desempeño	Deformación unitaria	Color
Fisuración de elementos estructurales	-0.004	amarillo
Descascaramiento del hormigón de recubrimiento	-0.008	verde
Aplastamiento del hormigón del núcleo	-0.016	azul
Fluencia del acero	0.0025	naranja
Rotura del acero	0.05	rojo

Capítulo IV: Evaluación del desempeño sísmico

Introducción

En este capítulo se calculan los factores de ductilidad de desplazamiento y de sobrerresistencia para la evaluación del desempeño sísmico de los edificios de estudio.

Además, se muestran los mecanismos de fluencia obtenidos del análisis no lineal ejecutado en la dirección X y en la dirección Y-

Ductilidad de desplazamiento

La ductilidad describe la medida en que un material (o estructura) puede sufrir grandes deformaciones sin perder su capacidad (O'Donnell & Krezel , 2016).

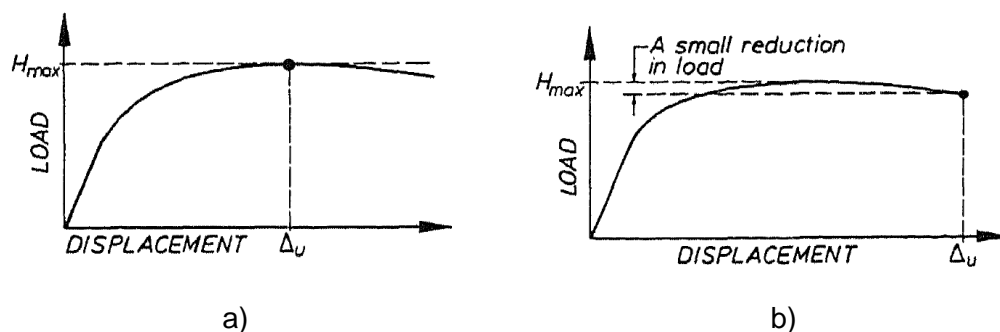
Una forma de medir esta ductilidad es a través del factor de ductilidad de desplazamiento (μ) el cual es el cociente entre el desplazamiento último (Δ_u) y el desplazamiento de fluencia (Δ_y), como indica la ecuación 4.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (4)$$

Según Park, (1988) se presentan diversas suposiciones para determinar el valor del desplazamiento máximo. Una de estas suposiciones implica tomar el valor máximo de la relación entre la carga-desplazamiento como se indica en la figura 42a. Sin embargo, es importante notar que las estructuras tienen una capacidad de deformación más allá del punto máximo en la curva, sin una disminución considerable de la resistencia, por lo tanto, se considera más apropiado el valor obtenido con una reducción de carga como se indica en figura 42b.

Figura 42

Definiciones alternativas para el desplazamiento máximo último disponible.

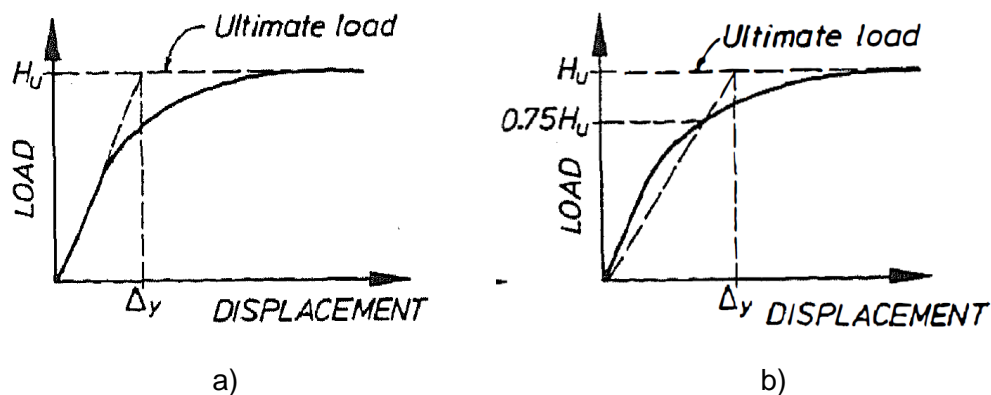


Nota. Recuperado de Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, (pag. 607) por (Park, 1988).

Para determinar el valor del desplazamiento de fluencia, (Park, 1988) propone alternativas las descritas como en la figura 43, en donde la figura 43a muestra el cálculo del desplazamiento de fluencia como equivalente al sistema real, con la misma carga y rigidez elástica, mientras que la figura 43b muestra un cálculo más realista para estructuras de hormigón armado, el cual emplea una rigidez reducida, obtenida a partir de la rigidez secante al 75% de la última carga

Figura 43

Definiciones alternativas para el desplazamiento de fluencia



Nota. Recuperado de Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, (pag. 607) por (Park, 1988).

Según las investigaciones de (Park & Paulay, 1980), el rango común para el factor de ductilidad de desplazamiento, para estructuras de hormigón armado, está entre 3 y 5. Es importante mencionar que para este estudio, los factores de ductilidad de los edificios se calcularon de acuerdo con la figura 42b para el desplazamiento último (Δ_u) y la figura 43b para el desplazamiento de fluencia (Δ_y).

Sobrerresistencia

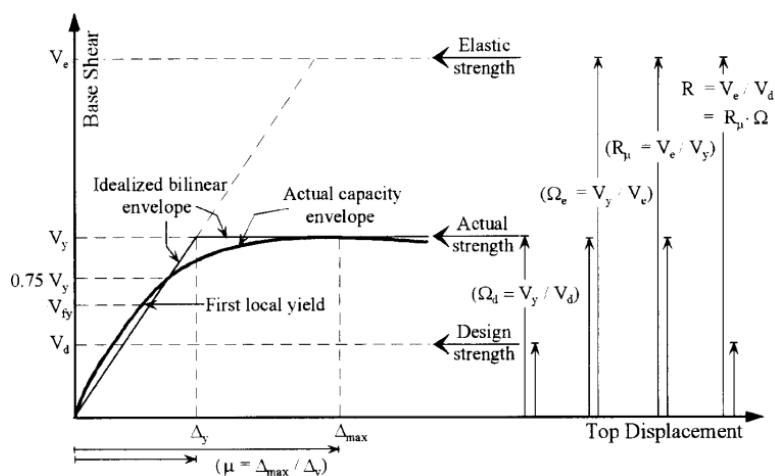
La sobrerresistencia hace referencia a la reserva de resistencia que una estructura posee (figura 44) debido a diversos factores, como las dimensiones de los componentes estructurales, las cargas aplicadas y las características de esfuerzo-deformación tanto del concreto como del acero, entre otros (Park & Paulay, 1980).

Para el cálculo del factor de sobrerresistencia se utiliza la ecuación 5, donde el cortante máximo en la base (V_y) se lo obtiene de la curva fuerza-desplazamiento lateral y el cortante basal de diseño (V_d) de la norma (NEC-SE-DS, 2015).

$$\Omega = \frac{V_y}{V_d} \quad (5)$$

Figura 44

Factor de sobrerresistencia.



Nota. Recuperado de The structural design of tall buildings, (p.117), por (Elnashai & Mwafy, 2002).

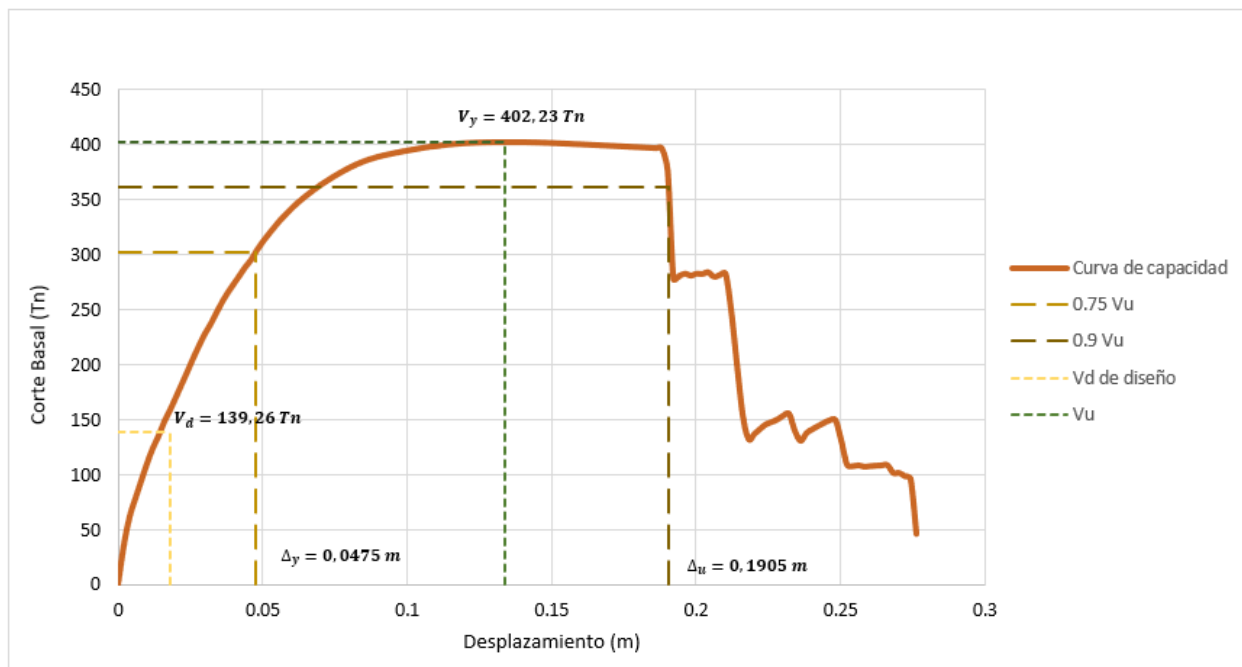
Según las investigaciones de (Mitchell & Paultre, 1994), de acuerdo con la normativa canadiense, encontraron que valores típicos del factor de sobrerresistencia para edificios de pórticos de hormigón armado está entre 2.1 y 4.6, mientras que para los edificios de muros de hormigón armado el valor está entre 2.8 y 5.3.

Resultados del análisis estático no lineal

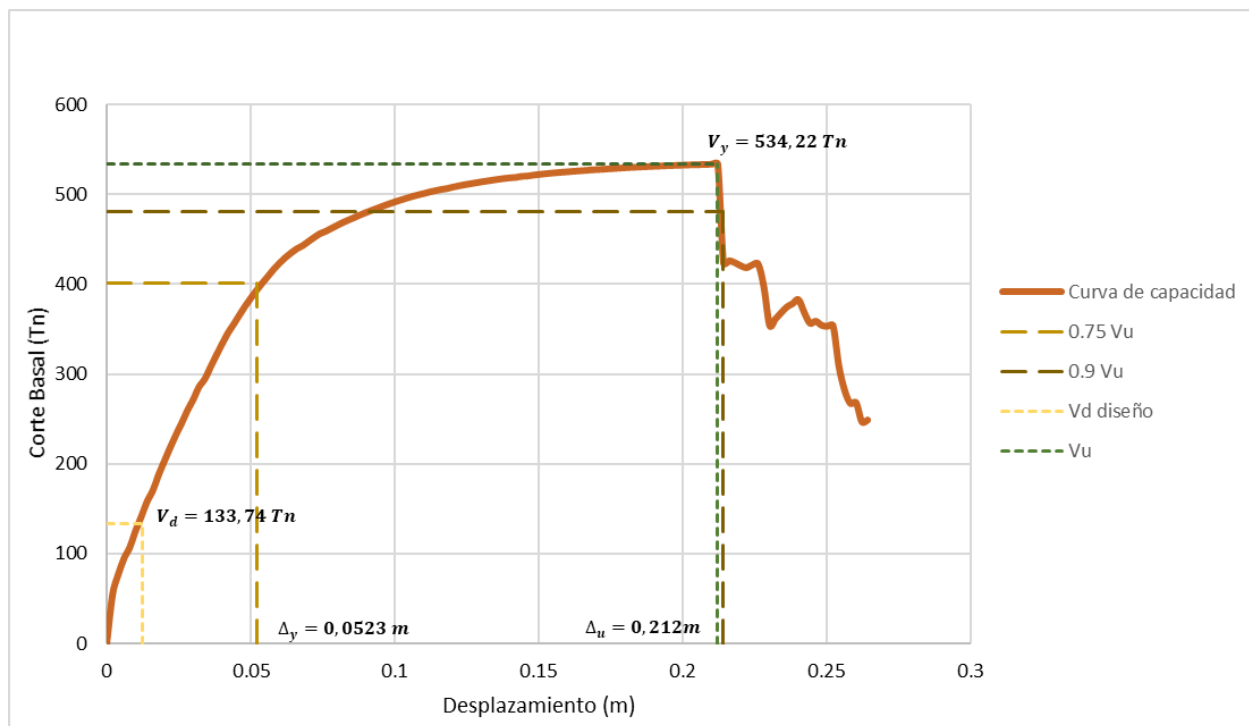
Las Figuras 45 y 46 muestran las curvas fuerza-desplazamiento lateral en las direcciones longitudinal (x) y transversal (y) de los arquetipos 1 y 2, para el cálculo de los factores de ductilidad de desplazamiento y de sobrerresistencia. El valor del desplazamiento último (Δ_u) corresponde al desplazamiento donde se reduce un 10% el cortante máximo y el desplazamiento de fluencia (Δ_y) se lo obtiene en el desplazamiento correspondiente al 75% del cortante máximo, en la etapa inicial de la curva, según lo explicado anteriormente.

Figura 45

Curva fuerza-desplazamiento lateral del arquetipo 1. a) sentido X, b) sentido Y.



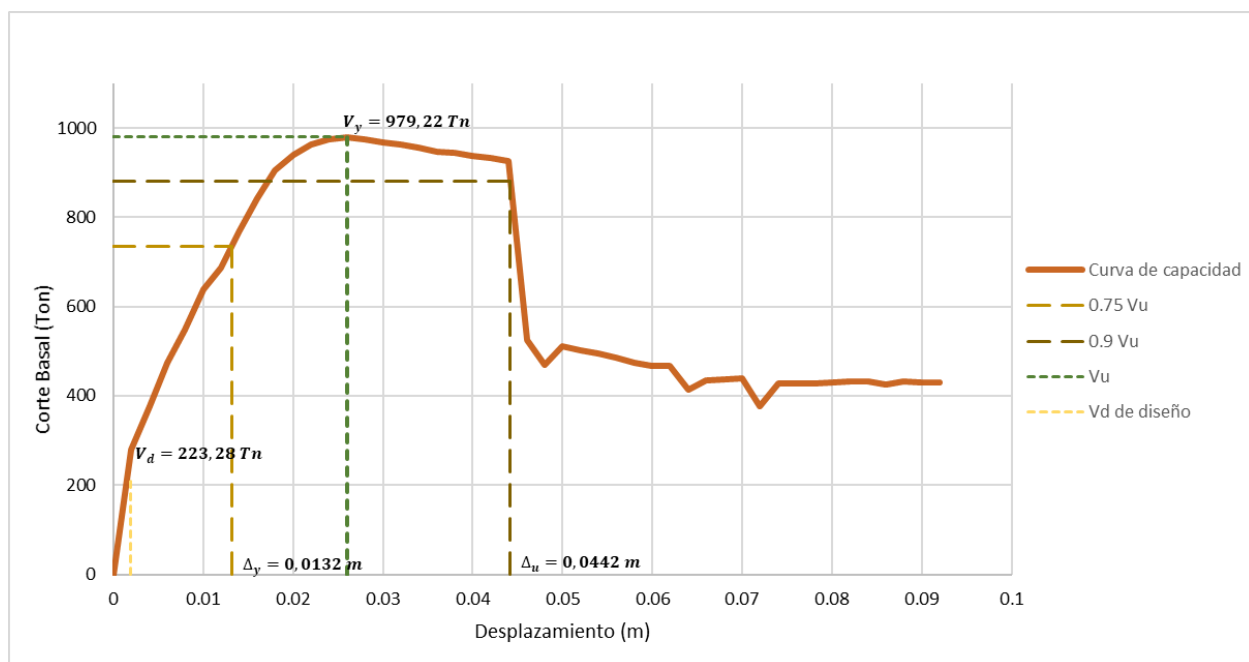
a)



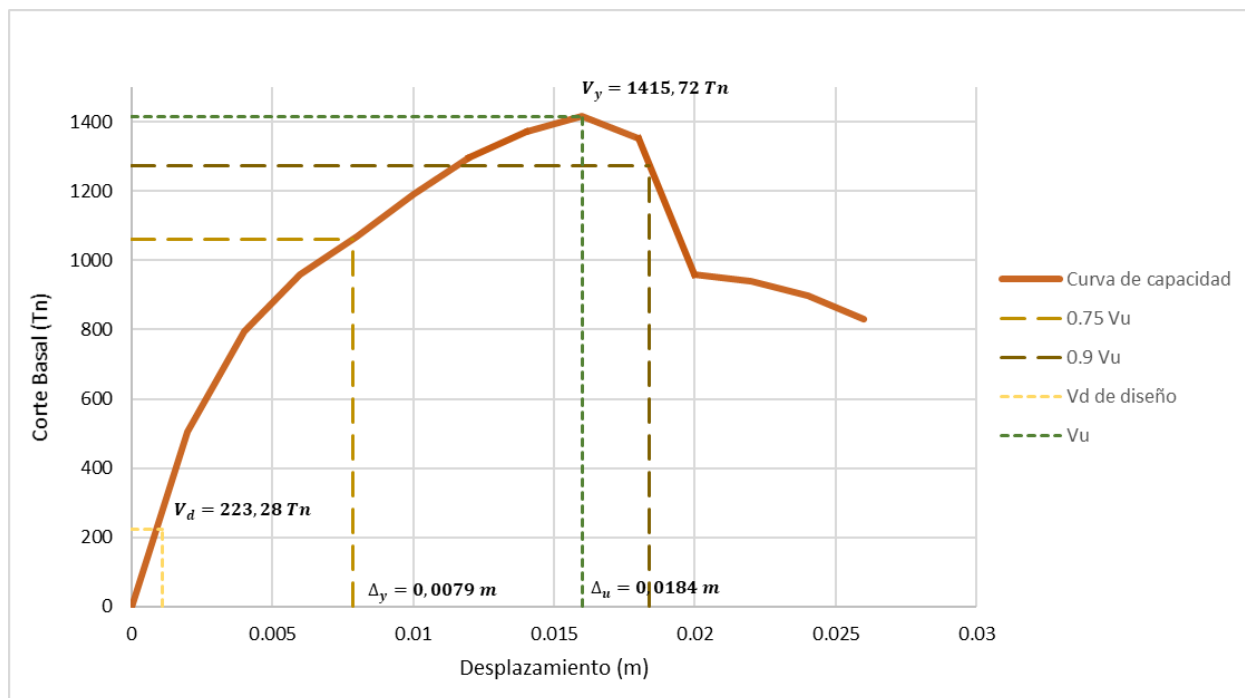
b)

Figura 46

Curva fuerza-desplazamiento lateral del arquetipo 2. a) sentido X, b) sentido Y.



a)



b)

La tabla 22 muestra los valores obtenidos anteriormente en la curva de capacidad y el cálculo de la ductilidad en la dirección X y dirección Y para ambos arquetipos. Los valores calculados del arquetipo 1, están en el rango recomendado por (Park & Paulay, 1980) con un valor aproximado mayor a 4 en ambas direcciones, por lo que es una estructura dúctil, mientras que los valores calculados para el arquetipo 2, son menores que el arquetipo 1, con una ductilidad en promedio de 2.85, por lo que su comportamiento es cercano al frágil. La poca ductilidad observada para el arquetipo 2 en la dirección transversal (y), se puede explicar debido al confinamiento. La norma NEC 15 no exigió confinamiento para los muros en la dirección Y.

Tabla 22

Ductilidad de los edificios de estudio

Edificio	Dirección y		Dirección x		Ductilidad	
	Δu (m)	Δy (m)	Δu (m)	Δy (m)	μ_y	μ_x
Arquetipo 1	0.21	0.05	0.19	0.05	4.09	4.01
Arquetipo 2	0.02	0.01	0.04	0.01	2.34	3.35

La tabla 23 muestra los valores de los factores de sobrerresistencia en la dirección X y la dirección Y para ambos arquetipos. Los valores calculados del factor de sobrerresistencia para el arquetipo 1, están en el rango recomendado por (Mitchell & Paultre, 1994) en ambas direcciones, con un valor promedio de 3.44, mientras que los valores calculados para el arquetipo 2, son mucho mayores que el arquetipo 1, con un valor promedio de 5.37. La mayor sobrerresistencia del arquetipo 2 se puede explicar debido a la mayor rigidez lateral que tiene el arquetipo 2 por la presencia de los muros estructurales. Esta gran sobrerresistencia, hará que el arquetipo 2 resista las fuerzas sísmicas casi en el rango elástico, presentando pocas deformaciones laterales, y por lo tanto mínimo daño a elementos no estructurales.

Tabla 23

Sobrerresistencia de los edificios de estudio

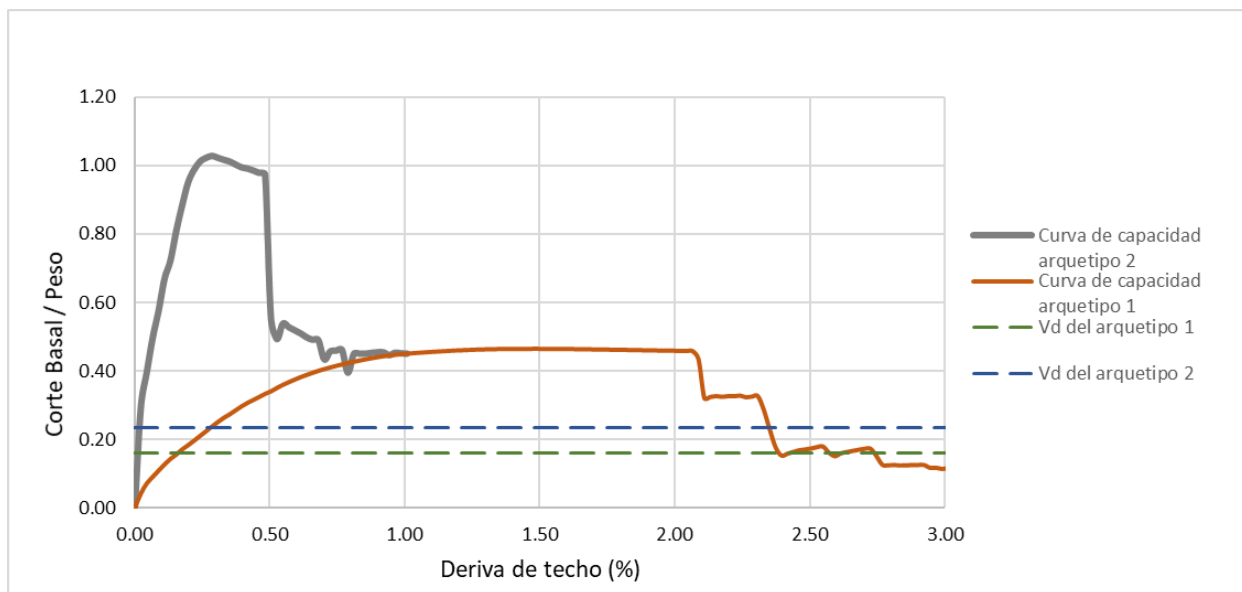
Edificio	Dirección y		Dirección x		Sobrerresistencia	
	Vu (Tn)	Vd (Tn)	Vu (Tn)	Vd (Tn)	Ω_y	Ω_x
Arquetipo 1	534.22	133.74	402.24	139.26	3.99	2.89
Arquetipo 2	1415.72	223.28	979.22	223.28	6.34	4.39

La figura 47 muestra las curvas fuerza-desplazamiento lateral normalizadas para ambos arquetipos en las dos direcciones. En el eje X del gráfico se dividió el desplazamiento lateral para la altura total de la edificación, este valor normalizado se denomina deriva de techo. Mientras que, en el eje Y se dividió la fuerza lateral aplicada para el peso W de cada estructura, este peso W incluye el 100% de la carga muerta y su valor se muestra en la tabla 10. En esta figura se incluye también el cortante de diseño Vd del código. La figura muestra claramente los dos comportamientos ya mencionados para cada arquetipo, esto es, el arquetipo 1 estructurado en base a pórticos presenta un comportamiento dúctil y con poca sobrerresistencia. Mientras que, el arquetipo 2 estructurado en base a muros muestra un comportamiento esencialmente frágil y con alta sobrerresistencia.

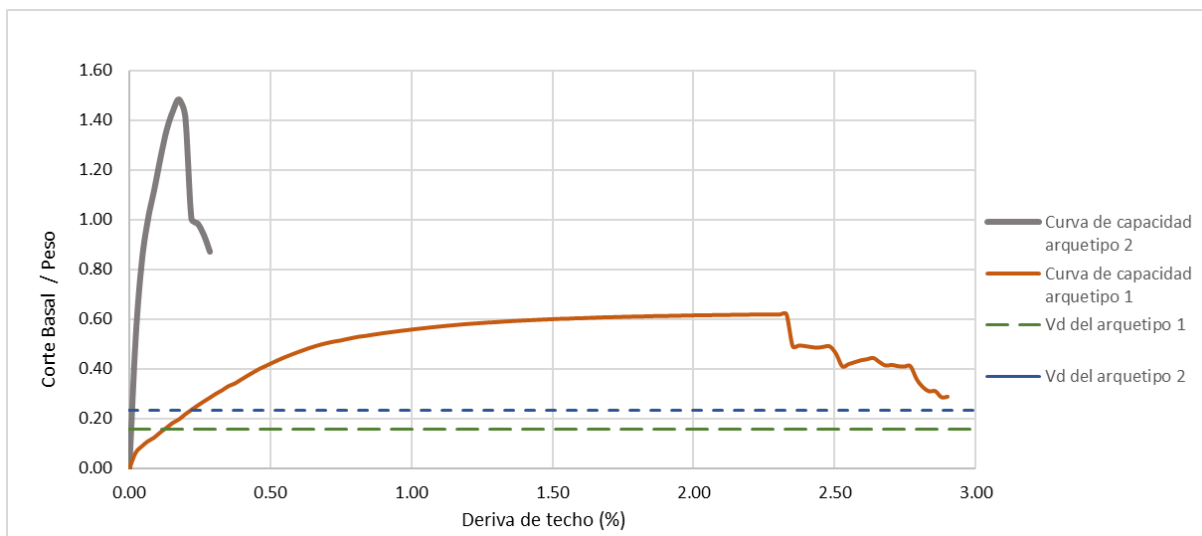
Para el arquetipo 2, es importante observar que la curva fuerza-desplazamiento lateral en dirección transversal (sentido y) muestra una caída abrupta después de alcanzar el cortante máximo debido a que, para los muros en esa dirección, muros largos de 8 m, la norma NEC 15 no exigió confinamiento. En tanto que, para la dirección longitudinal (sentido x) se observa una caída más suave de la curva. Para los muros en esta dirección, muros cortos de 4 m, la norma NEC 15 si exigió confinamiento en los muros. El arquetipo 2, a causa de la gran sobrerresistencia obtenida resistirá las fuerzas sísmicas únicamente en el rango elástico.

Figura 47

Curvas fuerza-desplazamiento lateral normalizadas de los arquetipos de estudio. a) sentido X, b) sentido Y.



a)



b)

Mecanismos de colapso de los arquetipos de estudio

Las figuras 48 y 49 muestran los mecanismos de colapso de los arquetipos 1 y 2 en ambas direcciones. Este mecanismo de colapso está graficado en la deformación última (Δu), esto es, cuando la carga lateral disminuye un 10% del cortante máximo. Los círculos mostrados en las figuras muestran valores de deformaciones unitarias que se alcanzan en los materiales de los elementos estructurales (ver Tabla 21).

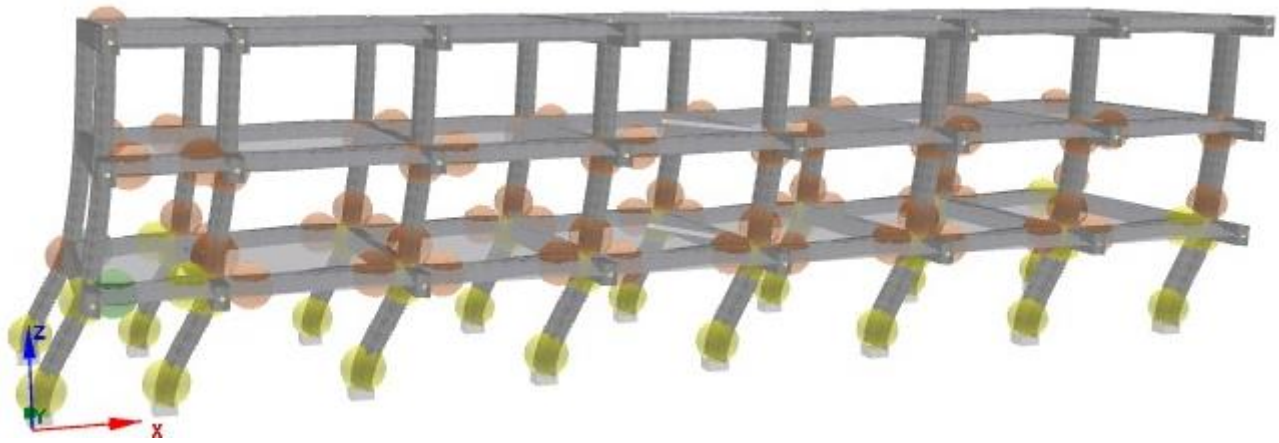
La Figura 48 muestra que para el arquetipo 1 se forma un mecanismo de colapso aceptable, con una distribución del daño en toda la estructura. También, se observa fluencia en algunas columnas, pero el mecanismo de colapso de piso blando claramente no se produce.

La Figura 49 muestra que para el arquetipo 2, en dirección longitudinal (sentido X), varias vigas alcanzaron la deformación unitaria del hormigón confinado, lo cual hizo que la curva fuerza-desplazamiento lateral caiga (ver Figura 47a). En esta etapa los muros en dirección longitudinal solo perdieron el recubrimiento. En dirección transversal (sentido Y), se observó que un muro alcanzó la deformación de rotura del acero y otros fluyeron. Lo anterior hace que se produzca una caída abrupta de la curva fuerza-desplazamiento lateral (ver Figura

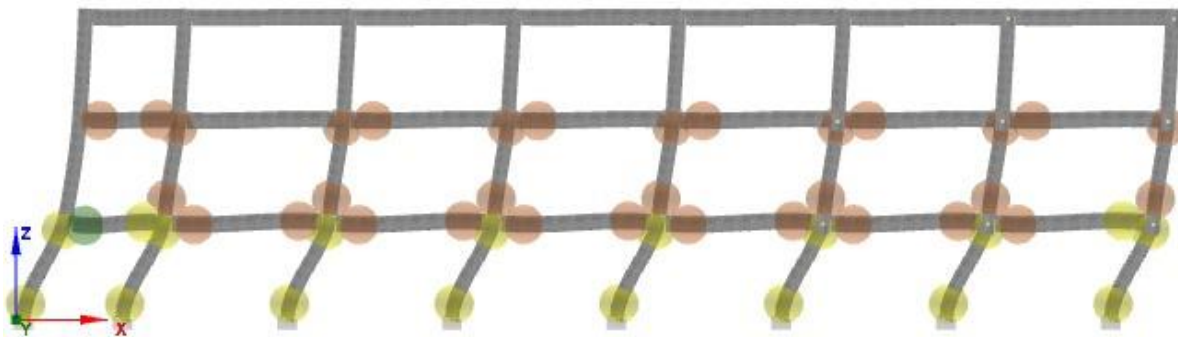
47b). Los muros en dirección transversal alcanzaron este nivel de daño debido a que no requirieron ningún confinamiento.

Figura 48

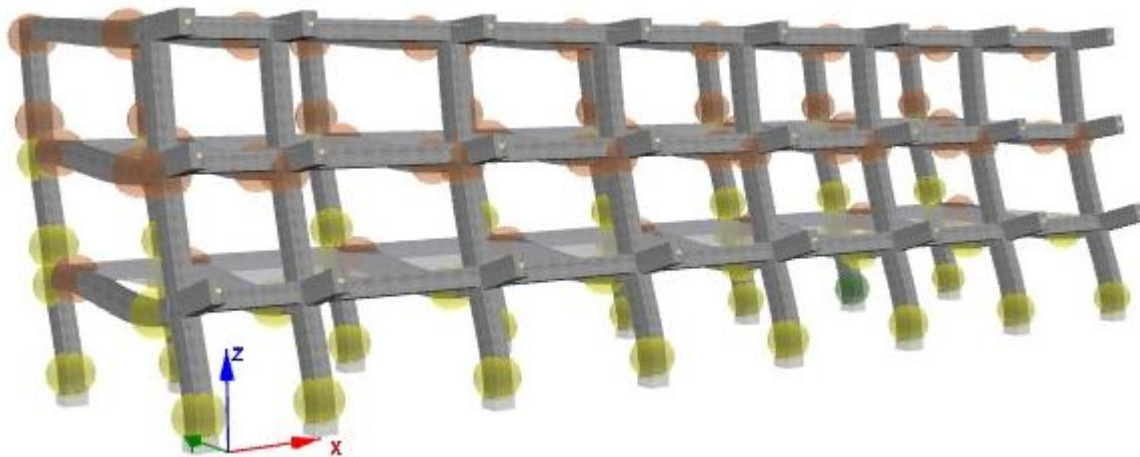
Mecanismo de colapso para el arquetipo 1: a) Sentido X toda la estructura, b) Sentido X de un pórtico exterior, c) Sentido Y toda la estructura. d) Sentido Y de un pórtico interior.



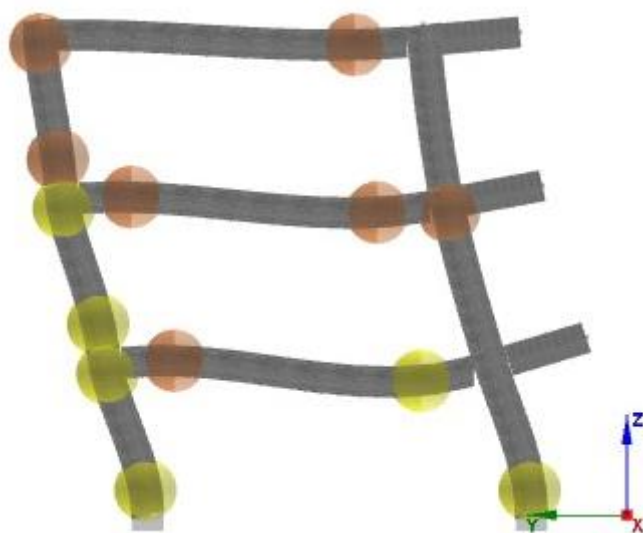
a)



b)



c)

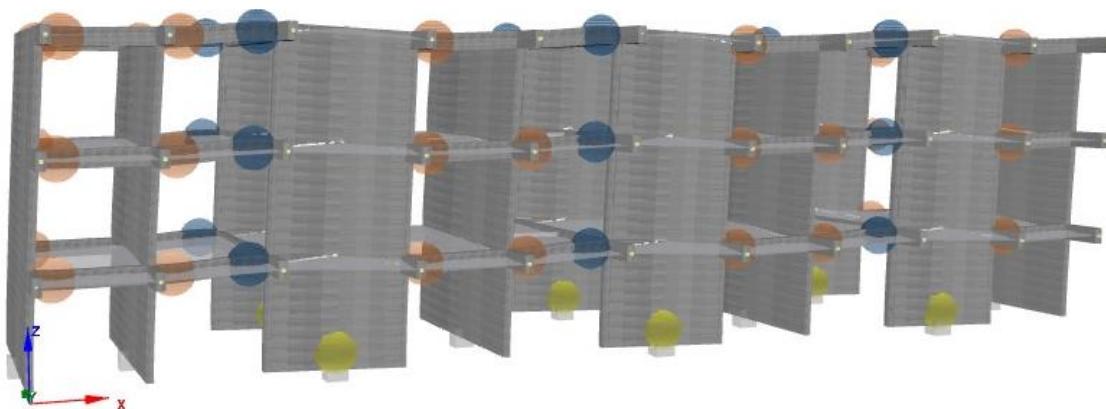


d)

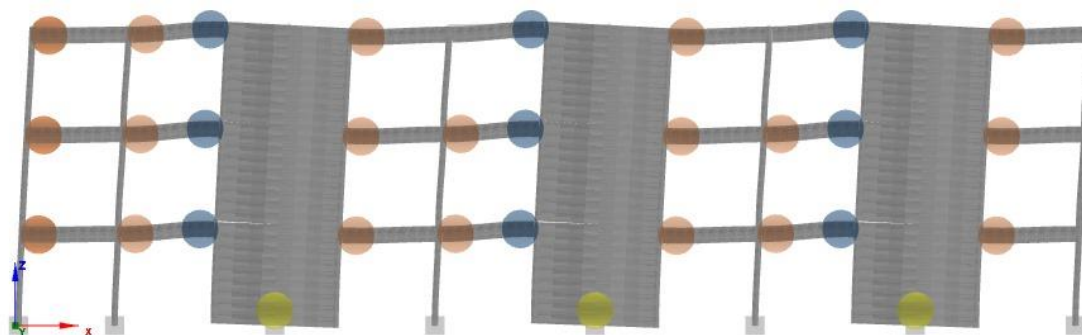
Nota. Recuperado del software SeismoStruct v2023

Figura 49

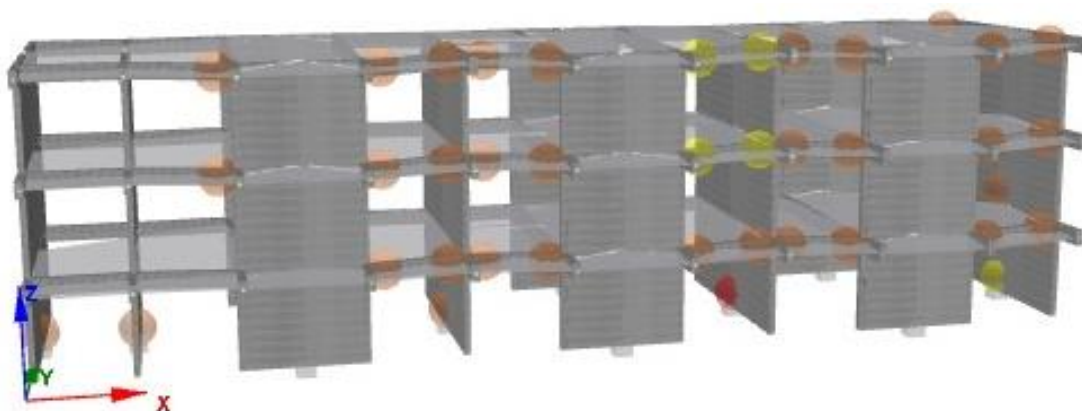
Mecanismo de colapso para el arquetipo 2: a) Sentido X toda la estructura, b) Sentido X de un pórtico exterior, c) Sentido Y toda la estructura, d) Sentido Y eje 11, e) Sentido Y eje 9, f) Sentido Y eje 4, g) Sentido Y eje 1



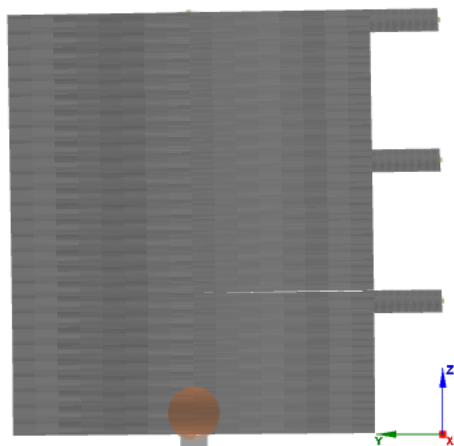
a)



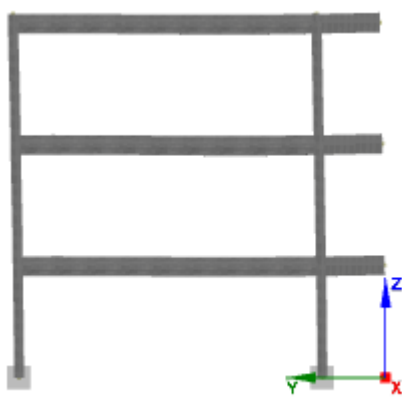
b)



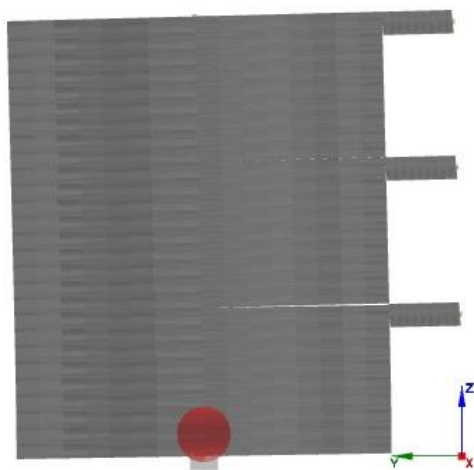
c)



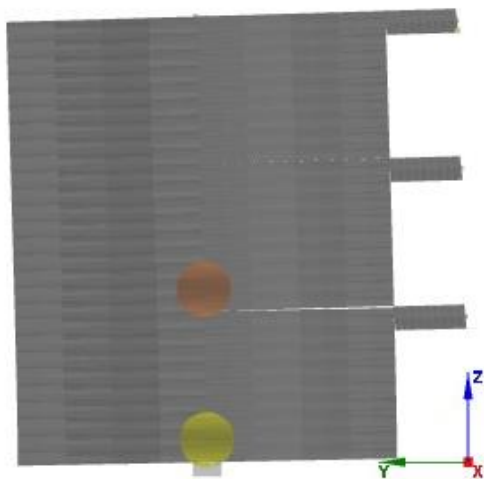
d)



e)



f)



g)

Nota. Recuperado del software SeismoStruct v2023

Capítulo V: Conclusiones y Recomendaciones

Conclusiones

En este estudio se realizó la evaluación de desempeño sísmico de dos sistemas estructurales de hormigón armado para edificios escolares de baja altura, utilizando un análisis estático no lineal. El primer sistema estructural (arquetipo 1) consistió en una estructura de pórticos de hormigón armado con vigas descolgadas, mientras que y el segundo sistema estructural (arquetipo 2) consistió en una estructura de muros de hormigón armado. Ambas estructuras se diseñaron de acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 15. La arquitectura de la edificación escolar utilizada es representativa de los edificios escolares de baja altura que se construyen en nuestro país. El análisis estático no lineal se ejecutó utilizando un programa computacional avanzado que utiliza fibras para modelar los materiales de cada elemento estructural.

El análisis modal espectral mostró que el período fundamental del arquetipo 2 es menor que el período fundamental del arquetipo 1, indicando, por tanto, que el arquetipo 2 es más rígido que el arquetipo 1 a causa de la presencia de los muros estructurales. Adicionalmente, el análisis mostró que la deriva máxima de entrepiso del arquetipo 2 es muchísimo menor que la del arquetipo 1, un 88.2% menor en la dirección longitudinal y un 95% menor en la dirección transversal, indicando también la gran rigidez de la estructura de muros. Las derivas de entrepiso de ambas estructuras fueron menores que la deriva máxima establecida en la NEC 15.

El análisis estático no lineal mostró que el arquetipo 1 tuvo un factor de ductilidad de desplazamiento de aproximadamente 4 en ambos sentidos, lo cual es un valor esperado de ductilidad de desplazamiento para estructuras diseñadas de acuerdo con los códigos modernos de diseño estructural. Por lo tanto, el arquetipo 1 es una estructura dúctil. Un comportamiento diferente se observó para el arquetipo 2, con un comportamiento esencialmente frágil de la

estructura, con factores de ductilidad de desplazamiento de desplazamiento de 3.35 en sentido longitudinal y 2.34 en sentido transversal. La poca ductilidad observada en la dirección transversal, con una caída abrupta en la curva fuerza-desplazamiento lateral en ese sentido, se debe a que la norma NEC 15 no exigió confinamiento para los muros largos de 8 m de longitud. En tanto que, en la dirección longitudinal, la caída en la curva fuerza-desplazamiento lateral fue más suave y se debió a que varias vigas alcanzaron su deformación unitaria de aplastamiento del hormigón confinado. Para los muros en esta dirección, muros cortos de 4 m, la norma NEC 15 si exigió confinamiento en los muros.

El análisis estático no lineal también mostró que el factor de sobrerresistencia para el arquetipo 1, fue en promedio 3.44 para ambas direcciones, lo cual está en el rango recomendado para estructuras de pórticos de hormigón armado diseñadas según las normas actuales. Para el arquetipo 2, el factor de sobrerresistencia fue en promedio de 5.37. La mayor sobrerresistencia del arquetipo 2 se debe a la mayor rigidez lateral que tiene el arquetipo 2 por la presencia de los muros estructurales. Esta gran sobrerresistencia observada en el arquetipo 2 hará que esta estructura resista las fuerzas sísmicas casi en el rango elástico, presentando pocas deformaciones laterales, y por lo tanto mínimo daño a elementos no estructurales.

Se concluye en esta investigación que, desde el punto de vista de daño en elementos no estructurales, y por ende pérdidas económicas asociadas a este daño, el mejor sistema estructural para las edificaciones escolares es el sistema de muros de hormigón armado. Debido a la gran sobrerresistencia observada resistirá los movimientos sísmicos probablemente solo dentro del rango lineal, con poco daño en elementos no estructurales.

Recomendaciones

En el dimensionamiento de los elementos (vigas y columnas) del edificio de pórticos la revisión de la unión viga-columna (corte, adherencia, anclaje y ubicación de la rótula plástica) exigió mayores dimensiones de los elementos. Por lo que, se recomienda siempre revisar el

diseño reportado por los programas computacionales, ya que estos por lo general no incluyen la revisión de las conexiones.

Los resultados del análisis estático no lineal muestran que se deben confinar los muros estructurales, aun cuando la norma no lo exija. La caída abrupta de la curva fuerza-desplazamiento lateral observada para los muros largos de 8 m de longitud, se pudo transformar en una caída más suave si estos muros hubiesen tenido confinamiento.

Se recomienda para futuras investigaciones estudiar el efecto de los elementos no estructurales, como la mampostería, en las edificaciones escolares. Por lo común, en este tipo de edificaciones es típico tener columnas cortas debido a la presencia de ventanas altas en el pasillo, y podría alterar la respuesta no lineal observada en los pórticos.

Adicional, se recomienda investigar el costo de cada sistema estructural. El sistema estructural de muros resultó ser el de mejor desempeño sísmico. Sin embargo, es necesario verificar los costos de construcción inicial y compararlos con los de pórticos.

Bibliografía

- ACI 318-19. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. ACI Ecuador Chapter.
- ACI-ASCE 352. (marzo de 2010). Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga-Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado. *American Concrete Institute*. Estados Unidos.
- Aguiar, R. (2017). *Microzonificación sísmica de Quito*. Quito.
- Aguiar, R., & Tornello, M. E. (2015). *VULNERABILIDAD SÍSMICA DE CENTROS DE EDUCACIÓN EMPLAZADOS EN QUITO, ECUADOR*. Obtenido de SCRIBD: <https://es.scribd.com/document/279758096/06-Vulnerabilidad-Sismica-de-Centros-de-Educacion-Emplazados-en-Quito-Ecuador>
- Anbarci, N., Escaleras, M., & Register, C. (2005). Earthquake fatalities: the interaction of nature and political economy. *Journal of Public Economics*, 89, 1907-1933.
doi:<https://doi.org/10.1016/j.jpubeco.2004.08.002>.
- ATC 40. (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. *California Seismic Safety Commission, I y II*.
- Ballesteros Salazar, K., Caizaguano Montero, D., Haro, A., & Toulkeridis, T. (2022). Case Study of the Application of an Innovative Guide for the Seismic Vulnerability Evaluation of Schools Located in Sangolquí, Interandean Valley in Ecuador. *building*, 12(9), 1471.
doi:<https://doi.org/10.3390/buildings12091471>
- Bonelli, P. (sf). *El terremoto en Chile Central-2010, Edificio dañados en Concepción y Viña del Mar*. Obtenido de Universidad Santa María: <https://nehrp.gov/chile/ChileEQMtg-MendozaPresentation.pdf>
- Caiza, P., & Viera, P. (2019). *Diseño de columnas, muros estructurales y diafragmas en hormigón armado*. Sangolquí: Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.

- Castellanos, S. (2021). *Evaluación de desempeño sísmico del edificio de la Universidad Internacional SEK ubicado en el campus Felipe Segovia Olmo*. Quito.
- CSI . (2023). *ETABS*. Obtenido de Computers and Structures, Inc:
<https://www.csiamerica.com/products/etabs/features/user-interface>
- Durán Vargas, L. (2010). Terremoto en Haití. *Dialnet*, 226, 13-19. Obtenido de
<https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=3984679>
- Ellingwood, B. R. (29 de agosto de 2001). Acceptable risk bases for design of structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 3, 170-179.
doi:<https://doi.org/10.1002/pse.78>
- Elnashai, A., & Mwafy, A. (2002). Overstrength and force reduction factors of multistorey reinforced-concrete buildings. *The structural design of tall buildings*, 329-351.
- Farfel, A., Assa, A., Amir, I., Bader, T., Bartal, C., Kreiss, Y., & Sagi, C. (22 de febrero de 2011). Haiti earthquake 2010: a field hospital pediatric perspective. *European Journal of Pediatrics*, 170, 519-525. doi:<https://doi.org/10.1007/s00431-011-1423-8>
- FEMA 356. (Noviembre de 2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Reston, Virginia, Estados Unidos.
- Gálvez Ortiz, K. A., & Zapata Peña, C. (30 de noviembre de 2022). *Evaluación del desempeño sísmico de tres estructuras de pórticos de hormigón armado de diferente altura de la edificación diseñados conforme a la NEC-15, usando análisis estático no lineal*. Obtenido de Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE:
<https://repositorio.espe.edu.ec/xmlui/handle/21000/36613>
- Gómez, M., Diaz Segura, E., & Vielma, J. (2022). Respuesta sísmica de estructuras de hormigón armado ubicadas en laderas. (A. Barbat, Ed.) *Monografías de Ingeniería Sísmica*. Obtenido de
https://www.researchgate.net/publication/368874286_Monografias_de_Ingenieria_Sismi

ca_Respuesta_sismica_de_estructuras_de_hormigon_armado_ubicadas_en_laderas_C
 ENTRO_INTERNACIONAL_DE_METODOS_NUMERICOS_EN_INGENIERIA

- Harpp, K., Fornani, D., Geist, D., & Kurz, M. (2003). Genovesa Submarine Ridge: A manifestation of pluma-ridge interaction in the northern Gálapagos Islands. *Geochemistry, Geophysics, Geosystems*, 4(9).
- IngeOexpert. (2023). Evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras de Hormigón Armado con SeismoStruct y SeismoBuild. *Módulo 1*. Obtenido de <https://ingeoexpert.com/cursos/curso-de-evaluacion-sismica-y-rehabilitacion-de-estructuras-de-hormigon-armado-con-seismostruct-y-seismobuild/>
- Khan, M., Usman, M., Farooq, S., Zain, M., & Saleem, S. (2021). Effect of masonry infill on analytical fragility response of RC frame school buildings in high seismic zone. *Journal of Structural Integrity and Maintenance*, 6.
- Lagos, R., Kupfer, M., Lindenberg, J., Bonelli, P., Saragoni, R., Guendelman, T., . . . Yañez, F. (2012). Seismic Performance of High-rise Concrete Buildings in Chile. *International Journal of High-Rise Building*, 1, 181-194.
- Lanning, F., Haro, A., Liu, M., Monzón, A., Monzón Despang, H., Schultz, A., & Tola, A. (noviembre de 2016). *EERI Earthquake Reconnaissance Team Report: M7.8 Muisne, Ecuador Earthquake on April 16, 2016*. The Earthquake Engineering Research Institute (EERI). doi:<http://dx.doi.org/10.13140/RG.2.2.27341.23527>
- Lindell, M. (noviembre de 2010). Built-in resilience. *NATURE GEOSCIENCE*, 3, 739-740.
 doi:10.1038/ngeo998
- López Vargas, W. S., Marcillo Zuleta, R. D., Pilco Guachizaca, R. G., & Villamizar González, V. A. (2021). Vulnerabilidad estructural de cuatro edificaciones en el Campus Sangolquí de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. *Tesis de Pregrado*. Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. Carrera de Ingeniería Civil, Sangolquí. Obtenido de

Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE:

<https://repositorio.espe.edu.ec/handle/21000/26074>

Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804-1826.

doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))

Menegotto, M., & Pinto, P. (1973). Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending. *International Association for Bridge and Structural Engineering*, 15-22. doi:<https://doi.org/10.5169/seals-13741>

Mitchell, D., & Paultre, P. (1994). Ductility and overstrength in seismic design of reinforced concrete structures. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 21, 1049-1060.

Moreira, A., Palma, J., & Villao, K. (2018). *Análisis de daños estructurales causados por sismos en las Unidades Educativas públicas de Calceta, Manabí después del terremoto del 16 de abril del 2016*. Obtenido de Researchgate:

[https://www.researchgate.net/publication/328842467_ANALISIS_DE_DANOS_ESTRUC TURALES_CAUSADOS_POR_SISMOS_EN_LAS_UNIDADES_EDUCATIVAS_PUBLICAS_DE_CALCETA_-MANABI_DESPUES_DEL_TERREMOTO_DEL_16_DE_ABRIL_DEL_2016](https://www.researchgate.net/publication/328842467_ANALISIS_DE_DANOS_ESTRUC_TURALES_CAUSADOS_POR_SISMOS_EN_LAS_UNIDADES_EDUCATIVAS_PUBLICAS_DE_CALCETA_-MANABI_DESPUES_DEL_TERREMOTO_DEL_16_DE_ABRIL_DEL_2016)

Morejón Blanco, G., Leyva Chang , K., & Arco Medina, B. (diciembre de 2016). EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES POSTERREMOTOS.

Ciencia en su PC, 78-90. Obtenido de

<https://www.redalyc.org/pdf/1813/181353794006.pdf>

Moreta Viscarra, J. (2015). Evaluación estructural mediante el fema 154 del NEC y propuesta de reforzamiento del Centro Educativo Juan Pablo I del D. M. Q. *Tesis de Pregrado*.

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR, CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL, Quito.

Obtenido de <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/5295>

- Nassirpour, A., Galasso, C., & D'Ayala, D. (2018). Increasing seismic resilience of Philippines' school infrastructure through structural retrofiting. *European Conference on Earthquake Engineering, 16th*.
- NEC-SE-CG. (2015). NEC-SE-CG. *Cargas (No sísmicas)*. Quito, Pichincha, Ecuador: Dirección de comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-SE-DS. (2015). NEC-SE-DS . *Peligro sísmico - Diseño sismo resistente*. Quito, Ecuador: Dirección de comunicación Social, MIDUVI. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-DS.pdf>
- NEC-SE-HM. (2015). NEC-SE-HM. *Estructuras de Hormigón Armado*. Quito, Pichincha, Ecuador: Dirección de comunicación Social, MIDUVI.
- Nilson. (2001). *Diseño de estructuras de concreto*. Bogotá: McGRAW-HILL INTERAMERICANA S.A.
- Nilson, A. (2001). *Diseño de estructuras de concreto*. Bogotá: McGRAW-HILL INTERAMERICANA S.A.
- NOVACERO. (2020). Catálogos de productos. Ecuador. Obtenido de <https://www.novacero.com/>
- NTC. (2004). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. *Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo I*.
- O'Donnell, A., & Krezel , J. (16 de diciembre de 2016). *Verisk*. Obtenido de Ductility and Stiffness—What They Are and Why They Matter in an Earthquake: <https://www.air-worldwide.com/blog/posts/2016/12/ductility-and-stiffness-what-they-are-and-why-they-matter-in-an-earthquake/#:~:text=Ductility%20describes%20the%20extent%20to,displacements%20imposed%20by%20ground%20shaking>.

- Oğuz, S. (2005). EVALUATION OF PUSHOVER ANALYSIS PROCEDURES. *THE DEGREE OF MASTER OF SCIENCE*.
- OPS. (2010). El Terremoto y Tsunami del 27 de Febrero en Chile: Crónica y lecciones aprendidas en el sector salud. *Organización Panamericana de la Salud*.
- Pachano, F. (mayo de 2018). Determinación de parámetros mecánicos para modelos no lineales de mampostería de relleno en pórticos de hormigón armado obtenidos de manera experimental. *Tesis de posgrado*. Quito, Ecuador.
- Palermo, D., Nistor, I., Saatcioglu, M., & Ghobarah, A. (25 de marzo de 2013). Impact and damage to structures during the 27 February 2010 Chile tsunami. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 40, 750-758. doi:<https://doi.org/10.1139/cjce-2012-0553>
- Park, R. (1988). Ductility evaluation from laboratory and analytical testing. *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, VIII*, 605-616.
- Park, R., & Paulay, T. (1980). Estructuras de concreto reforzado. México: LUMUSA S.A.
- Parra, H., Benito, M., & Gaspar Escribano, J. (23 de abril de 2016). Seismic hazard assessment in continental Ecuador. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14, 2129-2159. doi:<https://doi.org/10.1007/s10518-016-9906-7>
- Parra, P., & Moehle, J. (2014). LATERAL BUCKLING IN REINFORCED CONCRETE WALLS. *National Conference on Earthquake Engineering*.
- PEER. (mayo de 2017). *Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings*. Headquarters at the University of California, Tall Buildings Initiative, Berkeley.
- Perrault, M., Guéguen, P., Parra, G., & Sarango, J. (9 de abril de 2020). Modification of the data-driven period/height relationship for buildings located in seismic-prone regions such as Quito (Ecuador). *Modification of the data-driven period/height relationship for buildings located in seismic-prone regions such as Quito (Ecuador)*, 18, 3542-3562. doi:<https://doi.org/10.1007/s10518-020-00840-0>

- Rivadeneira, F., Segovia, M., Alvarado, A., Egred, J., Troncoso, L., Vaca, S., & Yepes, H. (2007). *Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador*. Obtenido de Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional : <https://www.igepn.edu.ec/publicaciones-para-la-comunidad/comunidad-espanol/35-breves-fundamentos-sobre-los-terremotos-en-el-ecuador>
- Ruales Andrade, A. (2016). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio de la Facultad de Economía bloque B, de la Universidad Central del Ecuador, utilizando la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-RE, 2015). *Tesis de Pregrado*. Universidad Central del Ecuador. Carrera de Ingeniería Civil. Obtenido de <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/7872>
- Seismosoft. (2023). SeismoStruct 2023— A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures. Obtenido de <https://www.seismosoft.com>
- Smith, E., & Mooney, W. (2021). A Seismic Intensity Survey of the 16 April 2016 Mw 7.8 Pedernales, Ecuador, Earthquake: A Comparison with Strong-Motion Data and Teleseismic Backprojection. *Seismological Research Letters*, 92 (4), 2156–2171. doi:<https://doi.org/10.1785/0220200290>
- Suntaxi Suntaxi, B. G. (2022). Efecto del tipo de sistema estructural en la seguridad sísmica de edificios educativos de hormigón armado de baja altura. *Propuesta de proyecto de Tesis de Postgrado*. Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, Sangolquí.
- Toulkeridis, T., Bernabé Poveda, M., Simón Baile, D., Carreón, D., Cerca, M., González Campos, M., . . . Rodríguez Espinosa, F. (2015). *Amenazas de origen Natural*. Obtenido de ResearchGate: https://www.researchgate.net/publication/283272665_Amenazas_de_origen_Natural
- Toulkeridis, T., Chunga, K., Rentería, W., Rodríguez, F., Mato, F., Nikolaou, M., . . . Vera Grunauer, X. (diciembre de 2017). The 7.8 Mw Earthquake and Tsunami of the 16 April 2016 in Ecuador—Seismic evaluation, geological field survey and economic

- implications. *Science of Tsunami Hazards*, 16, 197-242. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/321596484_The_78_Mw_Earthquake_and_Tsunami_of_the_16th_April_2016_in_Ecuador_-_Seismic_evaluation_Geological_field_survey_and_Economic_implications
- Vargas, G., Fariás, M., Carretier, S., Tassara, A., Baize, S., & Melnick, D. (2011). Coastal uplift and tsunami effects associated to the 2010 Mw8.8 Maule earthquake in Central Chile. *Andean Geology*, 38, 219-238.
- Wallace, J., Massone, L., Bonelli, P., Dragovich, J., Lagos, R., Lüders, C., & J, M. (2012). Damage and implications for seismic design of RC structural wall buildings. *Earthquake Spectra*, 28(S1), S281-S299.
- Yepes Piqueras, V. (2 de abril de 2014). *Efectos estructurales del megaterremoto de Chile*. Obtenido de UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA: <https://victoryepes.blogs.upv.es/2014/04/02/>
- Yepes, H., & Ruiz, M. (12 de enero de 2012). *A LOS 2 AÑOS: PROHIBIDO OLVIDAR LA TRAGEDIA DEL TERREMOTO DE HAITÍ*. Obtenido de Instituto Geofísico: <https://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/331-prohibido-olvidar-la-tragedia-del-terremoto-de-hait%C3%AD>