

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

Diseño sísmo resistente de un edificio con muros estructurales

**Hamilton Naun Merino Moncayo
Freddy Alexander Sacancela Caicedo**

Ingeniería Civil

Trabajo de fin de carrera presentado como requisito
para la obtención del título de
Ingeniero Civil

Quito, 08 de diciembre de 2021

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

HOJA DE CALIFICACIÓN DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA

Diseño sismo resistente de un edificio con muros estructurales

Hamilton Naun Merino Moncayo

Freddy Alexander Sacancela Caicedo

Nombre del profesor, Título académico

Pablo Torres Rodas, PhD.

Quito, 08 de diciembre de 2021

© DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en la Ley Orgánica de Educación Superior del Ecuador.

Nombres y apellidos: Hamilton Naun Merino Moncayo y Freddy Alexander Sacancela Caicedo

Código: 00138474, 00128627

Cédula de identidad: 1104531544, 1725243974

Lugar y fecha: Quito, 08 de diciembre de 2021

ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN

Nota: El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETHeses>.

UNPUBLISHED DOCUMENT

Note: The following capstone project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETHeses>.

RESUMEN

El peligro sísmico al que está expuesto el Ecuador genera la necesidad de aplicar alternativas de construcción que permitan a las estructuras soportar el sismo de diseño sin poner en riesgo la vida de sus ocupantes. El presente trabajo especifica el diseño de una estructura en hormigón armado de seis niveles con un sistema estructural tipo muros estructurales. Mediante el software de análisis estructural ETABS se modela la estructura en base a los requerimientos del código ACI 318-19 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15. Además del diseño computarizado en ETABS, se realiza el chequeo de los elementos estructurales mediante una hoja de cálculo en Microsoft Excel.

Palabras clave: Muros estructurales, sismo resistencia, confinamiento, capacidad, zona crítica, cargas sísmicas, columna fuerte, viga débil.

ABSTRACT

The seismic danger to which Ecuador is exposed generates the need to apply construction alternatives that allow structures to support the design earthquake without risking the lives of their occupants. This work specifies the design of a six-story reinforced concrete structure with a structural wall system. Using ETABS structural analysis software, the structure is modeled with the requirements of the ACI 318-19 code and the Ecuadorian Construction Standard NEC-15. In addition to the computerized design in ETABS, the structural elements are checked using a Microsoft Excel spreadsheet.

Key words: Structural walls, earthquake resistance, confinement, capacity, critical zone, seismic loads, strong column, weak beam.

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	14
ANTECEDENTES	14
Teoría de Sismos	14
Definiciones	17
DESARROLLO DEL TEMA	18
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	18
DIMENSIÓN DE LOS ELEMENTOS	19
PELIGRO SÍSMICO NEC -15 Y CORTANTE BASAL (CARGAS SÍSMICAS)	19
Calculo espectro Sísmico NEC-15	21
Coeficientes de perfil de suelo.....	21
Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.....	22
Categoría de edificio y coeficiente de importancia	23
Regularidad/ configuración estructural	23
Factor de reducción de resistencia sísmica R.....	24
Determinación del periodo de vibración aproximado de la estructura.	25
Cálculo del cortante basal	26
Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales.....	27
CARGAS NO SÍSMICAS	28
CARGAS PERMANENTES (CARGAS MUERTAS)	28
CARGAS VARIABLES (CARGAS VIVAS)	28
COMBINACIONES DE CARGA	29
ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN ETABS	29
Material y secciones transversales.....	29
Modelado de los elementos	35
Patrones de carga en ETABS	35
Espectro de aceleración en ETABS.....	36
Casos de carga en ETABS	37
Combinaciones de carga en ETABS.....	38
Ajuste del cortante basal	39
Análisis estático y dinámico de la estructura	41
Análisis modal de la estructura	44
DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES ESPECIALES	45
Diseño de la sección de muro, ACI 318-14	46
Acero longitudinal y transversal.....	48
Elementos de borde	49
Diseño a flexión	51
Diseño a corte	53
Diseño de estribos en elementos de borde.....	55
DISEÑO DE VIGA EN HORMIGÓN ARMADO	58
Diseño a flexión	58
Comprobación de vigas a flexión.....	59
Acero longitudinal	61
Diseño a cortante por cortante factorado V_u	63
Calculo de resistencia del hormigón.....	64
Calculo de acero transversal.....	65
FLEXIÓN, CARGAS AXIALES Y COMBINACIÓN DE AMBAS	66
Elementos en Flexo - Compresión	66
Diseño de la sección de columna, ACI 318-14.....	67
Diseño de columna considerando Efectos de Esbeltez.....	69

Refuerzo transversal por confinamiento	73
DISEÑO SISMO-RESISTENTE.....	75
Secciones mínimas de vigas y columnas según el diámetro de refuerzo longitudinal	75
Cortante en el Nudo.....	76
Chequeo Columna Fuerte - Viga Débil.....	80
Diseño por capacidad de estribos en vigas.....	81
Diseño por capacidad de estribos en columnas.....	85
CONCLUSIONES.....	87
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	89

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Valores de factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	21
Tabla 2.	Tipo de suelo y Factores de sitio F_a	21
Tabla 3.	Tipo de suelo y Factores de sitio F_d	22
Tabla 4.	Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s	22
Tabla 5.	Geología Local del Proyecto	24
Tabla 6.	Factores para definir el espectro de diseño.....	25
Tabla 7.	Coefficientes C_t y α de acuerdo al tipo de estructura	26
Tabla 8.	Periodo de vibración de la estructura.....	26
Tabla 9.	Cortante basal de la estructura	27
Tabla 10.	Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales.....	27
Tabla 11.	Combinaciones de carga según NEC-SE-CG.....	29
Tabla 12.	ETABS - Cortantes estáticos y dinámicos sin corregir	39
Tabla 13.	Factor de ajuste para cortante basal en X.....	39
Tabla 14.	Factor de ajuste para cortante basal en Y	39
Tabla 15.	ETABS - Cortantes estáticos y dinámicos corregidos	40
Tabla 16.	Cortante basal en X corregido	40
Tabla 17.	Cortante basal en Y corregido	40
Tabla 18.	Derivas máximas en estructuras.....	41
Tabla 19.	Análisis estático de la estructura	42
Tabla 20.	Análisis dinámico de la estructura	44
Tabla 21.	ETABS - Análisis modal	44
Tabla 22.	Resultados ETABS - Cargas Actuantes sobre el muro P1	46
Tabla 23.	Datos generales y propiedades del Muro P1.....	46
Tabla 24.	Ingreso de las cargas actuantes sobre el Muro P1	47
Tabla 25.	Clasificación y sección crítica del Muro P1	48
Tabla 26.	Refuerzo mínimo para muros si se cumple condición 1.....	48
Tabla 27.	Acero longitudinal en muro P1	49
Tabla 28.	Cuantías de acero longitudinal en muro P1	49
Tabla 29.	Acero transversal en muro P1.....	49
Tabla 30.	Cuantías de acero trasversal en muro P1.....	49
Tabla 31.	Desplazamiento de diseño del Muro P1	51
Tabla 32.	Condiciones a cumplir en elementos de borde del Muro P1	51
Tabla 33.	Chequeo del ancho mínimo de zona de compresión por flexión b	51
Tabla 34.	Factor de reducción de resistencia ϕ	53

Tabla 35.	Factor de reducción para momento nominal del muro P1	53
Tabla 36.	Capacidad a flexión del muro P1	53
Tabla 37.	Factor de resistencia en la sección crítica	54
Tabla 38.	Fuerza cortante de diseño del muro P1	55
Tabla 39.	Capacidad a cortante del muro P1	55
Tabla 40.	Refuerzo transversal para elementos especiales de borde.....	56
Tabla 41.	Espaciamiento vertical máximo del refuerzo transversal en el borde del muro	56
Tabla 42.	Estribos de elemento de borde del muro P1	57
Tabla 43.	Espaciamiento de estribos en elemento de borde del muro P1.....	57
Tabla 44.	Resultados ETABS – Cargas Actuantes sobre la viga B26	60
Tabla 45.	Material que compone la viga B26.....	60
Tabla 46.	Datos generales y propiedades de la viga B26	60
Tabla 47.	Limites de diseño a cumplir	61
Tabla 48.	Límites y requisitos dimensionales.....	61
Tabla 49.	Cuantía mínima de acero longitudinal en viga B26.....	61
Tabla 50.	Acero máximo longitudinal en viga B26.....	62
Tabla 51.	Acero requerido y cumplimiento de límite máximo y mínimo de viga B26	62
Tabla 52.	Diseño de acero longitudinal a momento negativo de viga B26.....	63
Tabla 53.	Diseño de acero longitudinal a momento positivo de viga B26	63
Tabla 54.	Cortante de diseño en viga B26.....	64
Tabla 55.	Resistencia a cortante del concreto en viga B26	64
Tabla 56.	Separación mínima de estribos en viga B26	65
Tabla 57.	Resultados ETABS - Cargas Actuantes sobre la columna C5.....	67
Tabla 58.	Datos generales y Propiedades de la columna C5	67
Tabla 59.	Ingreso de cargas actuantes sobre la columna C5	68
Tabla 60.	Cálculos Previos al diagrama de interacción	68
Tabla 61.	Acero longitudinal propuesto	68
Tabla 62.	Calculo de condición para efecto de esbetez.....	72
Tabla 63.	Magnificación de momentos actuantes.....	73
Tabla 64.	Refuerzo transversal para columnas en pórticos resistentes a momento..	74
Tabla 65.	Refuerzo transversal por confinamiento	74
Tabla 66.	Refuerzo transversal mínimo por confinamiento.....	74
Tabla 67.	Momentos nominales en columna C5	74
Tabla 68.	Secciones mínimas de vigas y columnas de acuerdo al ϕ longitudinal.....	76
Tabla 69.	Limites dimensionales del ala para vigas Tee	76

Tabla 70.	Resistencia nominal del nudo a cortante V_n.....	78
Tabla 71.	Cortante en el nudo sobre la columna C5.....	80
Tabla 72.	Chequeo Viga débil - Columna fuerte	81
Tabla 73.	Calculo del cortante sismico V_e para la viga B26	84
Tabla 74.	Chequeo de estribos por capacidad para viga B26.....	85
Tabla 75.	V_c para miembros no preesforzados	85
Tabla 76.	Comprobación de estribos por capacidad en columnas	86

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Comportamiento de subducción de placas tectónicas	15
Figura 2.	Placas tectónicas y vectores de movimiento.	15
Figura 3.	Tipos de contacto entre placas tectónicas.....	16
Figura 4.	Definiciones de un sismo	17
Figura 5.	Elevación frontal y sección A-A'.....	18
Figura 6.	Vista en 3D de la estructura modelada en ETABS.....	19
Figura 7.	Zonas sísmicas para propósitos de diseño	20
Figura 8.	Razón entre S_a y PGA.....	23
Figura 9.	Factor de espectro de diseño elástico	23
Figura 10.	Configuraciones estructurales recomendadas.....	24
Figura 11.	Espectro de diseño elástico y reducido.....	25
Figura 12.	Propiedades del hormigón con $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2 = 21 \text{ MPa}$.....	30
Figura 13.	Resistencia del hormigón con $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2 = 21 \text{ MPa}$	30
Figura 14.	Propiedades del acero con $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2 = 420 \text{ MPa}$.....	30
Figura 15.	Resistencia del acero con $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2 = 420 \text{ MPa}$.....	31
Figura 16.	Definición sección transversal de columna.....	31
Figura 17.	Definición inercia agrietada en columna	32
Figura 18.	Definición sección transversal de viga.....	32
Figura 19.	Definición inercia agrietada en viga	33
Figura 20.	Definición de losa alivianada.....	34
Figura 21.	Definición sección transversal del muro.....	34
Figura 22.	Definición inercia agrietada del muro	35
Figura 23.	Modelo de elementos estructurales y diafragmas rígidos.....	35
Figura 24.	ETABS - Patrones de carga.....	36
Figura 25.	ETABS - Definición de carga muerta extra.....	36
Figura 26.	ETABS - Definición de carga viva.....	36
Figura 27.	ETABS - Definición de carga sísmica estática.....	36
Figura 28.	ETABS - Espectro de aceleraciones.....	37
Figura 29.	ETABS - Casos de carga.....	37
Figura 30.	ETABS - Caso de carga para sismo dinámico en x.....	38
Figura 31.	ETABS - Combinaciones de carga	38
Figura 32.	ETABS - Envolvente de todas las combinaciones de carga	38
Figura 33.	ETABS - Corrección del factor de escala	40
Figura 34.	ETABS - Deriva máxima elástica en sentido X.....	41

Figura 35.	ETABS - Deriva máxima elástica en sentido Y.....	42
Figura 36.	ETABS - Deriva máxima inelástica en sentido X.....	43
Figura 37.	ETABS - Deriva máxima inelástica en sentido Y.....	43
Figura 38.	Planta del muro analizado.....	45
Figura 39.	Sección Transversal del Muro P1.....	46
Figura 40.	Modelo de resistencia a flexión para muro con elementos de borde	51
Figura 41.	Elevación de la viga analizada.....	58
Figura 42.	Esfuerzos y deformaciones en vigas.....	¡Error! Marcador no definido.
Figura 43.	Ubicación del cortante Vu en vigas.....	63
Figura 44.	Elevación de la columna analizada.....	66
Figura 45.	Sección Transversal de la columna C5	67
Figura 46.	Diagrama de Interacción P - Mx.....	69
Figura 47.	Nomograma para pórticos no arriostrados.....	72
Figura 48.	Nudo analizado entre columnas C5 y viga B26 - B25	75
Figura 49.	Esquema del cortante aproximado en columnas	77
Figura 50.	Esquema del cortante ultimo actuante en el nudo	77
Figura 51.	Área efectiva del nudo.....	79
Figura 52.	Zona de rotulas plásticas en vigas	82
Figura 53.	Pórtico dúctil sismo resistente	82
Figura 54.	Diagrama de cortante gravitacional y momentos probables.....	83

INTRODUCCIÓN

Uno de los fenómenos naturales más imponentes que tiene el planeta tierra son los terremotos, de los cuales toda la humanidad ha tenido temor por sus efectos desastrosos. Los terremotos se definen por emanar una gran cantidad de energía sísmica, misma que produce determinados movimientos telúricos, debido a las ondas sísmicas, sobre la superficie terrestre. A causa de esta realidad, la humanidad ha tenido la constante lucha de crear estructuras sismo resistentes que soporten de manera segura y funcional un movimiento telúrico de gran intensidad. El afán de encontrar métodos de diseño estructural ha ido evolucionando a lo largo de la historia, lastimosamente los métodos estructurales ya definidos han tenido que ser desarrollados en base a desastres sísmicos. Sin embargo, hoy en día dichos métodos han impuesto un análisis y diseño estructural óptimo y seguro.

ANTECEDENTES

Teoría de Sismos

A lo largo de la historia humana la necesidad de tener un sitio donde habitar ha ido evolucionando a tal punto que se han creado mega estructuras para satisfacer esta necesidad tan indispensable. A medida que las estructuras crecían, con ello también los inevitables riesgos naturales, como los sismos, huracanes, deslizamientos de tierra, erupciones volcánicas, entre otros. A razón de esta problemática, se han ido generando teorías y métodos que permitan analizar y diseñar la capacidad de una estructura que sea resistente a los efectos de movimiento producidos por los fenómenos naturales. Los métodos de diseño estructural toman como fenómeno natural más crítico a los sismos, ya que son la principal catástrofe natural con efectos de movimiento telúrico, donde se libera una gran cantidad de energía en un lapso relativamente corto de tiempo.

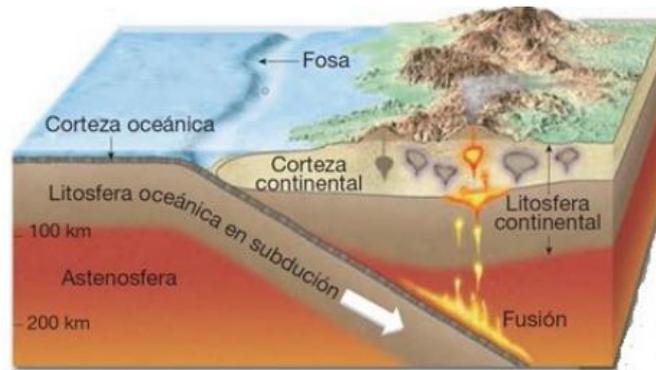


Figura 1. Comportamiento de subducción de placas tectónicas
Fuente: Dolores García del Amo, La tectónica de placas cumple 50 años

Es indispensable conocer que el Ecuador al estar ubicado en la placa Sudamericana con cercanía al borde de la placa Nazca, siente una actividad geológica cuando se produce un despliegue de las placas tectónicas. En este caso, la consecuencia debido al choque entre placas genera un fenómeno de subducción.

El efecto de subducción de la placa Sudamericana y Nazca afecta a toda la zona costera sudamericana del Océano Pacífico, de manera que toda esa zona es altamente sísmica con una amenaza inevitable. En la Figura 2 se observan las zonas tectónicas del planeta donde los vectores indican las direcciones de movimiento de cada placa tectónica.

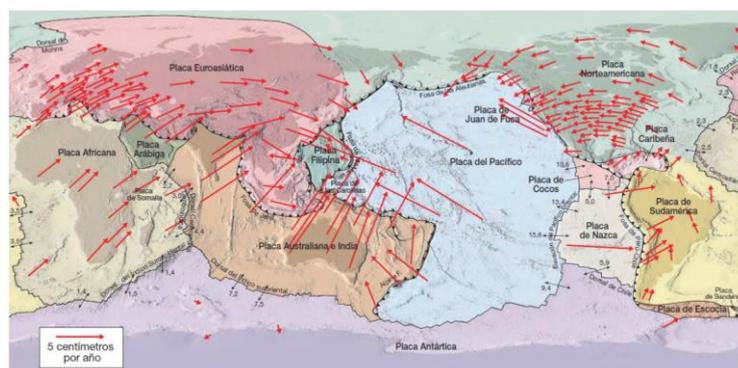
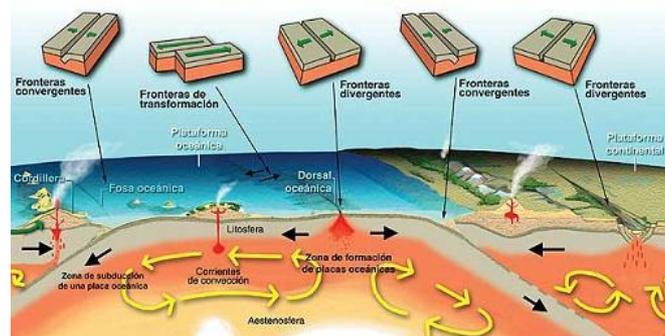


Figura 2. Placas tectónicas y vectores de movimiento.
Fuente: Dolores García del Amo, La tectónica de placas cumple 50 años

Es importante conocer los tipos de choque que se produce entre las placas, debido a que los límites fronterizos, que puede ser divergente, convergente o deslizando, entre las placas definen los efectos de movimiento que expulsan a través de ondas que resultan ser diferentes y causan

un determinado comportamiento en la estructura (Instituto Geofísico,2021). Es decir, de acuerdo con el tipo de contacto que se produzca entre placas, la estructura responde con diferentes desplazamientos.

- Limite divergente: Producen sismos de poca profundidad, son sísmicos corticales o superficiales.
- Limite convergente: Geológicamente más activos y dependen de la placa oceánica y continental.
- Limite de transformación: Son de rara naturaleza, la falla de San Andreas es un claro ejemplo y no son muy profundos ni frecuentes.



*Figura 3. Tipos de contacto entre placas tectónicas.
Fuente: Yépez, 2021*

La consecuencia de los despliegues y choques de las placas tectónicas son los terremotos y sismos que desprenden una significativa energía de acuerdo a la intensidad con la que se produzca. En base a esto debemos conocer las partes o características que tiene un sismo para evaluar el tipo de movimiento telúrico producido. Es decir, podemos definir un sismo como cortical, intraplaca, interplaca o falla transformante que mantiene siempre un foco o hipocentro, epicentro y ondas sísmicas (Estévez, 2020).



Figura 4. Definiciones de un sismo
Fuente: Ciencias de la Tierra: una introducción a la geología física

Definiciones

- Foco: punto interno donde se genera la ruptura de la falla.
- Epicentro: punto superficial que se encuentra directamente sobre el foco.
- Onda sísmica: onda de tensiones elásticas producto de los movimientos de placas tectónicas.

DESARROLLO DEL TEMA

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Se busca diseñar un edificio sismo-resistente de seis pisos destinado a vivienda en el cantón Yantzaza, provincia de Zamora Chinchipe, que sea capaz de soportar el sismo de diseño propuesto por la NEC-15. Para este proyecto se propone realizar el diseño usando un sistema de muros estructurales. A continuación, se muestra la elevación frontal y sección A-A' del proyecto a diseñar.

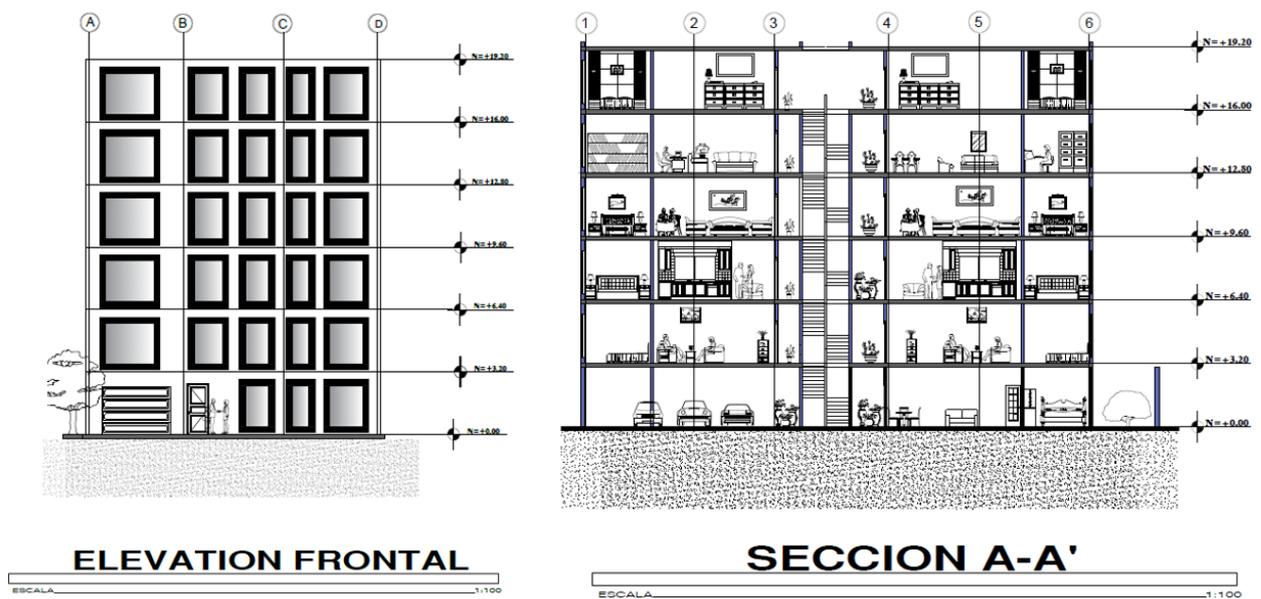


Figura 5. Elevación frontal y sección A-A'

Adicionalmente se muestra la vista en 3D del proyecto modelado en el software ETABS. En el modelo, las columnas se muestran en color azul, las vigas en color verde, las losas en color gris, y los muros estructurales en color rojo. La estructura consta de cinco vanos en el sentido X, tres vanos en el sentido Y, y una altura de entrepiso de 3.2 metros.

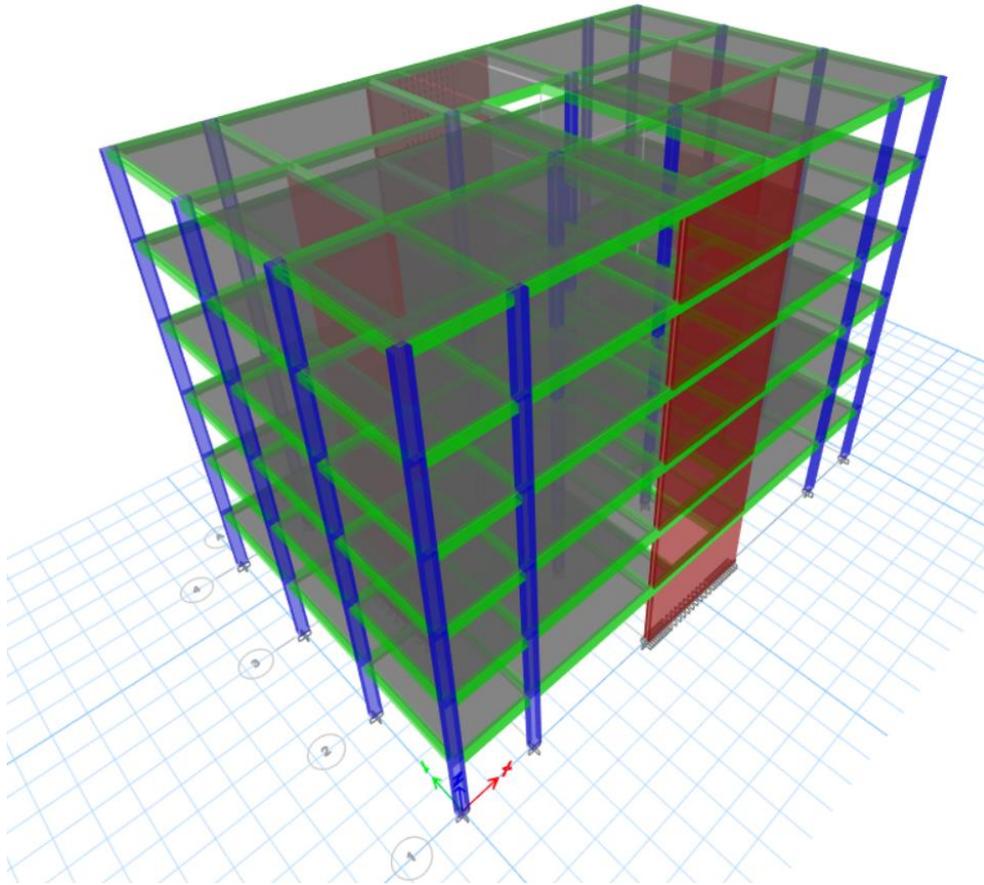


Figura 6. Vista en 3D de la estructura modelada en ETABS.

DIMENSIÓN DE LOS ELEMENTOS

Las dimensiones del edificio a analizar y diseñar tienen columnas de 55 x 55 centímetros de lado, y vigas de 30 centímetros de ancho por 40 centímetros de peralte en todos los pisos. En cuanto a las dimensiones de la losa, se determinó que el espesor será de 25 centímetros y los muros estructurales tendrán un ancho de 30 centímetros.

PELIGRO SÍSMICO NEC -15 Y CORTANTE BASAL (CARGAS SÍSMICAS)

A lo largo de la historia humana la necesidad de tener un sitio donde habitar ha ido evolucionando a tal punto que se han creado mega estructuras para satisfacer esta necesidad tan indispensable. A medida que las estructuras crecían también crecían riesgos naturales inevitables como los sismos. A razón de esta problemática se han ido generando teorías y

métodos para soportar los efectos sísmicos en una estructura y de esta manera, garantizar y salvaguardar las vidas de sus ocupantes.

Teniendo en mente que uno de los efectos más graves son los sismos, primeramente, debemos conocer el origen de estos movimientos tectónicos. Un sismo es el resultado de los movimientos en la tierra provocados por el desplazamiento de la roca terrestre.

Las cargas sísmicas se calcularon en base a lo propuesto por la norma NEC-SE-DS, Peligro sísmico y cortante basal. El edificio a analizar y diseñar se encuentra en la región Oriente, provincia de Zamora Chinchipe, cantón Yantzaza. En base a la ubicación geográfica del proyecto y la Figura 7, obtenemos la zona sísmica de diseño.

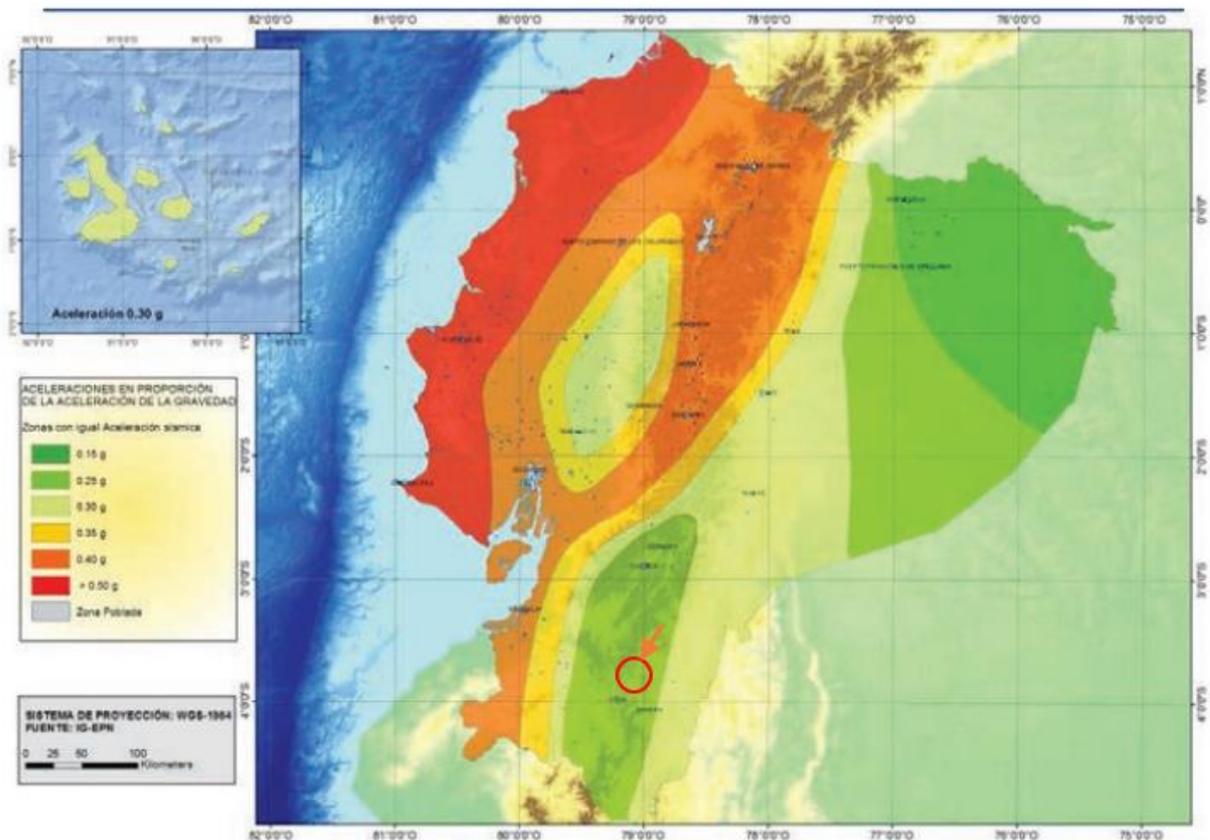


Figura 7. Zonas sísmicas para propósitos de diseño
Fuente: NEC-SE-DS

Tabla 1. Valores de factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: NEC-SE-DS

Calculo espectro Sísmico NEC-15

- Geología local

Factor de zona Z: **III**

Tipo de suelo: **E**

Factor Z: **0.30**

Caracterización del peligro sísmico: **Alta**

Coefficientes de perfil de suelo

F_a: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.

Tabla 2. Tipo de suelo y Factores de sitio *F_a*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: NEC-SE-DS

F_d: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño de roca.

Tabla 3. Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC-SE-DS

F_s : Comportamiento no lineal de los suelos.

Tabla 4. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC-SE-DS

Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

Con los coeficientes determinados se procede a graficar el espectro sísmico especificado en la NEC-SE-DS 3.3, el cual se expresa en función de la gravedad en el rango del sismo de diseño.

η : Razón entre la aceleración espectral S_a y PGA para el periodo de retorno seleccionado.

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

Figura 8. Razón entre Sa y PGA

Fuente: NEC-SE-DS

r: Factor de espectro de diseño elástico

$r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

$r = 1.5$ para tipo de suelo E.

Figura 9. Factor de espectro de diseño elástico

Fuente: NEC-SE-DS

Categoría de edificio y coeficiente de importancia

De acuerdo con el uso del edificio, el cual es para viviendas residenciales, la categoría del edificio viene a ser, según la NEC-SE-DS 4.1:

Categoría: Otras estructuras

Coeficiente de importancia: $I = 1$

Regularidad/ configuración estructural

El edificio analizado tiene una geometría simétrica y las alturas son constantes, por lo que la estructura carece de irregularidades pronunciadas. La NEC-SE-DS 5.2.1 nos establece valores para las irregularidades en planta y elevación.

Para este caso la configuración en elevación y planta, es:

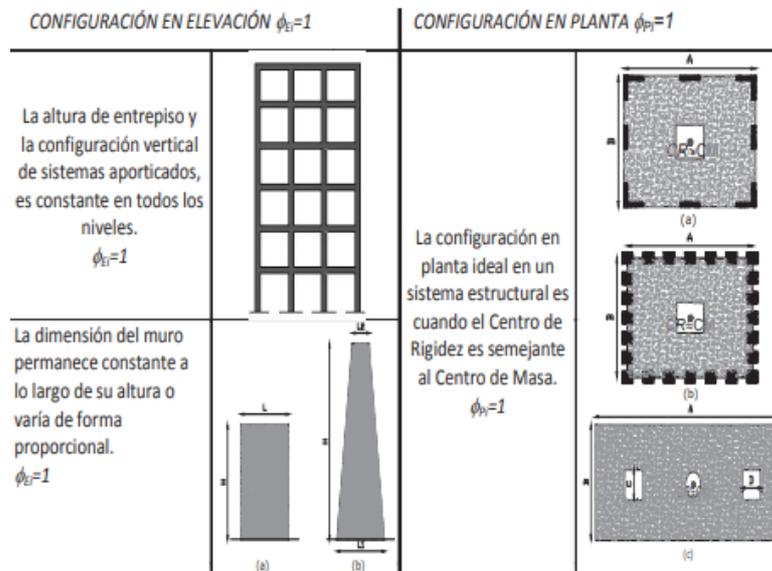


Figura 10. Configuraciones estructurales recomendadas
Fuente: NEC-SE-DS

Configuración en elevación $\phi_E = 1$

Configuración en planta $\phi_P = 1$

Factor de reducción de resistencia sísmica R

El factor R permite la reducción de las fuerzas sísmicas de diseño en la estructura analizada, donde se puede prever la falla adecuada y dúctil en las zonas de comportamiento plástico, es decir donde se generan rotulas plásticas esperadas.

La edificación es un sistema estructural dúctil, tipo pórtico especial de hormigón.

Con todos los parámetros y factores definidos se procede a diseñar el espectro sísmico de diseño para un periodo de retorno de 475 años. Así como también, el cortante basal estático que la estructura soportara aproximadamente. Todos estos valores se encuentran definidos en las siguientes tablas:

Tabla 5. Geología Local del Proyecto

GEOLOGÍA LOCAL		
Región	Oriente	-
Provincia	Zamora_Chinchipe	-
Zona Sísmica	III	-
Factor Z	0.3	g
Tipo de Suelo	E	-
n	2.6	-
r	1.5	-

Tabla 6. Factores para definir el espectro de diseño

FACTORES	
Fa	1,3
Fd	1,7
Fs	1,7
To	0,2312
Tc	1,2716
Z*Fa	0,375
n*Z*Fa	0,975

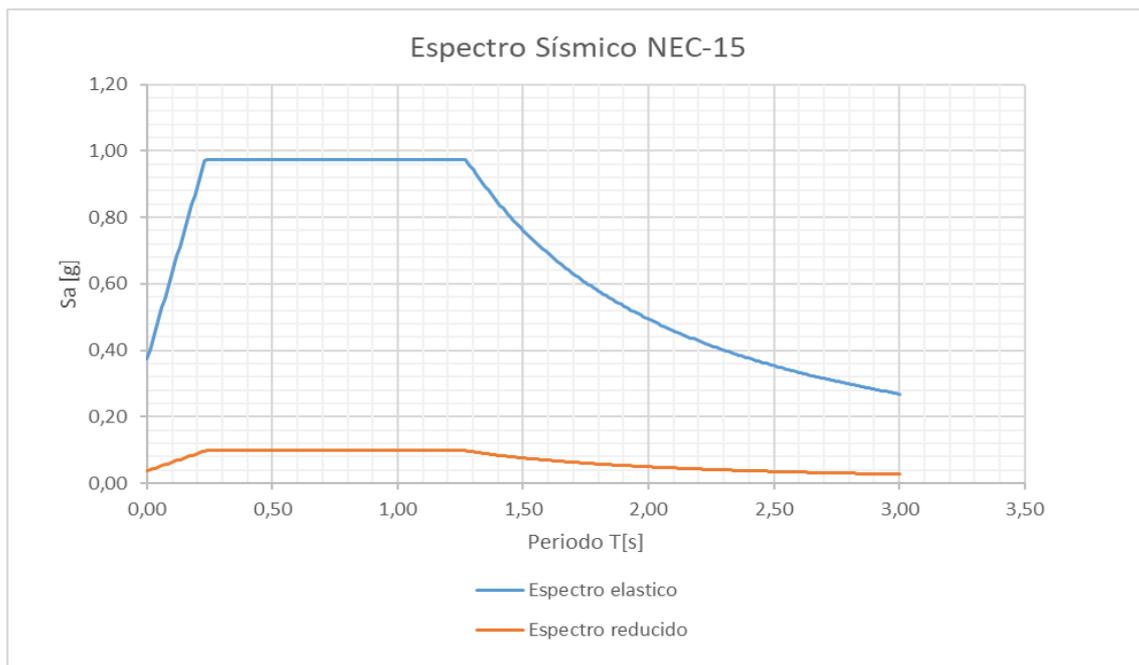


Figura 11. Espectro de diseño elástico y reducido

Determinación del periodo de vibración aproximado de la estructura.

La NEC-SE-DS, nos permite calcular el periodo de la estructura aproximada a través de dos métodos. Para el análisis presente se optó por el Método 1.

Método 1

$$T = C_t h_n^\alpha$$

C_t : Coeficiente dependiente del tipo de edificio.

h_n : Altura del edificio desde la base.

α : Depende del C_t

El edificio es una estructura de pórtico especial de hormigón armado con muros estructurales. Por lo que, los valores del coeficiente C_t y α , de la tabla 6.3.3 de la NEC -SE-DS son los siguientes:

Tabla 7. Coeficientes C_t y α de acuerdo al tipo de estructura

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Tabla 8. Periodo de vibración de la estructura

Periodo de vibración T	
Método 1	
Ct	0,055
hn	19,2
α	0,75
Ta [seg]	0,50

Cálculo del cortante basal

Primeramente, se calculó el coeficiente sísmico mediante la ecuación propuesta por la NEC-SE-DS.

$$Coef\ Sism = \frac{I \cdot Sa}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_E} = \frac{1 \cdot 0.975}{8 \cdot 1 \cdot 1} = 0.1218$$

El parámetro Sa se define cuando el periodo Ta se encuentra en el rango $0 \leq Ta \leq Tc$ determinado en la NEC-SE-DS 3.3.1. Por lo tanto:

$$Ta \leq Tc \text{ entonces } Sa = \eta \cdot Z \cdot Fa$$

$$Sa = 2.6 \cdot 0.3 \cdot 1.25$$

El cortante basal de diseño se lo obtiene con la formula de la NEC-SE-DS 6.3.2. A continuación, se presentan los valores de los parámetros y el resultado del cortante.

$$V = \frac{I \cdot S_a(T_a)}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_E}$$

Tabla 9. Cortante basal de la estructura

Parámetros Cortante basal de diseño V	
Sa(Ta) [g]	0,975
I	1
R	8
φpi	1
φEi	1
W [kgf]	2230265,31
Cortante basal de diseño	
V [kgf]	271813,58

Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales

La distribución de estas fuerzas dependerá del cortante basal calculado anteriormente, así como la relación entre el peso de cada piso y el peso total del edificio. Las fuerzas se calculan con la fórmula de la NEC-SE-DS 6.3.5. A continuación, se presenta los valores y resultado de la distribución de fuerzas.

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

Tabla 10. Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales

K	1,00
Numero de Pisos	6
Altura de entrepiso [m]	3,2

Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales				
Piso	Altura [m]	W Piso i [kgf]	Wi*H^k [kN-m]	Fuerza lateral [kgf]
1,00	3,20	371710,88	1189474,83	12943,50
2,00	6,40	371710,88	2378949,66	25887,01
3,00	9,60	371710,88	3568424,49	38830,51
4,00	12,80	371710,88	4757899,33	51774,02
5,00	16,00	371710,88	5947374,16	64717,52
6,00	19,20	371710,88	7136848,99	77661,02

CARGAS NO SÍSMICAS

Las cargas se determinaron según la NEC-SE-CG donde se establecen las cargas permanentes, vivas y climáticas.

CARGAS PERMANENTES (CARGAS MUERTAS)

Se considera el peso propio de los elementos estructurales sobre la edificación, como muros, paredes, recubrimientos, sistemas hidrosanitarios, sistemas eléctricos y otros elementos permanentes acorde a la funcionalidad que tenga la estructura, en este caso las cargas están más relacionadas con acabados de construcción para vivienda. La carga muerta consta de la mampostería, cielo raso, muebles y misceláneos.

$$P_{mamposteria} = 1.8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{cieloraso} = 0.7 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{muebles} = 0.8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{miscelaneos} = 0.6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$CM_{total} = P_{mamposteria} + P_{cieloraso} + P_{muebles} + P_{miscelaneos} = 3.9 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

CARGAS VARIABLES (CARGAS VIVAS)

La carga viva al igual que la carga muerta se relaciona con la funcionalidad que tenga la edificación. En esta carga se considera personas, muebles, electrodomésticos, entre otros que produzcan cargas gravitacionales transitorias. Este tipo de carga es variable ya que todas estas no son permanentes y están en constante movimiento, lo cual resulta complicado estimarla. Para el análisis y diseño, la carga viva se estableció acorde a la ocupación de la estructura, en este caso sería de vivienda residencial con la cual la NEC-SE-CG nos proporciona valores mayorados para estimar adecuadamente este tipo de carga.

Según la norma NEC-SE-CG 4.2:

Residencias, viviendas (unifamiliar y bifamiliares) $CV = 2.0 (kN/m^2)$

COMBINACIONES DE CARGA

Las 7 combinaciones de carga que se establecen en la NEC-15, se los programará en el software ETABS, programa donde se realizará el análisis y dimensionamiento estructural. Por lo tanto, solo se usará las combinaciones más críticas detalladas en la NEC-15.

Tabla 11. Combinaciones de carga según NEC-SE-CG

Combinación de cargas: NEC-SE-CG
Combinación 1
$1.4D$
Combinación 2
$1.2D + 1.6L$
Combinación 3
$1.2D + 1L + Sx$
Combinación 4
$1.2D + 1L + Sy$
Combinación 5
$0.9D + Sx$
Combinación 6
$0.9D + Sy$
Combinación 7
<i>Envolvente</i>

Donde D es la carga muerta, L la carga viva y $Sx-y$ es la carga sísmica.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN ETABS

Material y secciones transversales

La NEC-SE-HM 3.3.3, menciona que el módulo de elasticidad del hormigón está dado por la siguiente ecuación:

$$E = 4.7\sqrt{f'c}$$

$$E = 4.7\sqrt{21 \text{ MPa}} = 21538.11 \text{ MPa}$$

General Data	
Material Name	Hormigon f'c 21 MPa - 210 kgf/cm2
Material Type	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	23,5631 kN/m ³
Mass per Unit Volume	2402,77 kg/m ³
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	21538,11 MPa
Poisson's Ratio, U	0,2
Coefficient of Thermal Expansion, A	0,0000099 1/C
Shear Modulus, G	8974,21 MPa

Figura 12. Propiedades del hormigón con $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2 = 21 \text{ MPa}$

Material Name and Type	
Material Name	Hormigon f'c 21 MPa
Material Type	Concrete, Isotropic
Grade	
Design Properties for Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f'c	21 MPa
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduction Factor	

Figura 13. Resistencia del hormigón con $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2 = 21 \text{ MPa}$

General Data	
Material Name	A615Gr60
Material Type	Rebar
Directional Symmetry Type	Uniaxial
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	76,9729 kN/m ³
Mass per Unit Volume	7849,047 kg/m ³
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	199947,98 MPa
Coefficient of Thermal Expansion, A	0,0000117 1/C

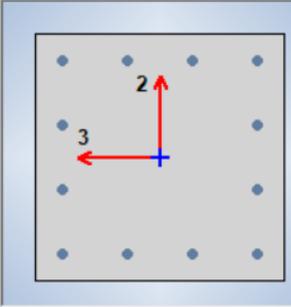
Figura 14. Propiedades del acero con $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2 = 420 \text{ MPa}$

Material Name and Type	
Material Name	A615Gr60
Material Type	Rebar, Uniaxial
Grade	Grade 60
Design Properties for Rebar Materials	
Minimum Yield Strength, Fy	413.69 MPa
Minimum Tensile Strength, Fu	620.53 MPa
Expected Yield Strength, Fye	455.05 MPa
Expected Tensile Strength, Fue	682.58 MPa

Figura 15. Resistencia del acero con $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2 = 420 \text{ MPa}$

Por otro lado, la NEC-SE-DS 6.1.6, indica que en columnas de hormigón armado se debe considerar un valor de inercia agrietada del 80 por ciento de la inercia bruta del elemento. Además, se debe considerar un cross-section área de 10, ya que las deformaciones por carga axial que realiza ETABS no son correctas. Porque en obra se construye por etapas y la carga axial se va acumulando.

General Data	
Property Name	Columnas55x55
Material	Hormigon f _c 21 MPa - 210 kgf/cm ²
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Display Color	Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Concrete Rectangular
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Depth	550 mm
Width	550 mm



Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...

Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

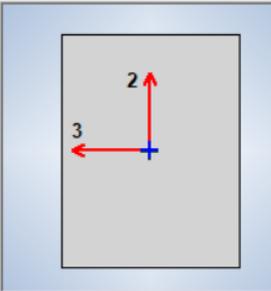
Figura 16. Definición sección transversal de columna

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	10
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0,8
Moment of Inertia about 3 axis	0,8
Mass	1
Weight	1

Figura 17. Definición inercia agrietada en columna

Además, la NEC-SE-DS 6.1.6, indica que en vigas de hormigón armado se debe considerar un valor de inercia agrietada del 50 por ciento de la inercia bruta del elemento.

General Data	
Property Name	Vigas30x40
Material	Hormigon f _c 21 MPa - 210 kgf/cm ² ...
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Display Color	 Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Concrete Rectangular
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Depth	400 mm
Width	300 mm



Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers...	
Currently User Specified	
Reinforcement	
Modify/Show Rebar...	

Figura 18. Definición sección transversal de viga

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	<input type="text" value="1"/>
Shear Area in 2 direction	<input type="text" value="1"/>
Shear Area in 3 direction	<input type="text" value="1"/>
Torsional Constant	<input type="text" value="1"/>
Moment of Inertia about 2 axis	<input type="text" value="0.5"/>
Moment of Inertia about 3 axis	<input type="text" value="0.5"/>
Mass	<input type="text" value="1"/>
Weight	<input type="text" value="1"/>

Figura 19. Definición inercia agrietada en viga

El sistema de aliviana miento será con casetones recuperables de 40 x 40 x 15cm. Es decir, en un metro cuadrado de losa entran cuatro casetones. Por lo tanto, se debe calcular un espesor equivalente para ingresarlo en ETABS.

- Peso de 1 m² de losa maciza

$$P_{maciza} = 1m * 1m * 0.25m * 23.56 \frac{kN}{m^3} = 5.89 kN$$

- Peso de 1 m² de losa alivianada

$$P_{aliv} = 5.89 kN - 4 u * 0.4 m * 0.4 m * 0.15 m * 23.56 \frac{kN}{m^3} = 3.63 kN$$

- Espesor equivalente

$$e_{equiv} = \frac{3.63 kN/m^2}{23.56 kN/m^3} * 0.15 m = 150 mm$$

General Data	
Property Name	Losa Aliv
Slab Material	Hormigon f _c 21 MPa - 210 kgf/cm ² ...
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Membrane
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	 Change...
Property Notes	Modify/Show...
<input type="checkbox"/> Use Special One-Way Load Distribution	
Property Data	
Type	Slab
Thickness	115 mm

Figura 20. Definición de losa alivianada

La NEC-SE-DS 6.1.6, indica que en muros estructurales de hormigón armado se debe considerar un valor de inercia agrietada del 60 por ciento de la inercia bruta del elemento.

General Data	
Property Name	Muro30
Property Type	Specified
Wall Material	Hormigon f _c 21 MPa - 210 kgf/cm ² ...
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thin
Modifiers (Currently User Specified)	Modify/Show...
Display Color	 Change...
Property Notes	Modify/Show...
Property Data	
Thickness	300 mm

Figura 21. Definición sección transversal del muro

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Membrane f11 Direction	<input type="text" value="1"/>
Membrane f22 Direction	<input type="text" value="0,6"/>
Membrane f12 Direction	<input type="text" value="1"/>
Bending m11 Direction	<input type="text" value="1"/>
Bending m22 Direction	<input type="text" value="0,6"/>
Bending m12 Direction	<input type="text" value="1"/>
Shear v13 Direction	<input type="text" value="1"/>
Shear v23 Direction	<input type="text" value="1"/>
Mass	<input type="text" value="1"/>
Weight	<input type="text" value="1"/>

Figura 22. Definición inercia agrietada del muro

Modelado de los elementos

Se dibujan todos los elementos estructurales, se asigna las condiciones de pier label a los muros, y se definen los diafragmas rígidos para que el sistema de piso sea rígido en su plano.

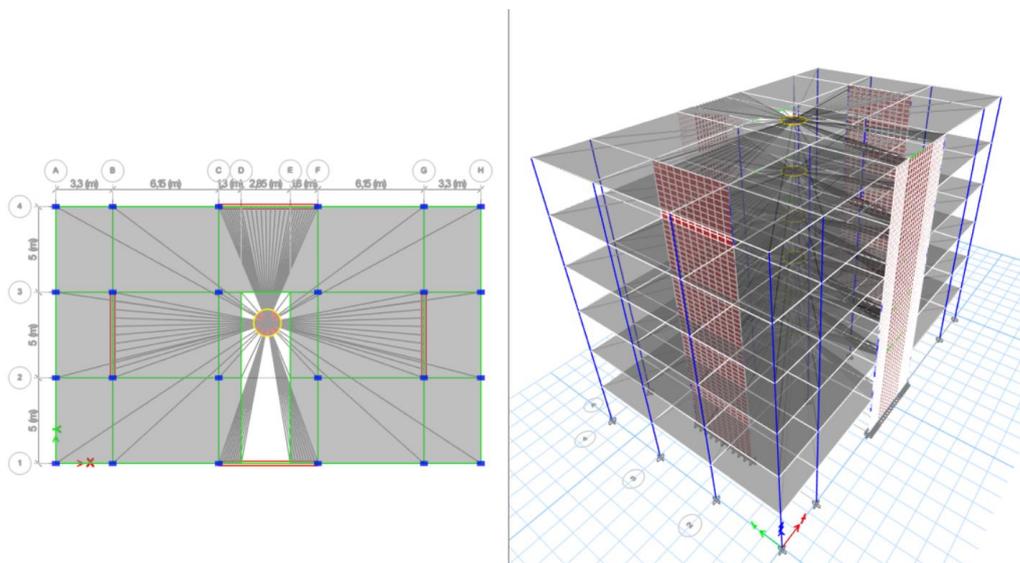


Figura 23. Modelo de elementos estructurales y diafragmas rígidos

Además, se usa un factor de 0.5 para considerar el agrietamiento del nudo unión entre columna y viga.

Patrones de carga en ETABS

Se definen los patrones de carga propuestos en la sección de cargas permanentes y variables. Además, para los patrones de carga de sismo estático se usa el coeficiente de corte C definido en la sección de cálculo de cortante basal.

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
Dead	Dead	1	
Dead	Dead	1	
Live	Live	0	
Sis Est X	Seismic	0	User Coefficient
Sis Est Y	Seismic	0	User Coefficient

Figura 24. ETABS - Patrones de carga

Load Pattern Name	Dead
Uniform Load	
Load	4 kN/m ²
Direction	Gravity
Options	
	<input type="radio"/> Add to Existing Loads
	<input checked="" type="radio"/> Replace Existing Loads
	<input type="radio"/> Delete Existing Loads

Figura 25. ETABS - Definición de carga muerta extra

Load Pattern Name	Live
Uniform Load	
Load	2 kN/m ²
Direction	Gravity
Options	
	<input type="radio"/> Add to Existing Loads
	<input checked="" type="radio"/> Replace Existing Loads
	<input type="radio"/> Delete Existing Loads

Figura 26. ETABS - Definición de carga viva

Direction and Eccentricity		Factors	
<input type="checkbox"/> X Dir	<input type="checkbox"/> Y Dir	Base Shear Coefficient, C	0,1218
<input checked="" type="checkbox"/> X Dir + Eccentricity	<input type="checkbox"/> Y Dir + Eccentricity	Building Height Exp., K	1
<input checked="" type="checkbox"/> X Dir - Eccentricity	<input type="checkbox"/> Y Dir - Eccentricity	Story Range	
Ecc. Ratio (All Diaph.)	0,05	Top Story	Cubierta
Overwrite Eccentricities	Overwrite...	Bottom Story	Base

Figura 27. ETABS – Definición de carga sísmica estática

Espectro de aceleración en ETABS

Se define el espectro de aceleraciones de acuerdo a la ubicación del proyecto. Los parámetros para el espectro se definieron en la sección de peligro sísmico. Además, se usa una

excentricidad accidental del 5 %. Es importante tomar en cuenta que antes de programar el espectro de aceleraciones se debe definir la masa de la estructura.

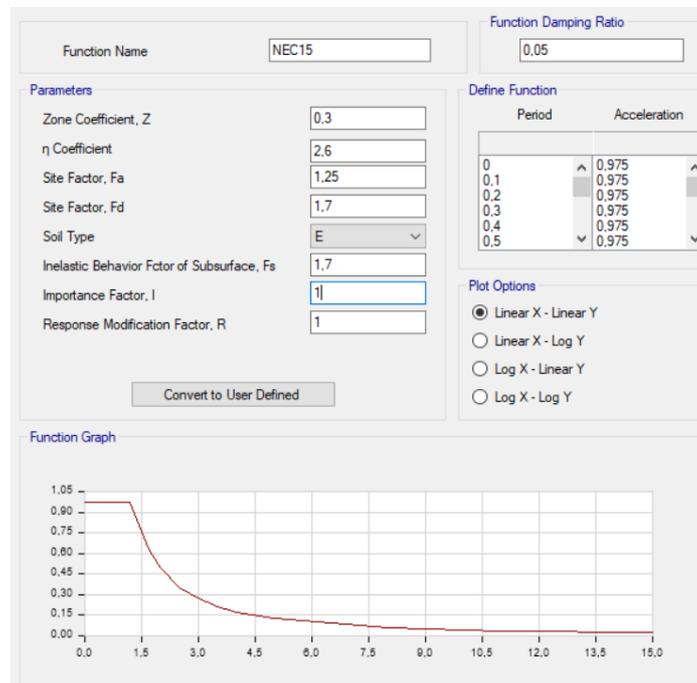


Figura 28. ETABS – Espectro de aceleraciones

Casos de carga en ETABS

Se definen los casos de carga para el sismo dinámico representado por el espectro de aceleraciones.

Load Case Name	Load Case Type
Dead	Linear Static
Live	Linear Static
Sis Est X	Linear Static
Sis Est Y	Linear Static
SisDinX	Response Spectrum
SisDinY	Response Spectrum

Figura 29. ETABS – Casos de carga

General

Load Case Name: Design...
 Load Case Type: Notes...
 Exclude Objects in this Group:
 Mass Source:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	NEC15	9810/8

Add
Delete
 Advanced

Other Parameters

Modal Load Case:
 Modal Combination Method:
 Include Rigid Response
 Rigid Frequency, f1:
 Rigid Frequency, f2:
 Periodic + Rigid Type:
 Earthquake Duration, td:
 Directional Combination Type:
 Absolute Directional Combination Scale Factor:
 Modal Damping: Modify/Show...
 Diaphragm Eccentricity: Modify/Show...

Figura 30. ETABS – Caso de carga para sismo dinámico en x

Combinaciones de carga en ETABS

Se definen las combinaciones de carga propuestos en la sección de combinaciones de carga.

Combinations

- C1
- C2
- C3
- C4
- C5
- C6
- Envolvente

Figura 31. ETABS - Combinaciones de carga

General Data

Load Combination Name:
 Combination Type:
 Notes:
 Auto Combination:

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
C1	1
C2	1
C3	1
C4	1
C5	1
C6	1

Add
Delete

Figura 32. ETABS – Envolvente de todas las combinaciones de carga

Ajuste del cortante basal

La NEC-SE-DS 6.2.2, indica que en estructuras regulares el cortante basal obtenido por el método dinámico no debe ser menor al 80 % de cortante basal obtenido por el método estático. En caso de que se cumpla la condición, se debe escalar el espectro de aceleraciones hasta que la condición no se cumpla.

Tabla 12. ETABS – Cortantes estáticos y dinámicos sin corregir

TABLE: Base Reactions							
Output Case	Case Type	FX kgf	FY kgf	FZ kgf	MX kgf-m	MY kgf-m	MZ kgf-m
Sis Est X	LinStatic	-266359.752	-1.131E-06	0	0.00001345	-3644493	2220988.11
Sis Est Y	LinStatic	0	-266359.752	0	3644492.54	9.561E-07	-3608128
SisDinX	LinRespSpec	192997.928	238.0128	0	3458.9773	2700354.53	1651051.52
SisDinY	LinRespSpec	238.0128	193608.793	0	2711413.12	3491.0162	2624318.37

Tabla 13. Factor de ajuste para cortante basal en X

Ajuste Cortante Basal en X		
V_dinámico	kgf	192997.928
V_estático	kgf	266359.752
CORREGIR		
Factor Corrector	1.10	

Tabla 14. Factor de ajuste para cortante basal en Y

Ajuste Cortante Basal en Y		
V_dinámico	kgf	193608.793
V_estático	kgf	266359.752
CORREGIR		
Factor Correc	1.10	

De acuerdo a las tablas 13-14, se observa que es necesario escalar el espectro de aceleraciones para que la condición propuesta por la NEC-SE-DS 6.2.2, no se cumpla.

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Exclude Objects in this Group:

Mass Source:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	NEC15	1226.25*1.1

Add
Delete
 Advanced

Other Parameters

Modal Load Case:

Modal Combination Method:

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type:

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: Modify/Show...

Figura 33. ETABS - Corrección del factor de escala

Tabla 15. ETABS – Cortantes estáticos y dinámicos corregidos

TABLE: Base Reactions							
Output Case	Case Type	FX kgf	FY kgf	FZ kgf	MX kgf-m	MY kgf-m	MZ kgf-m
Sis Est X	LinStatic	-266359.752	-1.131E-06	0	0.00001345	-3644493	2220988.11
Sis Est Y	LinStatic	0	-266359.752	0	3644492.54	9.561E-07	-3608128
SisDinX	LinRespSpec	212297.721	2618.1405	3.453E-06	38048.7502	29703900	18161567
SisDinY	LinRespSpec	2618.1405	212969.672	5.178E-07	29825544	38401.1781	28867502

Tabla 16. Cortante basal en X corregido

Ajuste Cortante Basal en X		
V_dinámico	kgf	212297.721
V_estático	kgf	266359.752
NO CORREGIR		
Factor Corrector		-

Tabla 17. Cortante basal en Y corregido

Ajuste Cortante Basal en Y		
V_dinámico	kgf	212969.672
V_estático	kgf	266359.752
NO CORREGIR		
Factor Corrector		-

Análisis estático y dinámico de la estructura

La NEC-SE-DS 6.3.9, presenta la ecuación para calcular la deriva máxima de la estructura. Además, en la NEC-SE-DS 4.2.2, se definen las derivas máximas con las que debería cumplir la estructura.

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Donde:

R es el factor de importan definido en la sección de factor de reducción de resistencia.

Δ_E es la deriva máxima elástica o inelástica de la estructura.

Tabla 18. Derivas máximas en estructuras

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: NEC-SE-DS

Se obtienen las derivas máximas elásticas para el sentido X y Y.

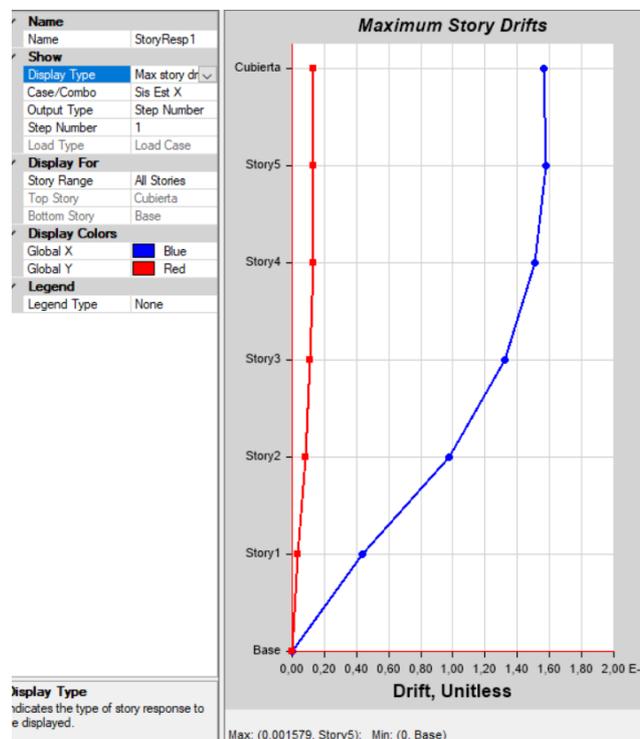


Figura 34. ETABS – Deriva máxima elástica en sentido X

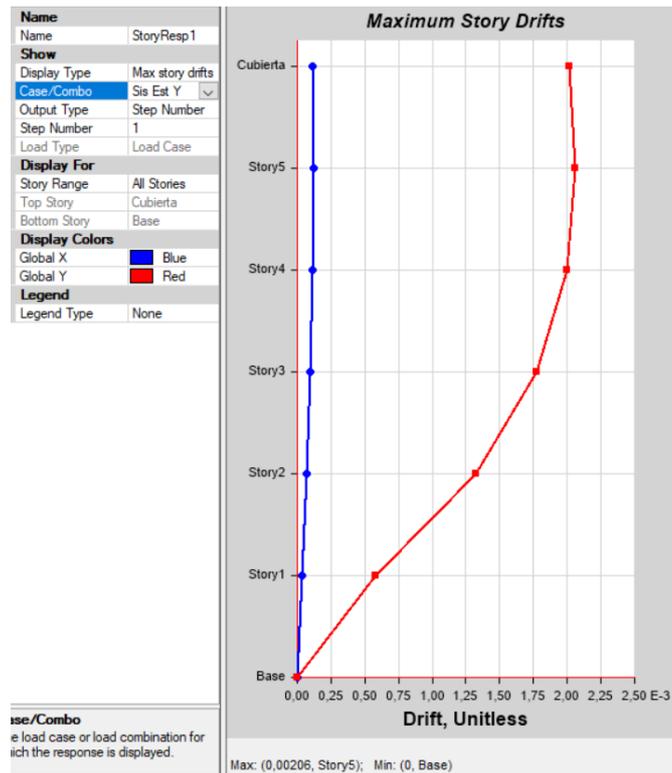


Figura 35. ETABS – Deriva máxima elástica en sentido Y

Tabla 19. Análisis estático de la estructura

Análisis Estático		
Parametro	Unidad	Valor
R	-	8
Análisis en Sentido X		
ΔE	%	0.1579
ΔM	%	0.9474
CUMPLE DERIVA		
Análisis en Sentido Y		
ΔE	%	0.206
ΔM	%	1.236
CUMPLE DERIVA		

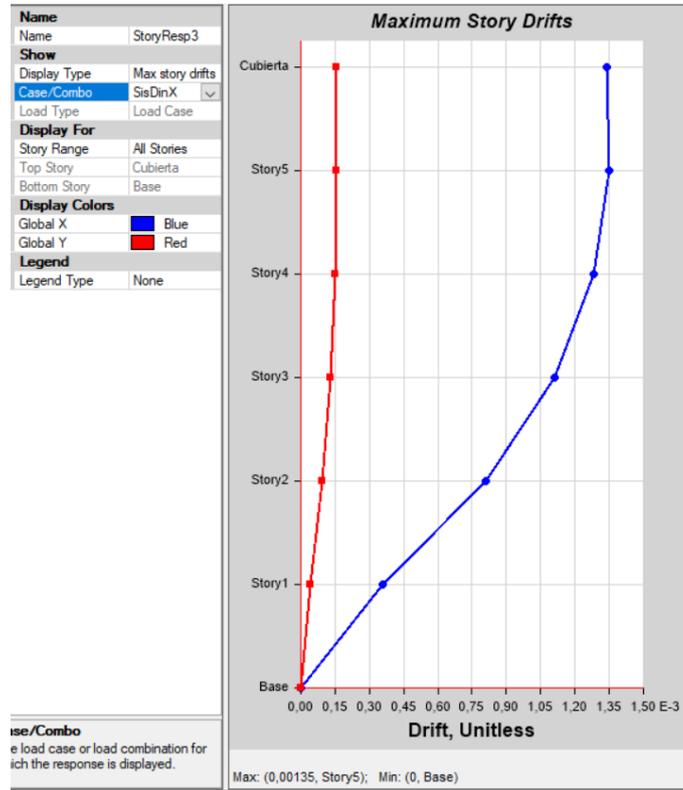


Figura 36. ETABS – Deriva máxima inelástica en sentido X

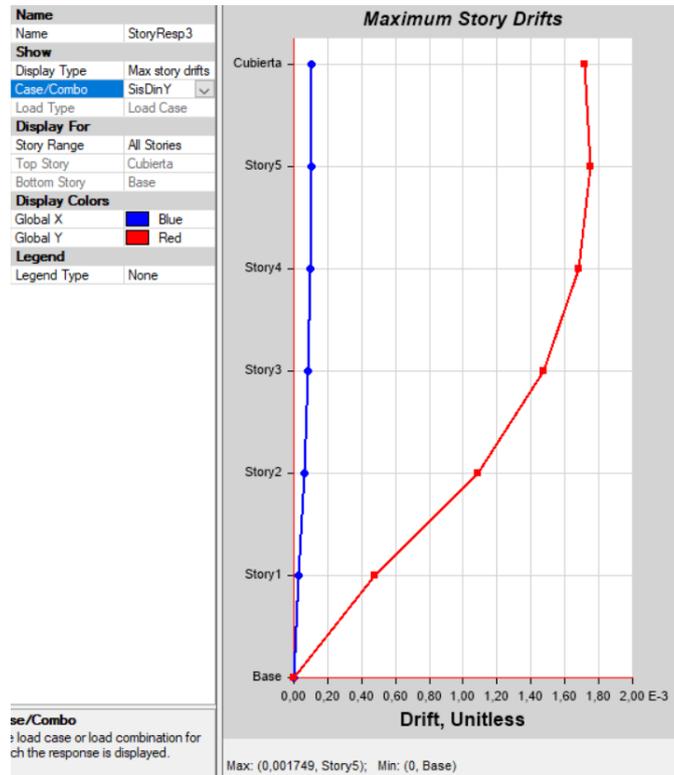


Figura 37. ETABS – Deriva máxima inelástica en sentido Y

Tabla 20. Análisis dinámico de la estructura

Análisis Dinámico		
Parametro	Unidad	Valor
R	-	8
Análisis en Sentido X		
ΔE	%	0.135
ΔM	%	0.81
CUMPLE DERIVA		
Análisis en Sentido Y		
ΔE	%	0.1749
ΔM	%	1.0494
CUMPLE DERIVA		

De acuerdo a la tabla 19, se observa que la estructura cumple con seguridad la deriva máxima elástica del 2 % propuesta por la NEC-SE-DS. Ya que en el sentido X la deriva máxima elástica es de 0.947 % y en el sentido Y la deriva máxima elástica es de 1.236 %.

De acuerdo a la tabla 20, se observa que la estructura cumple con seguridad la deriva máxima inelástica del 2 % propuesta por la NEC-SE-DS. Ya que en el sentido X la deriva máxima inelástica es de 0.810 % y en el sentido Y la deriva máxima inelástica es de 1.049 %.

Análisis modal de la estructura

Tabla 21. ETABS – Análisis modal

Case	Mode	Period sec	TABLE: Modal Participating Mass Ratios											
			UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0.707	9.838E-07	0.6939	0	9.838E-07	0.6939	0	0.3414	5.146E-07	1.924E-06	0.3414	5.146E-07	1.924E-06
Modal	2	0.627	0.6891	9.391E-07	0	0.6891	0.694	0	0	0.3449	0.0007	0.3414	0.3449	0.0007
Modal	3	0.534	0.0007	2.075E-06	0	0.6898	0.694	0	8.988E-07	0.0003	0.6904	0.3414	0.3452	0.691
Modal	4	0.149	0	0.198	0	0.6898	0.892	0	0.3697	0	0	0.7111	0.3452	0.691
Modal	5	0.128	0.2061	0	0	0.896	0.892	0	0	0.3722	0.0002	0.7111	0.7174	0.6912
Modal	6	0.11	0.0002	0	0	0.8961	0.892	0	0	0.0003	0.2027	0.7111	0.7177	0.894
Modal	7	0.063	0	0.0673	0	0.8961	0.9592	0	0.1651	0	0	0.8762	0.7177	0.894
Modal	8	0.055	0.0662	0	0	0.9624	0.9592	0	0	0.1664	5.253E-06	0.8762	0.8841	0.894
Modal	9	0.047	3.417E-06	0	0	0.9624	0.9592	0	0	8.845E-06	0.0669	0.8762	0.8841	0.9609
Modal	10	0.039	0	0.0277	0	0.9624	0.9869	0	0.0826	0	0	0.9588	0.8841	0.9609
Modal	11	0.035	0.0259	0	0	0.9883	0.9869	0	0	0.0782	0.00001382	0.9588	0.9624	0.9609
Modal	12	0.029	0.00001796	0	0	0.9883	0.9869	0	0	0.0001	0.0268	0.9588	0.9624	0.9877

Se observa que la estructura tiene un comportamiento seguro, ya que los dos primeros modos de vibración son traslacionales y el tercero rotacional. Además, de acuerdo a la tabla 21, bastó con 6 modos de vibración para acumular el 90 % de la participación modal de la masa de la estructura.

DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES ESPECIALES

Se diseñará el muro P1 del pórtico 1, entre los ejes C y F como se muestra en la siguiente figura.

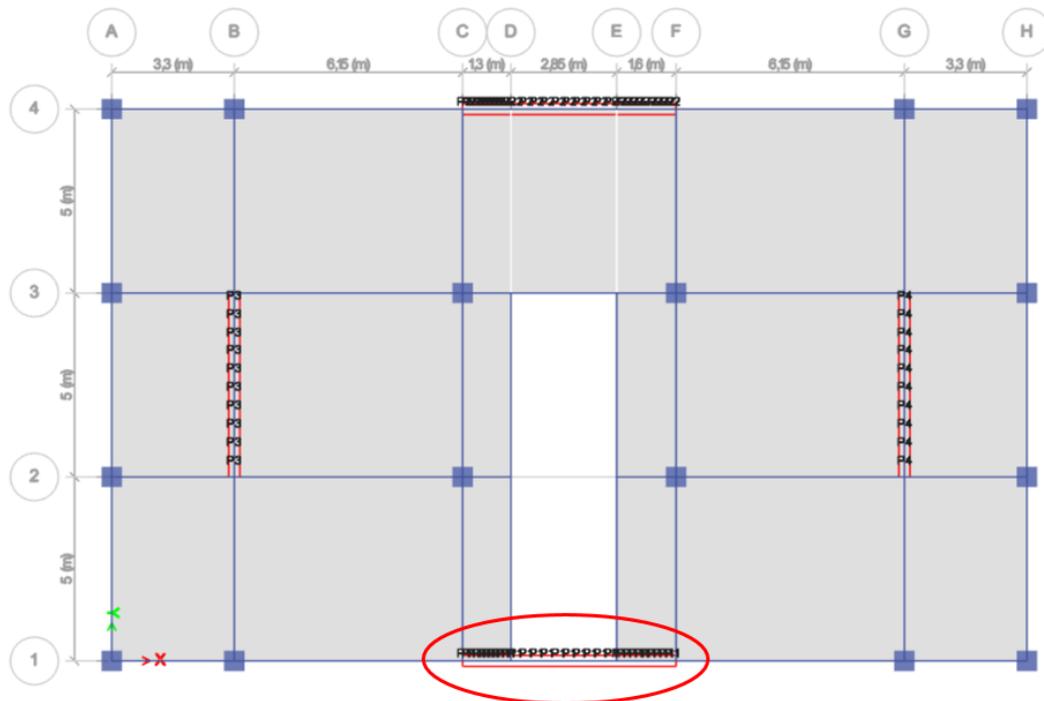


Figura 38. Planta del muro analizado

Las características del muro son las siguientes:

- Resistencia a la compresión del hormigón = 210 kg/cm²
- Esfuerzo de fluencia del acero = 4200 kg/cm²
- Longitud total del muro = $l_w = 5.75$ metros
- Espesor del muro = $t_w = 30$ centímetros
- Dimensión elementos de borde = 40x65 centímetros
- Altura total del muro = $h_w = 19.2$ metros

Para este diseño se utiliza las combinaciones de carga propuestas por la NEC-SE-CG 3.4.3.

A partir del programa de análisis estructural ETABS, se obtiene las fuerzas axiales, cortantes, y momentos que actúan sobre el muro. Para este caso se toman en cuenta los valores para la

combinación de carga crítica Envolvente, la cual está compuesta por los valores más críticos de todas las combinaciones de carga.

Tabla 22. Resultados ETABS - Cargas Actuantes sobre el muro P1

TABLE: Pier Forces						
Story	Pier	Output Case	Location	P kgf	V2 kgf	M3 kgf-m
Story1	P1	Envolvente	Top	-147507.876	125686.206	1056919.11
Story1	P1	Envolvente	Bottom	-159444.836	125686.206	1459114.97
Story1	P1	Envolvente	Top	-265389.982	-9551.7377	-80159.5533
Story1	P1	Envolvente	Bottom	-281305.929	-9551.7377	-110725.114

Diseño de la sección de muro, ACI 318-14

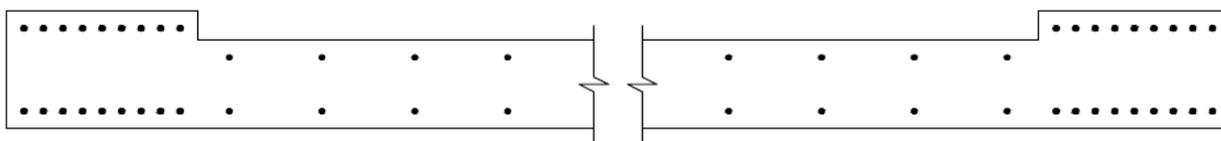


Figura 39. Sección Transversal del Muro P1

Se usará un programa en Excel para revisar las capacidades del muro en consideración.

Tabla 23. Datos generales y propiedades del Muro P1

Datos Generales y propiedades Muro		
Descripción	Unidad	Valor
l_w	[m]	5.75
h_w	[m]	19.20
t_w	[cm]	30.00
b	[cm]	40.00
l_{be}	[cm]	65.00
h Entre Piso	[m]	3.20
Espesor Losa	[cm]	25.00
h_u	[m]	2.95
f_y	[kgf/cm ²]	4200.00
f'_c	[kgf/cm ²]	210.00
Recub. Muro r	[cm]	5.00

Tabla 24. Ingreso de las cargas actuantes sobre el Muro P1

Momento Actuante Base		
Mu	[kgf.m]	1459114.97

Carga Axial Actuante Base		
Nu	[kgf]	281305.93

Cortante Actuante		
Vu	[kgf]	125686.21

CUMPLE

De acuerdo con Wight & MacGregor (2012), los muros estructurales se pueden clasificar por sus dimensiones en 3 grupos:

- Muros cortos (controlados a cortante)

$$\frac{h_w}{l_w} \leq 2$$

- Muros esbeltos (controlados a flexión)

$$\frac{h_w}{l_w} \geq 3$$

- Muros controlados a corte y flexión

$$2 < \frac{h_w}{l_w} < 3$$

Para muros con relación h_w/l_w mayor a 2, se recomienda usar doble parrilla de refuerzo. Ya que, a partir de este punto el muro empieza a trabajar a flexión.

Adicionalmente Wight & MacGregor (2012), mencionan que la ubicación de la sección crítica para verificar la resistencia a flexión-corte del muro no debe exceder la menor de:

- La mitad de la altura total del muro h_w
- La mitad de la longitud total del muro l_w
- La altura de entre piso del edificio

Se define como h_{wCS} a la altura del muro por encima de la sección crítica.

Para este proyecto se obtiene que:

Tabla 25. Clasificación y sección crítica del Muro P1

Clasificación		
h_w/l_w	-	3.34
Tipo Muro	ESBELTO	
Usar doble parrilla de refuerzo		
Sección Crítica	[m]	2.88
h_w_{cs}	[m]	16.33

Las dimensiones del muro P1 lo clasifican como un muro esbelto que requiere de doble parrilla de refuerzo. La sección crítica del muro es de 2.88 metros medidos desde la base del muro.

Acero longitudinal y transversal

El código ACI 318-19 sección 11.6.1, indica las cuantías mínimas de acero trasversal y longitudinal, si:

$$V_u \leq 0.04 \phi \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv}$$

Tabla 26. Refuerzo mínimo para muros si se cumple condición 1

Tipo de muro	Tipo de refuerzo no preesforzado	Tamaño de la barra o alambre	f_y , MPa	Refuerzo longitudinal mínimo ^[1] , ρ_ℓ	Refuerzo trasversal mínimo, ρ_t
Construido en obra	Barras corrugadas	\leq No. 16	≥ 420	0.0012	0.0020
			< 420	0.0015	0.0025
		$>$ No. 16	Cualquiera	0.0015	0.0025
	Refuerzo de alambre electrosoldado	\leq MW200 ó MD200	Cualquiera	0.0012	0.0020
Prefabricado ^[2]	Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	Cualquiera	Cualquiera	0.0010	0.0010

Fuente: ACI 318-19

Cuando no se cumple la condición propuesta por el ACI 318-19 sección 11.6.1, se debe verificar los siguientes límites:

- La cuantía longitudinal debe ser al menos el mayor valor entre 0.0025 y el valor calculado mediante la ecuación:

$$\rho_\ell \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_t - 0.0025)$$

- La cuantía trasversal debe ser al menos 0.0025

En base a las condiciones propuestas por el ACI, se propone el acero trasversal y longitudinal del muro estructural.

Tabla 27. Acero longitudinal en muro P1

Acero Vertical		
Tipo	-	Doble Parrilla
Diámetro varilla	[mm]	16
Cantidad de varillas	[Unidades]	28
As,l	[cm ²]	56.30
Espacio entre varillas	[cm]	29.43
CUMPLE		

Tabla 28. Cuantías de acero longitudinal en muro P1

Cuantías	
β_{l_min}	0.0023
β_l	0.0046
CUMPLE	

Tabla 29. Acero transversal en muro P1

Acero Horizontal		
Tipo	-	Doble Parrilla
Diámetro varilla	[mm]	14
Cantidad de varillas	[Unidades]	110
As,t	[cm ²]	169.33
Espacio entre varillas	[cm]	33.94
CUMPLE		

Tabla 30. Cuantías de acero trasversal en muro P1

Cuantías	
β_{t_min}	0.0025
β_t	0.0030
CUMPLE	

Elementos de borde

El código ACI 318-19 sección 18.10.6.2, menciona que para aquellos muros con $h_{wcs}/lw \geq 2$ que son efectivamente continuos desde la base de la estructura hasta la parte superior de todo

el muro, las zonas de compresión deben ser reforzadas con elementos especiales de borde cuando:

$$\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{l_w}{600c}$$

Donde:

c corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento

δ_u es el desplazamiento de diseño

En caso de requerir elementos de borde, entonces (i) debe cumplirse y también debe cumplirse ya sea con (ii) ó (iii).

(i) El refuerzo transversal de elementos de borde debe extenderse verticalmente por encima y por debajo de la sección crítica al menos el mayor de l_w y $Mu/4Vu$.

(ii) $b \geq \sqrt{0.025cl_w}$

Donde:

b es el ancho del elemento de borde

(iii) $\frac{\delta_c}{h_{wcs}} \geq 1.5 \frac{\delta_u}{h_{wcs}}$

Donde:

$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} = \frac{1}{100} \left[4 - \frac{1}{50} \left(\frac{l_w}{b} \right) \left(\frac{c}{b} \right) - \frac{V_u}{0.68\sqrt{f'_c} A_{cv}} \right]$$

En caso de requerir elementos de borde, la norma ACI 318-19 sección 18.10.6.4, presenta las condiciones para los límites dimensionales de elementos de borde.

- El ancho de la zona de compresión por flexión, b , debe ser al menos $hu/16$. Siendo hu la longitud sin soporte lateral del muro.
- Para muros con $h_w/l_w \geq 2$ que son efectivamente continuos desde la base de la estructura hasta la parte superior de todo el muro, y con $c/l_w \geq 0.375$, el ancho de la

zona de compresión por flexión b dentro de la distancia horizontal debe ser al menos 30 centímetros.

Al realizar las comprobaciones para el muro P1, se obtiene:

Tabla 31. Desplazamiento de diseño del Muro P1

Desplazamiento de Diseño		
δ_u	[m]	0.40
OK SE REQUIERE ELEMENTOS DE BORDE		

Tabla 32. Condiciones a cumplir en elementos de borde del Muro P1

Condiciones a cumplir		
δ_c	[m]	0.52
CUMPLE		
<i>*(ii) o (iii) se debe cumplir</i>		
(ii)		CUMPLE
(iii)		NO CUMPLE

Tabla 33. Chequeo del ancho mínimo de zona de compresión por flexión b

Condición Art. 18.10.6.4
Está correcto el valor de b
Está correcto el valor de b

De acuerdo a las solicitaciones, el muro P1 sí requiere de elementos de borde. Las condiciones se logran cumplir con elementos de borde de 65 centímetros de largo por 40 centímetros de ancho.

Diseño a flexión

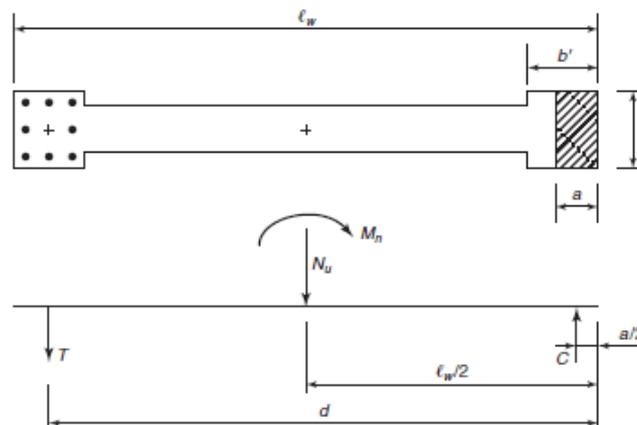


Figura 40. Modelo de resistencia a flexión para muro con elementos de borde
Fuente: Wight & MacGregor (2012)

De acuerdo con Wight & MacGregor (2012), la fuerza de tensión (T), la fuerza de compresión (C), y el ancho del bloque de compresión (a) para elementos de borde se expresa mediante:

$$T = A_s f_y$$

$$C = 0.85 f'_c b a$$

$$a = \frac{T + N_u}{0.85 f'_c b}$$

Donde:

A_s es el área de acero longitudinal del elemento de borde

f_y es el esfuerzo de fluencia del acero longitudinal del elemento de borde

b es el ancho del elemento de borde

Además, Wight & MacGregor (2012) proponen la siguiente expresión para determinar la capacidad a flexión del elemento de borde:

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) + N_u \left(\frac{l_w - a}{2} \right)$$

Donde:

d es el peralte efectivo en tensión, y se calcula en función de la longitud total del muro y la longitud del elemento de borde.

$$d = l_w - \frac{b'}{2} = l_w - \frac{l_{be}}{2}$$

El código ACI 318-19 sección 21.2.2, muestra los factores de reducción de resistencia, ϕ , para momento, fuerza axial, o combinación de momento y fuerza axial. De acuerdo a la deformación unitaria neta a tracción, ε_t , se puede tomar el factor de reducción para el momento nominal del elemento de borde.

Tabla 34. Factor de reducción de resistencia ϕ

Deformación unitaria neta a tracción, ε_t	Clasificación	ϕ			
		Tipo de refuerzo transversal			
		Espirales que cumplen con 25.7.3		Otro	
$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0.75	(a)	0.65	(b)
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < \varepsilon_{ty} + 0.003$	Transición ⁽¹⁾	$0.75 + 0.15 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.003)}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.003)}$	(d)
$\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0.003$	Controlada por tracción	0.90	(e)	0.90	(f)

Fuente: ACI 318-19

Al analizar el muro P1 del pórtico 1, entre los ejes C y F, se obtiene los siguientes resultados:

Tabla 35. Factor de reducción para momento nominal del muro P1

Factor de Reducción		
T	[kgf]	192378.57
d	[m]	5.43
a	[m]	0.66
β_1	-	0.85
c	[m]	0.78
El muro está controlado a tensión		
ϕ	-	0.9

Tabla 36. Capacidad a flexión del muro P1

Capacidad a Momento		
M_n	[kgf.m]	1695281.52
ϕM_n	[kgf.m]	1525753.37
$M_u < \phi M_n$	CUMPLE	

Se observa que el muro de 30 centímetros de espesor con elementos de borde de 40 centímetros de ancho y 65 centímetros de largo, con dieciocho varillas de 18 milímetros ($r = 1.76\%$) soporta con seguridad las cargas aplicadas.

Diseño a corte

El código ACI 318-19 sección 18.10.3.1, indica que la fuerza cortante de diseño V_e se debe calcular por medio de:

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u$$

Donde:

V_u es la fuerza cortante obtenida del análisis para fuerza lateral utilizando las combinaciones de mayoración de cargas.

Ω_v es el factor de resistencia en la sección crítica, y debe cumplir con la siguiente tabla:

Tabla 37. Factor de resistencia en la sección crítica

Condición	Ω_v	
$h_{wcs}/\ell_w > 1.5$	El mayor entre	M_{pr}/M_u ^[1]
		1.5 ^[2]
$h_{wcs}/\ell_w \leq 1.5$	1.0	

Fuente: ACI 318-19

Para muros con $h_{wcs}/\ell_w < 2$, ω_v debe tomarse como 1. En los otros casos debe calcularse mediante:

$$\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \quad n_s \leq 6$$

$$\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.8 \quad n_s > 6$$

n_s es el número de pisos por encima de la sección crítica, y no debe tomarse menor que la cantidad $0.007h_{wcs}$.

De acuerdo al ACI 318-19 sección 18.10.4, la resistencia a cortante de un muro especial se define como:

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv}$$

Donde:

A_{cv} es el área bruta de la sección resistente al cortante. Es decir, se refiere al área bruta de la sección transversal del muro.

α_c es el coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del concreto a la resistencia nominal a cortante del muro. Los valores a tomar se consideran de acuerdo a la altura total y longitud total de muro:

- 0.25 para $h_w/l_w \leq 1.5$
- 0.17 para $h_w/l_w \geq 2.0$
- Se permite interpolar linealmente el valor de α_c entre 0.25 y 0.17 para:

$$1.5 < h_w/l_w < 2.0$$

λ es 1 para hormigón de peso normal.

ρ_t es la cuantía de acero transversal del muro.

$f'c$ es la resistencia a compresión de hormigón.

f_{yt} es el esfuerzo de fluencia del acero transversal del muro.

Al realizar el chequeo de cortante para el muro P1, se obtiene:

Tabla 38. Fuerza cortante de diseño del muro P1

Fuerza Cortante de Diseño		
hw_cs/lw	-	2.84
Ωv	-	1.50
ns	[Unidades]	5.00
ωv	-	1.40
Ve	[kgf]	263941.03

Tabla 39. Capacidad a cortante del muro P1

Capacidad a Cortante del Muro		
φ	-	0.75
α_c	-	0.17
Vn	[kgf]	353424.51
φVn	[kgf]	265068.38
$Vu < \varphi Vn$	CUMPLE	

Se observa que el muro P1 de 30 centímetros de espesor, con ciento diez varillas de 14 milímetros colocadas de forma transversal a lo largo de toda la altura del muro, soporta con seguridad el cortante aplicado.

Diseño de estribos en elementos de borde

El código ACI 318-19 sección 18.10.6.4 y sección 18.10.6.5, indica la cantidad y espaciamiento vertical máximo del refuerzo transversal en elementos de borde del muro:

Tabla 40. Refuerzo transversal para elementos especiales de borde

Refuerzo transversal	Expresiones aplicables		
$A_{sh}/(sb_c)$ para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	Mayor de	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(b)
ρ_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	Mayor de	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(c)
		$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(d)

Fuente: ACI 918-19

Tabla 41. Espaciamiento vertical máximo del refuerzo transversal en el borde del muro

Grado de resistencia de las barras de refuerzo principal a flexión (MPa)	Refuerzo transversal requerido	Espaciamiento vertical del refuerzo transversal ^[1]	
420	Dentro del mayor de ℓ_w y $M_u/4V_u$ por encima y por debajo de las secciones críticas ^[2]	Menor de	$6d_b$
			150 mm
	Otras localizaciones	Menor de	$8d_b$
			200 mm
550	Dentro del mayor de ℓ_w y $M_u/4V_u$ por encima y por debajo de las secciones críticas ^[2]	Menor de	$5d_b$
			150 mm
	Otras localizaciones	Menor de	$6d_b$
			150 mm
690	Dentro del mayor de ℓ_w y $M_u/4V_u$ por encima y por debajo de las secciones críticas ^[2]	Menor de	$4d_b$
			150 mm
	Otras localizaciones	Menor de	$6d_b$
			150 mm

Fuente: ACI 318-19

Tomando en cuenta estas consideraciones, se obtiene para los elementos de borde del muro P1:

Tabla 42. Estribos de elemento de borde del muro P1

Estribos de elementos de borde			
bc	[mm]	300.00	CUMPLE
l1	[mm]	600.00	
L con S min	[m]	5.75	CUMPLE
Diámetro varilla	[mm]	10.00	
Cantidad de varillas	Ramas	3.00	
Ash	[cm ²]	2.36	
Ag	[mm ²]	260000.00	
Ach	[mm ²]	180000.00	
Ash/(sbc)	-	0.01	
Ash_min	[cm ²]	1.20	

Tabla 43. Espaciamiento de estribos en elemento de borde del muro P1

Espaciamiento Estribos		
S max entre estribos en el elemento de borde especial	[mm]	60.00
S max entre estribos en el elemento de borde especial en otras locaciones	[mm]	80.00

Se observa que el elemento de borde de 40 centímetros de ancho y 65 centímetros de largo, con tres ramos de estribos de 10 milímetros cumple con seguridad los requerimientos del ACI 318-19.

3R Ø10 @6 cm en secciones critica

3R Ø10 @8 cm en otras locaciones

DISEÑO DE VIGA EN HORMIGÓN ARMADO



Figura 41. Elevación de la viga analizada

Diseño a flexión

El procedimiento para el diseño a flexión en vigas de hormigón armado se desarrolló como una viga simplemente armada, donde el acero a compresión no se considera por simplicidad.

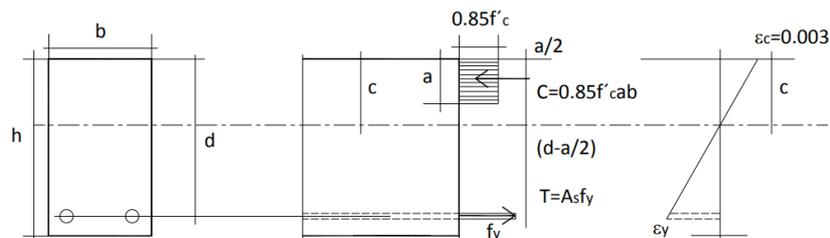


Figura 42. Esfuerzos y deformaciones en vigas
Fuente: InfoBasicIngCivil

La fuerza de tensión del acero y compresión del hormigón se equilibran.

$$C = T$$

$$0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b = As \cdot fy$$

Del equilibrio entre fuerzas y un desarrollo algebraico se obtiene la altura del bloque de Whitney:

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

La norma NEC-15/ACI 318-19 especifica que la resistencia a flexión de la viga debe ser mayor al momento solicitante del análisis estructural.

$$\Phi Mn > Mu$$

$$\Phi Mn = \Phi \cdot As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \text{ *Capacidad de resistencia de viga}$$

A partir de la ecuación de “capacidad de resistencia de viga” podemos obtener la cantidad de acero necesaria para un momento solicitante.

$$As = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu}{\Phi \cdot k \cdot d \cdot fy}} \right)$$

$$k = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d}{fy}$$

Las fórmulas presentadas anteriormente permiten obtener el acero longitudinal necesario para las solicitaciones a flexión de una viga. Mediante un programa de análisis estructural, en este caso ETABS, se obtienen las fuerzas de momento solicitantes que soportara la viga ante las cargas impuestas y sísmicas en la edificación.

Comprobación de vigas a flexión

Se realizó una memoria de cálculo en Excel, donde se automatizo parámetros, limites o condiciones, de manera que ingresando los valores dimensionales y resistencia de los materiales de concreto y acero; la memoria de cálculo nos arroje los resultados o parámetros necesarios a cumplir para obtener un elemento de viga seguro y funcional ante un evento sísmico junto a las cargas impuestas en la edificación.

El diseño de los elementos parte de las solicitaciones que las cargas producen en los elementos del edificio. Dichas solicitaciones vienen del mayor efecto de cargas combinadas sobre la estructura. La NEC-SE-CG 3.4.3, muestra las combinaciones de carga para el análisis estructural.

Del programa de análisis estructural se obtiene las fuerzas solicitantes que actúan sobre la viga. Dichas solicitaciones se obtienen a partir de la Envolvente, la cual toma los valores más críticos de todas las combinaciones de carga.

Tabla 44. Resultados ETABS – Cargas Actuantes sobre la viga B26

Table: Beam Forces							
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Step Type	Station	V2 kgf	M3 kgf
Story1	B26	380	Envolvente	Min	27,5	-6471,51	-695306,38
Story1	B26	380	Envolvente	Max	27,5	-3144,95	-236361,61
Story1	B26	380	Envolvente	Max	321,25	586,14	450211,49
Story1	B26	380	Envolvente	Min	321,25	-6,73	251800,43
Story1	B26	380	Envolvente	Min	615	3307,77	-741359,36
Story1	B26	380	Envolvente	Max	615	5865,87	-352713,35

Tabla 45. Material que compone la viga B26

Propiedades del material	
Descripción	Valor
$f'c$ [kgf/cm ²]	210
f_y [kgf/cm ²]	4200
E_s [kgf/cm ²]	2000000

Tabla 46. Datos generales y propiedades de la viga B26

Datos generales de Viga	
h [cm]	40
b [cm]	30
r [cm]	4
d [cm]	36
d' [cm]	4
A_g [cm ²]	1200
Luz Anali [cm]	615
$c_1(h)$ [cm]	55
$c_2(b)$ [cm]	55
L_n [cm]	587,5

Con los límites dimensionales del ACI 318-19 sección 9.3.1.1 y sección 18.6.2, se verifica la altura mínima, base y luz libre de la viga analizada. Así como también los requisitos geométricos de relación entre base y altura.

Tabla 47. Límites de diseño a cumplir

Límites de diseño Art. 18.6.2.1		
l_n (Luz libre) $\geq 4d$	Cumple	[cm]
$b \geq$ al menor entre (0,3h) o (250mm)	Cumple	[cm]
$b_w \leq$ al menor entre (c2) y (0,75c1)	Cumple	[cm]

Tabla 48. Límites y requisitos dimensionales

Requisitos Geométricos		
b	\geq	25 cm
Cumple		
h/b	\leq	3
Cumple		
l_n/b	\leq	30
Cumple		
l_n/d	\geq	4
Cumple		
b	\leq	c
Cumple		

Acero longitudinal

- Acero mínimo longitudinal

El código ACI 318-19 sección 9.6.1.2, establece que el acero mínimo será el mayor valor de las dos siguientes formulas:

$$\frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d \qquad \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d$$

Tabla 49. Cuantía mínima de acero longitudinal en viga B26

	p_{min}	A_s, mínimo	
a)	0,0028	3,60	[cm ²]
b)	0,0033		

- Acero máximo longitudinal

El código ACI 318-19 sección 18.6.3.1, establece que el acero máximo por concepto sísmico tendrá una cuantía de acero del 0.025

$$A_{s_{max}} = 0.025 \cdot b \cdot d$$

Tabla 50. Acero máximo longitudinal en viga B26

As, máximo	
27,00	[cm2]

- Acero requerido para momentos actuantes

El acero requerido se calcula para los momentos que se generan en la mitad de la luz y sus extremos de la viga. De manera que, se obtendrá tres valores de acero de los cuales dos pertenecen a los momentos negativo producidos en los extremos y uno para el momento positivo en el centro de la luz.

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\Phi \cdot k \cdot d \cdot f_y}} \right)$$

Tabla 51. Acero requerido y cumplimiento de límite máximo y mínimo de viga B26

Descripción	As, requerido		
	Mu(+) Centro	6,83	[cm2]
Mu(-) Izquierda	9,82	[cm2]	As, cumple min y max
Mu(-) Derecha	11,823	[cm2]	As, cumple min y max

- Propuesta de acero con varillas comerciales.

Para los momentos actuantes negativos de la viga se optó por cuatro varillas de diámetro 10 milímetros, mismos que cumplen con los límites de acero mínimo y máximo establecidos anteriormente. Además, se realiza la comprobación de que el momento actuante es menor al momento de capacidad de la viga diseñada.

Tabla 52. Diseño de acero longitudinal a momento negativo de viga B26

Capa Superior M(-) Izquierda de la viga					
Diam. Nom	Ø [mm]	Área [cm ²]	# Bar	Área [cm ²]	Asbar > Asrequerido
20	20	3,14	4	12,57	Cumple
16	16	2,01	0	0,00	Asmin < As bar
				12,57	Cumple

ρ NO EXCEDE 0,025 para refuerzo Grado 420 (Art. 18.6.3.1)

a	9,86	[cm]
ØMn_Diseño	1475947,92	[kgf-cm]

Mu(-) < ØMn_Diseño Cumple

Tabla 53. Diseño de acero longitudinal a momento positivo de viga B26

Capa Inferior M(+) Centro de la viga					
Diam. Nominal	Ø [mm]	Área [cm ²]	# Bar	Área [cm ²]	Asbar > Asrequerido
16	16	2,01	4	8,04	Cumple
14	14	1,54	0	0,00	Asmin < As bar
				8,04	Cumple

ρ NO EXCEDE 0,025 para refuerzo Grado 420 (Art. 18.6.3.1)

a	6,31	[cm]
ØMn_Diseño	998539,57	[kgf-cm]

Mu(+) < ØMn_Diseño Cumple

Diseño a cortante por cortante factorado Vu

El diseño a cortante está desarrollado acorde al ACI 318-19 capítulo 9. La resistencia a corte de la viga dependerá del aporte de hormigón y refuerzo trasversal.

$$\Phi (Vc + Vs) \geq Vu$$

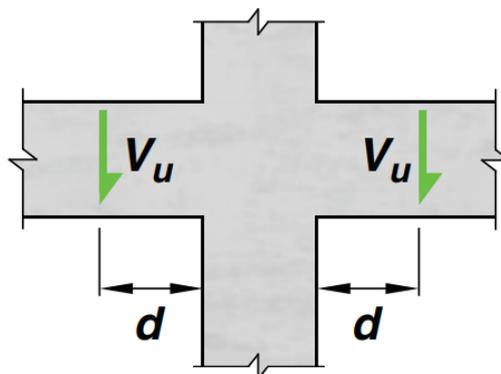


Figura 43. Ubicación del cortante Vu en vigas

Fuente: ACI 318-19

Para el diseño se determina un cortante de diseño V_u , mismo que se establece a una distancia $2d$ desde la unión columna – viga. Se debe tener en cuenta que el valor de cortante se toma en el tramo con mayor esfuerzo.

Los valores cortantes en el extremo y cortante de diseño se muestra a continuación:

Tabla 54. Cortante de diseño en viga B26

Cortante Actuante SAP2000/ETABS		
Descripción	Valor	Unidades
Vu(+) max	5865,87	[kgf]

Cortante Vu de diseño a una distancia d		
Vu [kN]		
5652,25		-5652,25

Calculo de resistencia del hormigón

El cálculo de resistencia que aporta solo el hormigón está desarrollado acorde al ACI 318-19 sección 9.6.3.1, donde se establece que la resistencia cortante de hormigón es la mitad del aporte cortante de hormigón.

$$\Phi V_c = \Phi 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$\frac{1}{2} \Phi V_c$$

Tabla 55. Resistencia a cortante del concreto en viga B26

RESISTENCIA A CORTANTE DE CONCRETO Art. 9.6.3.1	
ΦV_c	
6221,15	[kgf]
El concreto resiste el cortante Vu, colocar As minimo	

RESISTENCIA A CORTANTE DE CONCRETO	
$1/2 \Phi V_c$	
3110,57	[kgf]
Se necesita estribos	

Con respecto a la resistencia obtenida del concreto se puede ver que soporta el cortante de diseño. Sin embargo, la norma establece que se debe colocar refuerzo mínimo de acero para

garantizar un comportamiento seguro y óptimo. A demás, se observa que una zona no necesita refuerzo transversal.

Calculo de acero transversal

El código ACI 318-19 exige que se debe usar como mínimo barras corrugadas de 10 milímetros.

Con un espaciado mínimo según el ACI 318-19 sección 11.4.5.1.

El aporte del acero se lo calculó acorde al ACI 318-19 sección 22.5.8.1.

Así como también se verifica el acero mínimo para refuerzo trasversal ACI 318-19 sección 9.6.3.4.

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S}$$

Tabla 56. Separación mínima de estribos en viga B26

SEPARACIÓN MINIMA DE ESTRIBOS Art. 11.4.5.1					
Smin					
Smin		18,0		[cm]	
Av,min requerido Art 9.6.3.4					
a)	0,45	[cm2]	Av		[cm2]
b)	0,45	[cm2]	0,45		
Diámetro de Ab, min					
5,35		mm			
Propuesta de varilla de acero, Ab					
Diam. Nom	∅ [mm]	Área [cm2]	# Áreas a corte	Área Total, Av [cm2]	Av > Av,min
10	10	0,79	2	1,57	Cumple
RESISTENCIA A CORTANTE DE ACERO					
Vs					
13194,69				[kgf]	

FLEXIÓN, CARGAS AXIALES Y COMBINACIÓN DE AMBAS

Elementos en Flexo – Compresión

Se diseñará la columna C5 del pórtico 1, sobre el eje B como se muestra en la figura.

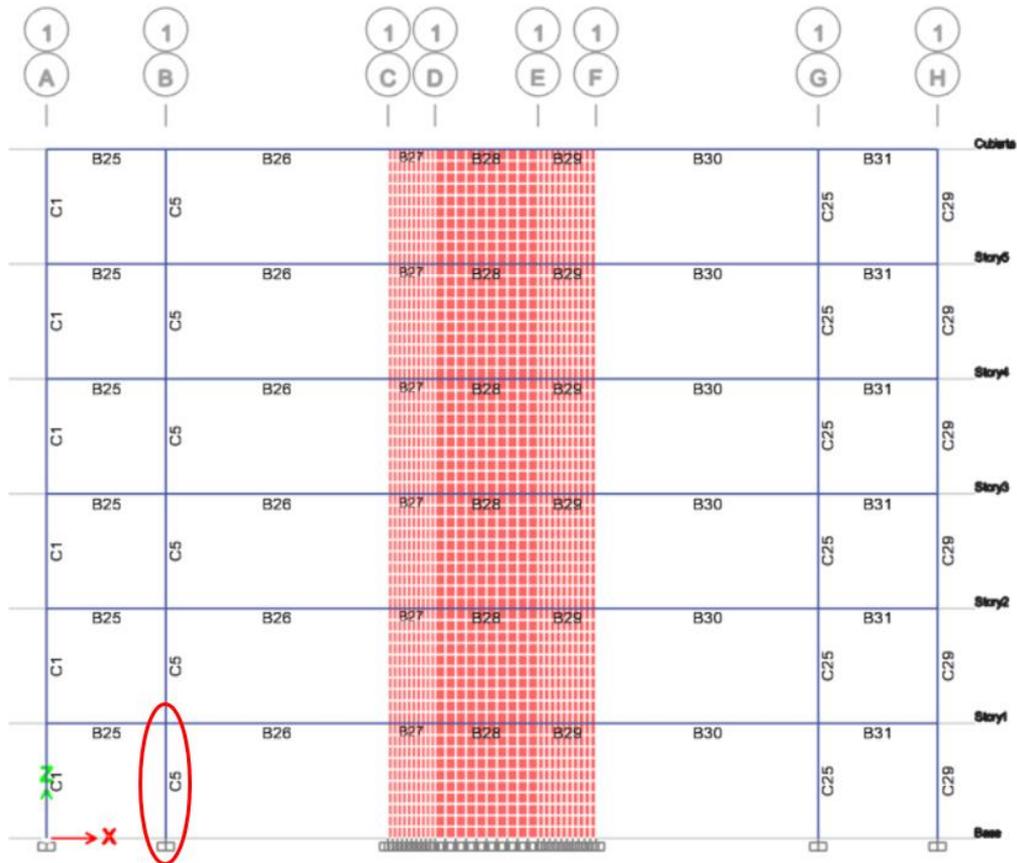


Figura 44. Elevación de la columna analizada

Las características de la columna son las siguientes:

- Resistencia a la compresión del hormigón = 210 kg/cm²
- Dimensiones = 55x55 centímetros
- Esfuerzo de fluencia del acero = 4200 kg/cm²
- Longitud Libre = 2.8 metros

Para este diseño se utiliza las combinaciones de carga propuestas por la NEC-SE-CG 3.4.3.

A partir del programa de análisis estructural ETABS, se obtiene las fuerzas axiales y momentos que actúan sobre la columna. Para este caso se toman en cuenta los valores para la combinación

de carga crítica Envolvente, la cual está compuesta por los valores más críticos de todas las combinaciones de carga.

Tabla 57. Resultados ETABS - Cargas Actuantes sobre la columna C5

TABLE: Element Forces - Columns									
Story	Column	Output Case	Step Type	Station m	P kgf	V2 kgf	V3 kgf	M2 kgf-m	M3 kgf-m
Story1	C5	Envolvente	Max	0	-56824.6267	368.604	1515.8983	1784.2686	5172.3403
Story1	C5	Envolvente	Max	1.4	-55908.811	368.604	1515.8983	-85.8001	4910.9748
Story1	C5	Envolvente	Max	2.8	-54992.9954	368.604	1515.8983	-1418.6255	5318.4646
Story1	C5	Envolvente	Min	0	-120687.704	-1899.1074	-676.8964	-4312.7043	-1982.5801
Story1	C5	Envolvente	Min	1.4	-119466.616	-1899.1074	-676.8964	-3558.9127	258.7978
Story1	C5	Envolvente	Min	2.8	-118245.529	-1899.1074	-676.8964	-3342.3645	1831.3203

Diseño de la sección de columna, ACI 318-14

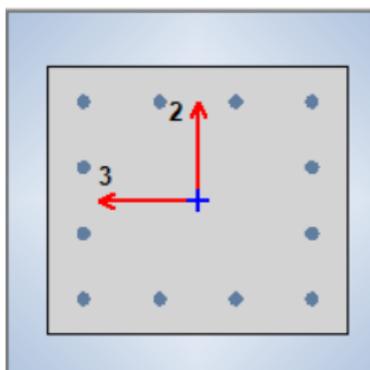


Figura 45. Sección Transversal de la columna C5

Se usará un programa en Excel para revisar las capacidades de la columna en consideración.

Tabla 58. Datos generales y Propiedades de la columna C5

Datos Generales y propiedades Columna		
h_y	[cm]	55.00
b_x	[cm]	55.00
Recubrimiento	[cm]	4.00
Clasificación	-	Interna
Posición	-	Exterior
Longitud Libre	[cm]	280.00
f'_c	[kgf/cm ²]	210.00
f_y	[kgf/cm ²]	4200.00
$\varphi_{tensión}$	-	0.90
$\varphi_{compresión}$	-	0.65
$\varphi_{corte Art. 21.2.1}$	-	0.75
E_s	[kgf/cm ²]	2000000.00
ϵ_u	-	0.003
γ	-	0.85

Tabla 59. Ingreso de cargas actuantes sobre la columna C5

Momento Actuante en X		
Mu	[kgf.m]	5318.46

Momento Actuante en Y		
Mu	[kgf.m]	4312.70

Carga Axial Actuante		
Pu	[kgf]	120687.70

Cortante Actuante		
Vu	[kgf]	1899.11

Tabla 60. Cálculos Previos al diagrama de interacción

Cálculos Previos		
Ag	[cm ²]	3025.00
β1	-	0.85
dx	[cm]	51.00
d'	[cm]	4.00
Po	[kgf]	668214.88
0.8φPo	[kgf]	347471.74
bc1	[cm]	47.00
bc2	[cm]	47.00
Ach	[cm ²]	2209.00
dy	[cm]	51.00

Tabla 61. Acero longitudinal propuesto

Acero Longitudinal Art. 25.5.5.1 - 18.7.4.3			
Diámetro varilla	[mm]	18.00	
# ramas en x	[Unidades]	4.00	
# ramas en y	[Unidades]	4.00	
Cantidad de varillas	[Unidades]	12.00	
Ast	[cm ²]	30.54	CUMPLE
Espacio entre varillas en x	[cm]	11.93	CUMPLE
Espacio entre varillas en y	[cm]	11.93	CUMPLE
Lsc	[cm]	53.68	CUMPLE

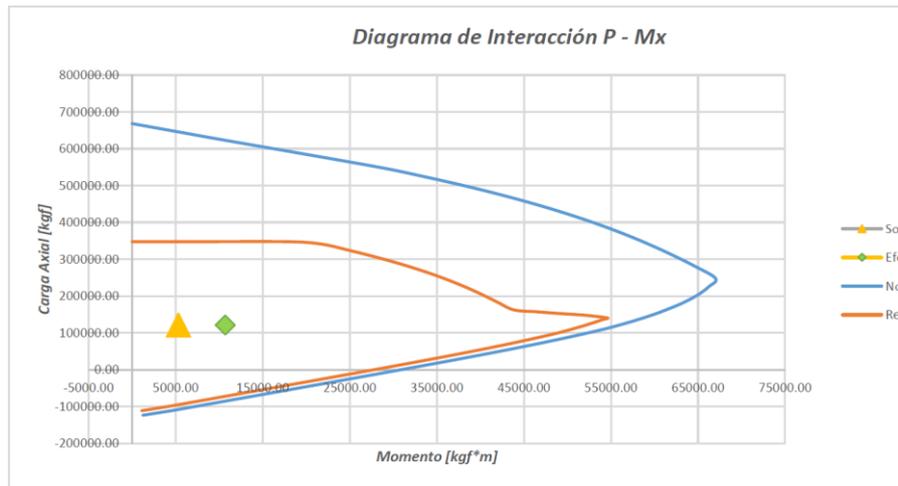


Figura 46. Diagrama de Interacción P - Mx

Se calcula la eficiencia de la columna para las cargas aplicadas:

$$eff = \frac{5318.46 \text{ kgf} * m}{51947.5 \text{ kgf} * m} = 0.1023 \approx 10.24 \%$$

La cuantía de refuerzo debe cumplir el siguiente requisito, como lo indica la NEC-SE-HM 4.3.3.

$$0.01 \leq \frac{A_s}{b * h} \leq 0.03$$

$$\frac{30.54 \text{ cm}^2}{(55 * 55) \text{ cm}^2} = 0.01 \quad (\text{Cumple})$$

El diagrama de interacción permite comprobar si las cargas aplicadas serán soportadas de manera adecuada. Se observa que la columna cuadrada de 55 centímetros de lado, con doce varillas de 18 milímetros ($r = 1.01 \%$) resiste con seguridad las cargas aplicadas, ya que presenta una eficiencia de 0.1023.

Diseño de columna considerando Efectos de Esbeltez

Para este caso se considera el método de amplificación de momentos, que es un método aproximado basado en el análisis estructural de primer orden. Este método permite analizar columnas arriostradas y no arriostradas contra el desplazamiento lateral.

El código ACI 318-19 sección 6.2.5, permite despreciar los efectos de esbeltez siempre que se cumpla:

$$\frac{k*Lu}{r} \leq 22 \text{ (Columnas no arriostradas)}$$

$$\frac{k*Lu}{r} \leq 34 + 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \text{ (Columnas arriostradas)}$$

Donde:

k = Factor de longitud efectiva. $k < 1$ para pórticos arriostrados y $k > 1$ para pórticos no arriostrados.

Lu = Longitud libre de pandeo.

r = Radio de giro. Para columnas cuadradas o rectangulares $r = 0.3*h$.

En caso de no cumplir estas condiciones, se debe amplificar los momentos y verificar que la columna soporte las cargas de manera adecuada.

El ACI 318-19 sección 6.6.4.6, describe el método de magnificación de momentos para estructuras con desplazamientos lateral. Donde, los momentos M_1 y M_2 en los extremos de una columna individual deben calcularse con:

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$$

El factor de magnificación de momentos δ_s debe ser calculado con (a), (b) o (c). Si el δ_s calculado excede 1.5, solo se permite usar (b) o (c).

$$\delta_s = \frac{1}{1 - Q} \geq 1$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}} \geq 1$$

Análisis elásticos de segundo orden (c)

Donde:

Q = Índice de estabilidad para un piso.

ΣP_u = Sumatoria para todas las cargas verticales mayoradas en un piso

ΣP_c = Sumatoria de todas las columnas que resisten el desplazamiento lateral de un piso.

El ACI 318-19 sección 6.6.4.4, presentas las ecuaciones a considerar para las propiedades de estabilidad del elemento. Donde, el índice de estabilidad para un piso se lo determina mediante:

$$Q = \frac{\Sigma P_u * \Delta_o}{V_{us} * L_c}$$

Donde:

V_{us} = Cortante horizontal mayorado de piso.

L_c = Longitud del miembro en compresión en un pórtico, medida centro a centro de los nudos del pórtico.

Δ_o = Desplazamiento lateral relativo (deriva) de primer orden entre la parte superior e inferior del piso debido a V_{us} .

La carga critica de pandeo P_c , debe calcularse con:

$$P_c = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(kL_u)^2}$$

Donde:

$(EI)_{eff}$ = Rigidez relativa a flexión del miembro.

De acuerdo al ACI 318-19 sección 6.6.4.4.4, la rigidez relativa a flexión del miembro debe calcularse con:

$$(EI)_{eff} = \frac{0.4 * E_c * I_g}{1 + \beta_{dns}}$$

Donde:

I_g = Momento de inercia de la sección bruta de la columna

$\beta_{dns} = 0.6$ (ACI 318-19, 6.6.4.4.4)

E_c = Modulo de elasticidad del hormigón.

El módulo de elasticidad del hormigón se calcula con la siguiente expresión en kg/cm²:

$$E_c = 14100 * \sqrt{f'c}$$

Se analiza la columna C5 del pórtico 1 sobre el eje B que forma parte de un pórtico no arriostrado.

Tabla 62. *Calculo de condición para efecto de esbeltez.*

Efectos de Esbeltez en X		
r en x	[cm]	16.50
I_{g_viga} en x	[cm ⁴]	80000.00
$I_{g_columna}$ en x	[cm ⁴]	610041.67
k_viga en x	[cm ³]	130.08
$k_columna$ en x	[cm ³]	2178.72
Ψ_A	-	1.00
Ψ_B en x	-	16.75
k_x	-	2.00
CONSIDERAR EFECTOS DE ESBELTEZ EN X		

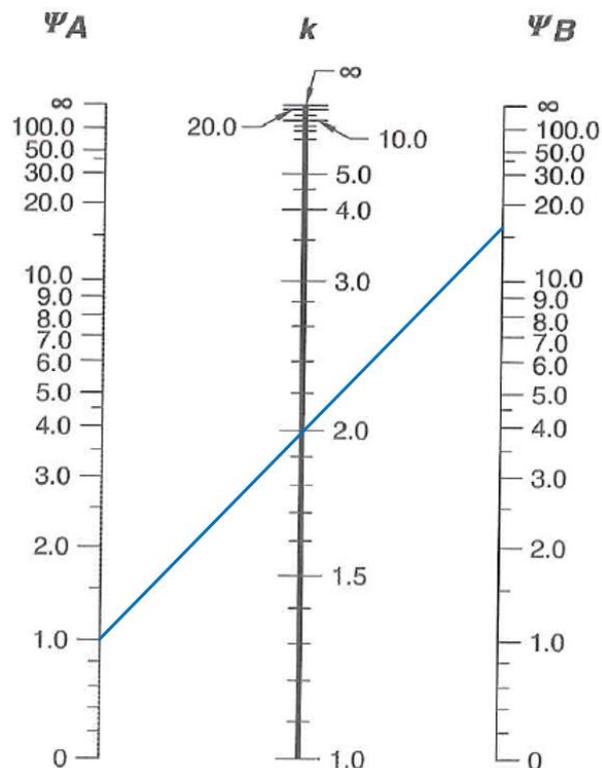


Figura 47. *Nomograma para pórticos no arriostrados*
Fuente: ACI 318-19

Como el programa menciona que se deben considerar los efectos de esbeltez, se procede a calcular la carga crítica de pandeo y se magnifican los momentos actuantes.

Tabla 63. Magnificación de momentos actuantes

Cálculo de Carga Crítica de Pandeo en X		
EI_{eff}	[kgf.cm ²]	31162211269.45
P_{cr}	[kgf]	980735.64
δ_s	-	1.01
M_{s1}	[kgf.m]	5317.50
$M1$	[kgf.m]	10691.06

De acuerdo a la figura 46, el momento M1 está dentro del diagrama de interacción de la columna. Lo cual indica que el diseño de la columna soporta con seguridad las solicitaciones de magnificación de momentos.

Refuerzo transversal por confinamiento

De acuerdo al ACI 318-19 sección 18.7.5.1, la longitud de la zona de confinamiento L_o no debe ser menor que:

- Una sexta parte de la longitud libre del elemento.
- La máxima dimensión de su sección transversal.
- 450 milímetros.

De acuerdo al ACI 318-19 sección 18.7.5.3, la separación del refuerzo trasversal no debe exceder la menor de:

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.
- Síes veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor.
- $S_o = 100 + \left(\frac{350-h_x}{3}\right)$

Donde:

S_o = Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de la longitud L_o ;

S_o no debe exceder 150 milímetros y no es necesario tomarlo menor a 100 milímetros.

hx = Espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos.

El ACI 318-19 sección 18.7.5.4, presenta las cuantías mínimas para confinamiento para estribos rectilíneos.

Tabla 64. Refuerzo transversal para columnas en pórticos resistentes a momento.

Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables	
$A_{sh}/(sb_c)$ para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa	Mayor de (a) y (b)	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa	Mayor de (a), (b) y (c)	$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b) $0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)
ρ_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa	Mayor de (d) y (e)	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa	Mayor de (d), (e) y (f)	$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e) $0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

Fuente: ACI 318-19

Para la columna C5 del pórtico 1 sobre el eje B, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 65. Refuerzo transversal por confinamiento

Acero Refuerzo Transversal por Confinamiento			
Diámetro varilla	[mm]	10.00	
Cantidad en x	Ramas	4.00	
Ash,1	[cm ²]	3.14	CUMPLE
Cantidad en y	Ramas	4.00	
Ash,2	[cm ²]	3.14	CUMPLE
Lo	[cm]	55.00	Art. 18.7.5.1
So_max Zona Conf	[cm]	10.00	Art. 18.7.5.3
So_max Zona No Conf	[cm]	10.00	Art. 18.7.5.3

Tabla 66. Refuerzo transversal mínimo por confinamiento

Refuerzo Transversal mínimo por Confinamiento			
Ash,1 min	[cm ²]	2.60	Art. 18.7.5.4
Ash,2 min	[cm ²]	2.60	Art. 18.7.5.4

Tabla 67. Momentos nominales en columna C5

Momentos Nominales		
Mnx	[kgf.m]	55703.15
Mny	[kgf.m]	55703.15

DISEÑO SISMO-RESISTENTE

Se diseñará el nudo sobre la columna C5 del pórtico 1, sobre el eje B como se muestra en la figura. El diseño del nudo se realizará en base a las dimensiones de vigas y columnas que se calcularon anteriormente.

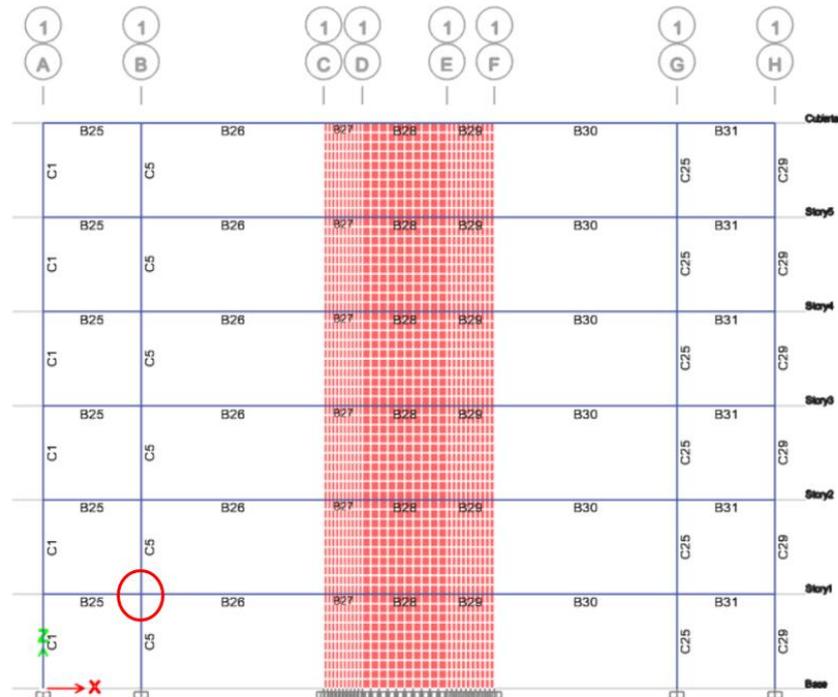


Figura 48. Nudo analizado entre columnas C5 y viga B26 – B25

Secciones mínimas de vigas y columnas según el diámetro de refuerzo longitudinal

El ACI 318-19 sección 18.8.2.3, menciona que las dimensiones mínimas de vigas y columnas que llegan al nudo deben cumplir con las siguientes condiciones:

$$\frac{h_{columna}}{d_{barra\ viga}} \geq 20$$

$$\frac{h_{viga}}{d_{barra\ column}} \geq 20$$

Al aplicar las condiciones para las secciones mínimas de vigas y columnas de acuerdo al acero longitudinal que llega al nudo, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 68. Secciones mínimas de vigas y columnas de acuerdo al ϕ longitudinal

Secciones mínimas de vigas y columnas Art. 18.8.2.3			
$h_{columna\ x}$	[cm]	32	CUMPLE
$h_{columna\ y}$	[cm]	32	CUMPLE
$h_{viga\ x}$	[cm]	36	CUMPLE
$h_{viga\ y}$	[cm]	36	CUMPLE

Se observa que la columna cuadrada de 55 centímetros de lado con doce varillas de 18 milímetros y la viga de 40 centímetros de peralte, con cuatro varillas de 20 milímetros y cuatro varillas de 16 milímetros, cumplen con las dimensiones mínimas propuestas por el ACI 318-19.

Cortante en el Nudo

Para este proyecto se espera que las losas se fundan de forma monolítica con las vigas. Es decir, las vigas tendrán un comportamiento semejante a vigas Tee. Ya que, la losa aportará a las vigas resistencia a momento. El código ACI 318-19 sección 6.3.2.1, menciona los límites dimensionales del ancho sobresaliente del ala para vigas Tee.

Tabla 69. Límites dimensionales del ala para vigas Tee

Ubicación del ala	Ancho sobresaliente efectivo del ala, más allá de la cara del alma	
A cada lado del alma	El menor de:	$8h$
		$s_w/2$
		$\ell_n/8$
A un solo lado	El menor de:	$6h$
		$s_w/2$
		$\ell_n/12$

Fuente: ACI 318-19

Se calcula el momento probable (hiperestático) para las vigas que concurren al nudo. Para el cálculo se considera el refuerzo superior para calcular el momento probable negativo, y se considera el refuerzo inferior para calcular el momento probable positivo.

$$M_{pr,b} = A_s(\alpha) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{As(\alpha)fy}{0.85f'c(b)}$$

$$\alpha = 1.25$$

El cortante aproximado en la columna se determina mediante la siguiente ecuación:

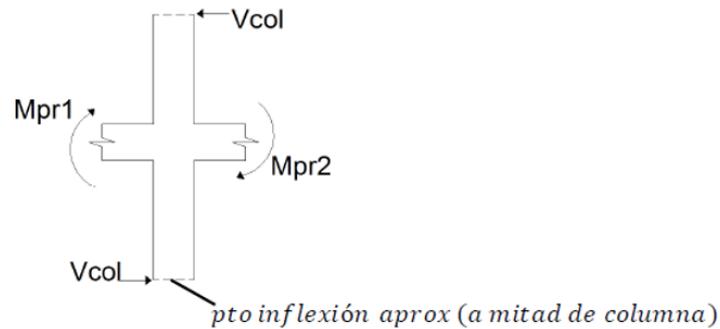


Figura 49. Esquema del cortante aproximado en columnas
Fuente: Yépez, 2021

$$V_{col} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_{col}}$$

Donde:

M_{pr1} = Es el momento probable positivo en vigas.

M_{pr2} = Es el momento probable negativo en vigas.

L_{col} = Es la longitud medida desde la mitad de la columna inferior concurrente al nudo, hasta la mitad de la columna superior concurrente al nudo.

Para determinar el cortante ultimo actuante en el nudo se realiza equilibrio de fuerzas:

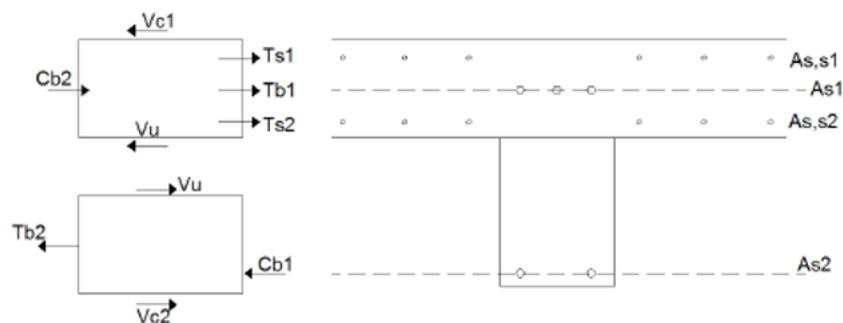


Figura 50. Esquema del cortante ultimo actuante en el nudo
Fuente: Yépez, 2021

$$V_u = T b_1 + T s_1 + T s_2 + C b_2 - V_{col}$$

$$T b_1 + T s_1 + T s_2 = \alpha f_y (A s_1 + A s, s_1 + A s, s_2)$$

$$C b_2 = T b_2 = A s_2 \alpha f_y$$

El código ACI 318-19 sección 18.8.4, define las expresiones para calcular la resistencia a cortante V_n en el nudo. Cada expresión para V_n depende de la posición del nudo a analizar, ya que la posición de este puede ser nudo interior, nudo exterior, ó nudo en esquina.

Tabla 70. Resistencia nominal del nudo a cortante V_n

Columna	Viga en la dirección de V_u	Confinado por vigas transversales de acuerdo con 15.2.8	V_n, N^{III}
Continua o cumple con 15.2.6	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Otras	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$0.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

Fuente: ACI 318-19

Donde:

λ debe ser 0.75 para concreto liviano y 1.0 para concreto de peso normal.

A_j debe calcularse de acuerdo con la sección 15.4.2.4 del ACI 318-19.

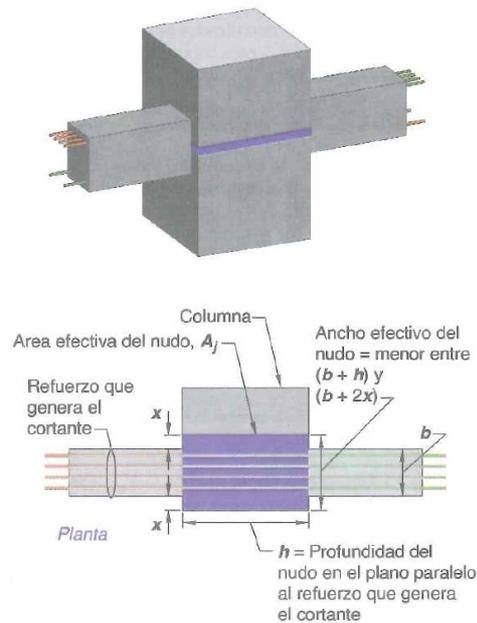


Figura 51. Área efectiva del nudo

Fuente: ACI 318-19

De acuerdo al código ACI 318-19 figura R15.4.2, el ancho efectivo del nudo se la calcula mediante:

$$b_j \leq \begin{cases} b + h \\ b + 2x \end{cases}$$

De acuerdo al ACI 318-19 sección 21.2.1, el factor de reducción de resistencia para zonas nodales es:

$$\phi = 0.75$$

Tomando en cuenta que al nudo llegan vigas tanto en el sentido X como en el sentido Y, se analiza la comprobación de cortante tanto para el eje X como para el eje Y. Al realizar los cálculos para el nudo sobre la columna C5 del pórtico 1 sobre el eje B, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 71. Cortante en el nudo sobre la columna C5

Cortante en el Nudo					
Sentido X			Sentido Y		
bf Art. 6.3.2.1	[m]	1.84	bf Art. 6.3.2.1	[m]	1.84
α	-	1.25	α	-	1.25
M_probable positivo			M_probable positivo		
a	[cm]	0.74	a	[cm]	0.74
Mpr 1	[kgf.m]	8468.96	Mpr 1	[kgf.m]	8468.96
M_probable negativo			M_probable negativo		
a	[cm]	12.07	a	[cm]	12.07
Mpr 2	[kgf.m]	18855.18	Mpr 2	[kgf.m]	18855.18
Cortante en Columna			Cortante en Columna		
Vcol	[kgf]	9758.62	Vcol	[kgf]	9758.62
Equilibrio de Fuerzas			Equilibrio de Fuerzas		
Vu	[kgf]	79140.60	Vu	[kgf]	79140.60
Cortante Resistente			Cortante Resistente		
Υ Art. 18.8.4.3	-	1.30	Υ Art. 18.8.4.3	-	1.30
bj Art 15.4.2.4	[cm]	55.00	bj Art 15.4.2.4	[cm]	55.00
Vn	[kgf]	180209.79	Vn	[kgf]	180209.79
ϕ _corte Art. 21.2.1	-	0.75	ϕ _corte Art. 21.2.1	-	0.75
ϕ Vn Art. 18.8.4	[kgf]	135157.34	ϕ Vn Art. 18.8.4	[kgf]	135157.34
CUMPLE			CUMPLE		

De acuerdo a los resultados de la tabla 71, se observa que la capacidad a cortante del nudo con columnas cuadradas de 55 centímetros de lado con doce varillas de 18 milímetros, y vigas de 40 centímetros de peralte por 30 centímetros de base con tres varillas de 16 milímetros arriba y tres varillas de 14 milímetros abajo, cumple con seguridad las solicitaciones sobre el nudo. Ya que, la capacidad a cortante del nudo es mayor al cortante actuante.

Chequeo Columna Fuerte – Viga Débil

De acuerdo al ACI 318-19 sección 18.7.3.2, se debe verificar que la capacidad de las columnas que llegan al nudo, sean mayor que 1.2 veces la capacidad de las vigas que llegan al nudo.

$$\sum M_{nc} \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_{nb}$$

Donde:

$\sum M_{nc}$ es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

ΣMnb es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

De la tabla 67, se conocen los valores para el momento nominal de la columna tanto el sentido X y como en el sentido Y, para la carga axial mayorada P_u .

De la sección en donde se calcula el cortante en el nudo, se conocen los momentos probables (hiperestáticos) para las vigas que concurren al nudo. No obstante, para obtener los momentos nominales es necesario dividir los momentos probables para un valor de:

$$\alpha = 1.25$$

Al obtener los momentos nominales de las vigas que llegan al nudo sobre la columna C5 del pórtico 1 sobre el eje B, y compararlos con los momentos nominales de las columnas, se obtiene:

Tabla 72. Chequeo Viga débil – Columna fuerte

Viga débil - Columna Fuerte					
Sentido X			Sentido Y		
Mnb1	[kgf.m]	6775.16798	Mnb1	[kgf.m]	6775.16798
Mnb2	[kgf.m]	15084.1422	Mnb2	[kgf.m]	15084.1422
$\Sigma Mnc > (6/5)\Sigma Mnb$ Art. 18.7.3.1	CUMPLE		$\Sigma Mnc > (6/5)\Sigma Mnb$ Art. 18.7.3.1	CUMPLE	

Como se puede observar en la tabla 72, se cumple con la condición de vigas débil – columna fuerte, tanto en el sentido X como en el sentido Y.

Diseño por capacidad de estribos en vigas

El análisis de capacidad a cortante se lo realiza con filosofía de diseño a cortante sísmico. El diseño sísmico para marcos dúctiles se enfoca en reducir y evitar el fallo temprano a corte que no permita la formación de rotulas plásticas por flexión en los extremos de la viga. Con el mecanismo de falla diseñado se puede esperar la aparición de las rotulas plásticas de momento negativo en los extremos y un rotula plástica de momento positivo en el otro extremo o muy cerca de él.

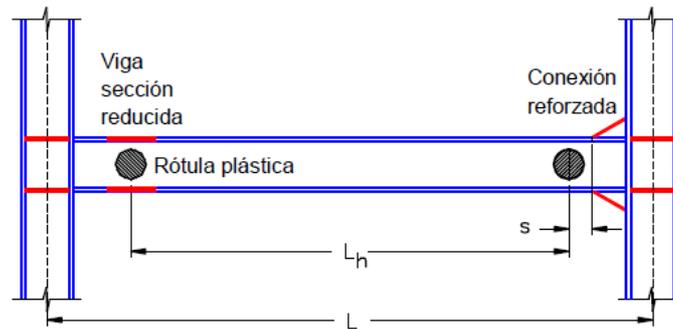


Figura 52. Zona de rotulas plásticas en vigas
Fuente: Diseño sismorresistente de construcciones de acero

El cortante sísmico se compone de dos cortantes, donde la carga gravitacional mayorada genera un cortante V_p y la carga sísmica genera momentos de signo opuesto correspondiente a la resistencia a flexión probable M_{pr} . Por lo tanto, se debe analizar para los dos casos de sentido, basados en la deformación que sufrirá la viga.

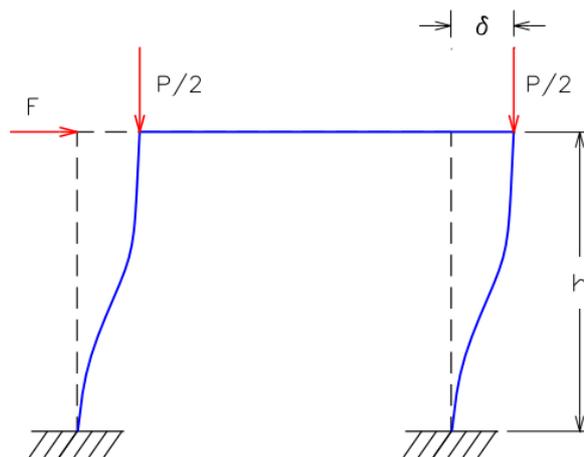


Figura 53. Pórtico dúctil sismo resistente
Fuente: Diseño sismorresistente de construcciones de acero

A lo largo de la viga actúan las cargas gravitacionales factorizadas, misma que se basa en la filosofía del diseño a capacidad. De esta manera el cortante sísmico se compone de los momentos generados en las caras más la carga gravitacional factorizada como se muestra en la figura 54. El ACI 318-19 sección R18.6.5, presenta las siguientes fórmulas para el cortante.

$$V_e = V_p + V_g$$

$$V_e = \frac{M_{pr_1^-} + M_{pr_2^+}}{L_n} \pm \frac{W_u \cdot L_n}{2}$$

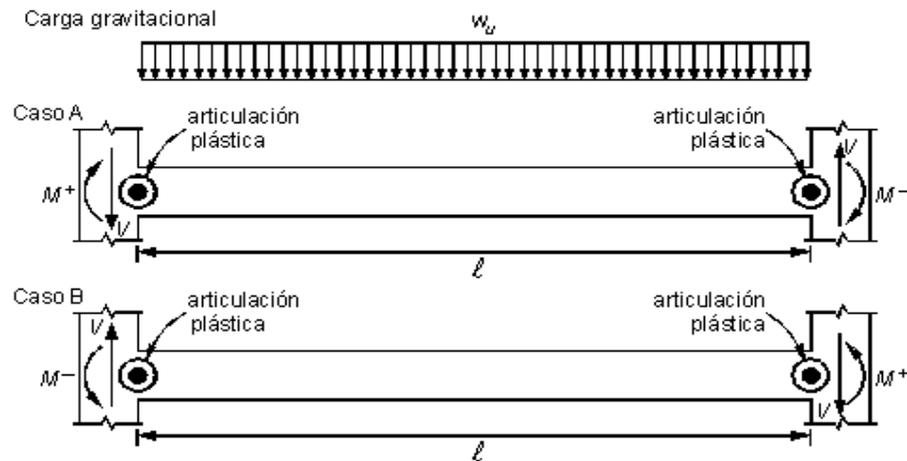


Figura 54. Diagrama de cortante gravitacional y momentos probables
Fuente:ACI 318-19

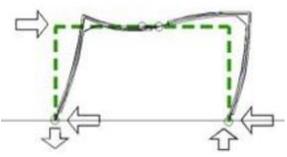
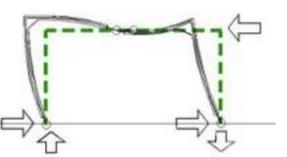
Se conoce que el acero tiene una deformación excedente donde probablemente se produce un endurecimiento debido a rotaciones grandes en los nodos. Debido a este excedente la resistencia a corte del acero será de al menos un 25% más de su capacidad de fluencia. El cálculo del momento probable se rige como una viga a flexión simplemente reforzada, con la única diferencia de que la resistencia de acero será $1.25f_y$, así como también, el cálculo de la altura del bloque de Whitney.

$$M_{pr} = A_s \cdot 1.25f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{A_s \cdot 1.25f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

El momento probable se calcula para ambos sentidos en los dos extremos de la viga de cada caso. A continuación, se presentan los resultados de momentos y cortantes en los dos sentidos de análisis.

Tabla 73. Cálculo del cortante sísmico V_e para la viga B26

Cortante Sísmico V_e ACI 318-19 Art. 18.6.5				
Cargas sobre viga ETABS / SAP2000				
Distancia desde cara de Columna (2d)		72	543	[cm]
Muerda (D)	7,72	$W_u = 1.2D + 1.0L$ 10,734		[kgf/cm]
Viva (L)	1,47			
Sentido 1				
a1	5,91	[cm]		
Mpr1	1046387,625	[kgf-cm]		
a2	4,53	[cm]		
Mpr2	817942,438	[kgf-cm]		
Cortante sísmico V_e				
V_e	6326,4	[kgf]		
V_p	3173,3	[kgf]	$V_p \geq 0,5V_e$	$V_c=0$
V_g	3153,1	[kgf]		
Sentido 2				
a1	4,53	[cm]		
Mpr1	817942,438	[kgf-cm]		
a2	5,91	[cm]		
Mpr2	1046387,625	[kgf-cm]		
Cortante sísmico V_e				
V_e	6326,44	[kgf]	Art. 18.6.5.2	
V_p	3173,33	[kgf]	$V_p \geq 0,5V_e$	$V_c=0$
V_g	3153,1125	[kgf]		

Una vez calculado el cortante sísmico V_e , se realizó la verificación para que la resistencia a corte de concreto sea 0. Con esta condición se sabe que el refuerzo transversal será el encargado de soportar el cortante actuante V_e en ambos sentidos. Los resultados de acero necesario con el espaciamiento dentro y fuera de la zona plástica.

Tabla 74. Chequeo de estribos por capacidad para viga B26

RESISTENCIA A CORTANTE Y ACERO DEL REFUERZO TRANSVERSAL ACI 318-19 Art. 18.6.5.2

$$V_e \leq \phi V_n$$

Cuando $V_c=0$

$$\phi V_n = \phi V_s$$

Separación min Zona plástica Art. 18.6.4.4

d/4	6db	6 in	uni
9,00	8,40	15,24	[cm]

Separación fuera Zona plástica Art. 18.6.4.6

d/2	18,00	[cm]

Propuesta de varilla de acero, Ab

Diam. Nom	ϕ [mm]	Área [cm ²]	# Áreas a corte	Área Total, Av [cm ²]	Smin[cm]
10	10	0,79	2	1,57	8,40

ϕV_s	21205,7504	[kgf]
$V_e \leq \phi V_s$	Cumple	

Diseño por capacidad de estribos en columnas

El cortante ultimo actuante en columnas se calcula como:

$$V_u = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{l_{col}}$$

El ACI 318-19 sección 22.5.5.1, indica las expresiones para calcular el cortante en dos direcciones proporcionada por el concreto V_c para miembros no preesforzados.

Tabla 75. V_c para miembros no preesforzados

Criterio	V_c	
$A_v \geq A_{v,min}$	Cualquiera de los dos	$\left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d$ (a)
		$\left(0.66\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d$ (b)
$A_v < A_{v,min}$	$\left(0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d$ (c)	

Fuente: ACI 318-19

La expresión para determinar la capacidad nominal a cortante en dos direcciones proporcionada por el refuerzo V_s es:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

La expresión para calcular el área de acero de estribos por capacidad en columnas se define como:

$$A_v = \frac{V_s S}{f_y d}$$

Donde:

S es la separación entre estribos en la zona confinada. Este valor se lo toma del cálculo de estribos por confinamiento definido en la tabla 65.

d es la distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción de la columna. Este valor se lo calcula en base a las dimensiones de la columna expresado en la tabla 58, tabla 61, y tabla 65.

Al realizar la comprobación con los valores propuestos en la sección de diseño de columnas, se obtiene:

Tabla 76. Comprobación de estribos por capacidad en columnas

Diseño de Estribos Por Capacidad Columna					
Columnas en X			Columnas en Y		
Vu	[kgf]	49734.9509	Vu	[kgf]	49734.9509
Vc	[kgf]	21037.9176	Vc	[kgf]	21037.9176
Vs	[kgf]	45275.3503	Vs	[kgf]	45275.3503
Av	[cm2]	2.19548784	Av	[cm2]	2.19548784
LOS ESTRIBOS PROPUESTOS CUMPLE			LOS ESTRIBOS PROPUESTOS CUMPLE		

Como se puede observar, la columna cuadrada de 55 centímetros de lado con cuatro ramas de estribos de 10 milímetros por sentido, cada 10 centímetros; cumple con seguridad la sollicitación de acero a cortante por capacidad.

4R Ø10 @10 cm

CONCLUSIONES

Este documento presentó el diseño de un edificio sismo resistente con muros estructurales junto a pórticos resistentes a momento. Para el diseño en general se utilizó ETABS, el cual es un software de análisis estructural que permite modelar la estructura a detalle, considerando: material y geometría de los elementos, diafragmas rígidos del sistema de piso, factor de rigidez en los nodos, cargas sísmicas y de servicio. Esto es necesario para que el software arroje los resultados lo más cercanos a lo que ocurriría en la realidad. Aunque el software que se usó puede realizar el detalle en hormigón armado de cada elemento, se decidió realizar una hoja de cálculo automatizada que permita comprobar los resultados del ETABS y, además generar el detalle en hormigón armado considerando las especificaciones del código ACI 318-19 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15.

Debido al peligro sísmico al que están expuestas las estructuras del Ecuador es de suma importancia que estas cumplan con los requerimientos de diseño sismo resistente estipulados en el capítulo 18 del código ACI 318-19. Estos requerimientos se basan en: chequeo de las secciones mínimas de los elementos de acuerdo al tamaño del refuerzo longitudinal de estos, chequeo de resistencia a cortante de los nudos, chequeo de detallamiento columna fuerte – viga débil, y finalmente el chequeo de los estribos a capacidad de vigas y columnas. Al chequear la sección de diseño sismo-resistente, se observa que este cumple con seguridad todos los requerimientos de diseño sismo resistente.

Finalmente, en este trabajo de fin de carrera se han tomado en cuenta todos los factores que deben considerarse para el diseño de una estructura en hormigón armado. Los factores más destacables son: definición de las cargas sísmicas de acuerdo a la ubicación del proyecto y el tipo de estructura, definición de las cargas de servicio a las que estará sometida la estructura,

modelación de la estructura en un programa de análisis estructural; y finalmente el análisis de resultados y diseño de elementos estructurales mediante un programa automatizado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Concrete Institute. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete*.
ACI 318-19.
- Crisafulli, F.(2014). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*.
Mendoza:Universidad Nacional de Cuyo.
- Estévez, Y. (2020). *El choque de las placas*. Quito: Colegio Santa Maria de ls Volcanes.
- Hernández, L. (2006). *Sismología..* Culhuacan: Instituto Politecnico Nacional Escuela
Superior de Ingenieria.
- Instituto Geofísico. (2021). *Red de Observatorios Vulcanológicos*. Escuela Politécnica
Nacional. Desde: <https://www.igepn.edu.ec/>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas)*.
Quito, Ecuador: MIDUVI.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño
sísmo resistente*. Quito, Ecuador: MIDUVI.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón
Armado*. Quito, Ecuador: MIDUVI.
- Muñoz. (2018). *Clase de vigas en concreto armado*.
- Wight, J., & MacGregor, J. (2012). *Reinforced concrete mechanics & design*. New Jersey:
Pearson.
- Yépez, F. (2021). *Ejemplo de diseño sismo resistente*. Quito: Universidad San Francisco de
Quito.
- Yépez, F. (2021). *Notas del curso de Ingeniería Sismo-Resistente*. Quito: Universidad San
Francisco de Quito.