

Facultad de Tecnología de la Construcción

DISEÑO DE UN EDIFICIO DE SIETE NIVELES A BASE DE MUROS ESPECIALES DE CONCRETO REFORZADO (SSW).

Trabajo Monográfico para optar al título de
Ingeniero civil

Elaborado por:

Br. Gerold Anthony
Chinchilla Sanchez
Carnet: 2014-0125U

Tutor:

Br. Moisés Enrique
Hernández Mercado
Carnet: 2011-36697

Msc. Ing. Guillermo
Chávez Toruño

01 de marzo de 2023
Managua, Nicaragua

Agradecimientos

Sentir gratitud y no expresarla es como envolver un regalo y no darlo. (William Arthur Ward)

Deseo dar gracias infinitamente a Dios por su misericordia y bondad, por las habilidades que me ha permitido desarrollar, por el conocimiento que me ha proveído, por su amor y guía; agradecer a mi amada madre Mary Cruz Sánchez, quien ha sido una inspiración de lucha, progreso y ante todo humildad, que con su ejemplo me ha dirigido y con su amor me ha corregido; de igual forma agradecer a mis asesores por ayudarme a concretar este proceso de culminación de estudios, valorando todo el tiempo y dedicación que dedicaron para hacer posible este trabajo monográfico.

-Gerold Anthony Chinchilla Sánchez –

La gratitud es la memoria del corazón. (Jean Baptiste Massieu)

Cada porción de nuestro ser ha sido producto de obras y actos más grandes de lo que nuestra razón podría entender, por ello deseo agradecer a Dios por cada bendición y oportunidad de superación que he podido tener y que me ha brindado, por la protección y el bienestar que día a día me ofrece; y por supuesto a mis padres Denis Hernandez Guevara y Berta Adilia Mercado Arias, por su gran amor y sacrificio proveído para poder formar a un profesional y a una persona de bien, verles luchar por muchos años y tener la esperanza de construir un mejor futuro para mi me hace declarar que mi corazón les pertenece a ellos y por ende mi gratitud eterna debe ser otorgada a ellos mismos.

-Moisés Enrique Hernández Mercado-

Dedicatoria

Dedico el presente trabajo monográfico a Dios todopoderoso y a mi madre Mary Cruz Sánchez.

-Gerold Anthony Chinchilla Sánchez –

A Dios y a mi familia quienes son el pilar que sostienen mi ser, quienes con gran sinceridad buscan mi bienestar y desean el éxito constante.

-Moisés Enrique Hernández Mercado-

Resumen

El presente documento contiene el análisis y diseño de una estructura de siete niveles usando como sistemas estructurales sismorresistente muros especiales de corte y como sistema estructural para cargas gravitacionales marcos ordinarios. A continuación, se provee de forma breve los aspectos contenidos en los capítulos de este documento:

Capítulo I: Generalidades.

Se desarrolla la introducción, antecedentes, justificación y objetivos que se pretenden alcanzar con esta investigación. En este capítulo se declara el uso del ACI 318-19, el cual contiene las actualizaciones y consideraciones aplicadas al diseño de estructuras de concreto.

Capitulo II: Análisis modal.

Se expone la parte teórica del tipo de análisis estructural empleado en la investigación y el efecto dinámico que el análisis modal espectral produce en la estructura, se describe brevemente el efecto producido por fuerzas sísmicas y consideraciones necesarias para ser tomada en el análisis del mismo.

Capitulo III: Muros de corte.

Esta sección del documento está orientada a exponer generalidades, clasificación, criterios, conceptos y detalles necesarios para ser considerados en el estudio de los Muros de Corte. También se encuentra la descripción de los muros acoplados y el uso de vigas acopladas necesarias para la unión y el buen comportamiento del elemento estructural en uso.

Capitulo IV: Marcos ordinarios.

Orientada a describir el uso de marcos ordinarios (OMF) en contraste con los muros intermedios (IMF) y los Marcos especiales (SMF). Este capítulo contiene la parte

metodológica que conllevan los OMF, se describen las características, usos y elementos que lo componen (Vigas y columnas), la configuración y el tipo de fallas que estas podrían experimentar.

Capítulo V: Metodología de análisis y diseño.

Se explica el procedimiento a llevarse a cabo para realizar el análisis y el diseño de los elementos que estarán presentes en la estructura, vigas, columnas, vigas acopladas, marcos. El uso del Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07 es clave para el cálculo del análisis estructural a fin de obtener los datos que serán incluidos en el diseño. En esta sección se describen los criterios en base al código ACI318-19, la metodología paso a paso está contenida en esta sección.

Capítulo VI: Aplicación metodológica de Análisis Estructural.

Se desarrollan los diversos cálculos presentados en el capítulo V referidos al análisis estructural, además de presentar la metodología usada en el proceso de modelado de la estructura y de revisar las condiciones de irregularidad de la misma; para después realizar un análisis modal espectral para observar los distintos comportamientos de los modos de vibración.

Capítulo VII: Aplicación metodológica Muros especiales y marcos ordinarios.

Esta sección presenta los cálculos considerados en el capítulo V referidos al diseño de los marcos ordinarios y de los muros especiales (vigas, columnas, vigas de acople, etc.); regidos por el ACI 318-19. Aquí se encuentran los resultados que estarán siguiendo los elementos estructurales de la edificación, refuerzo, resistencia, dimensiones, etc. para el desempeño ideal de la estructura.

Índice

Agradecimientos.....	1
Dedicatoria	2
Resumen	3
CAPITULO I : GENERALIDADES	1
1.1 Introducción	1
1.2 Antecedentes.....	3
1.3 Justificación	5
1.4 Objetivos.....	6
1.4.1 Objetivos generales.....	6
1.4.2 Objetivos específicos	6
CAPITULO II : ANALISIS MODAL.....	7
2.1 Análisis Modal espectral	7
2.2 Consideraciones del método.	8
CAPITULO III : MUROS DE CORTE.....	10
3.1 Generalidades	10
3.2 Clasificación.....	11
3.2.1 Según su Esbeltez	11
3.2.2 Según la Forma de su Sección Transversal.....	12

3.2.3 Según Variaciones en Elevación.....	13
3.3 Muros acoplados	15
3.4 Vigas de acople	17
3.4.1 Clasificación	17
3.4.2 Dinámica de las vigas de acople.....	19
3.5 Comportamiento sísmico	20
3.6 Disipación de energía	22
3.7 Mecanismos de falla	24
3.7.1 Relación de esbeltez.....	24
3.7.2 Falla por cortante en una pared estructural delgada.....	24
3.7.3 Discontinuidad vertical	25
3.7.4 Representación graficas del tipo de fallas.....	26
3.8 Tipos de refuerzo.....	27
CAPITULO IV : MARCOS ORDINARIOS.....	28
4.1 Definición.....	28
4.2 Tipos de marcos	28
4.2.1 Marco de Momento Ordinario (OMF)	28
4.2.2 Marco de Momento Intermedio (IMF).....	29
4.2.3 Marco de Momento Especial (SMF).....	29

4.3 Comportamiento de los marcos estructurales.....	29
4.4 Vigas.....	31
4.5 Columnas.....	32
4.5.1 Fallas en Columnas.....	33
CAPITULO V : METODOLOGIA DE ANALISIS Y DISEÑO	35
5.1 Metodología del análisis estructural.....	35
5.1.1 Clasificación de la estructura	35
5.1.2 Análisis de cargas gravitacionales	36
5.1.3 Fuerza sísmica horizontal	36
5.1.4 Espectro de diseño.....	39
5.1.5 Combinaciones de diseño	40
5.1.6 Desplazamientos laterales	41
5.2 Metodología de diseño de muros estructurales	42
5.2.1 Refuerzo mínimo de muro.....	42
5.2.2 Barras longitudinales.....	42
5.2.3 Refuerzo longitudinal en los extremos de muros	43
5.2.4 Amplificación de Cortante (ACI 318-19 CAP18.10.3).....	44
5.2.5 Resistencia al cortante (ACI 318-19 CAP 18.10.4.1)	47
5.2.6 Elementos de borde para muros estructurales (ACI 318-19 CAP 18.10.6.2).....	47

5.3 Vigas de acople	49
5.4 Marcos ordinarios	51
5.4.1 Vigas	51
5.4.2 Columnas	58
CAPITULO VI : Aplicación metodológica de Análisis estructural.....	63
6.1 Descripción del edificio	63
6.2 Modelado del edificio	65
6.2.1 Diafragma.....	65
6.3 Cargas gravitacionales	66
Carga muerta extra	66
Carga viva	66
Carga viva reducida	67
6.4 Fuerza sísmica	67
6.4.1 Condiciones de regularidad.....	67
6.4.2 Factor de reducción por ductilidad	71
6.4.3 Factor de reducción por sobre resistencia	71
6.4.4 Factor de amplificación por tipo de suelo	72
6.4.5 Coeficiente sísmico	73
6.4.6 Espectro de diseño.....	73

6.5 Participación modal.....	75
6.5.1 Periodos de la estructura	76
6.6 Revisión de cortante basal.....	76
6.7 Revisión de desplazamientos	83
6.7.1 Estado límite de servicios.....	83
6.7.2 Estado límite de colapso	83
6.7.3 Cálculo de desplazamientos	84
CAPITULO VII : Aplicación metodológica muros especiales y marcos ordinarios.	86
7.1 Diseño de muros.....	87
7.1.1 MCRV-1 Y MCRV-8 NIVEL 1 AL 3.....	87
7.1.2 MCRV-1 Y MCRV-8 NIVEL 3 AL 5.....	102
7.1.3 MCRV-1 Y MCRV-8 NIVEL 5 AL 7.....	108
7.2 Diseño de vigas de acople.....	113
7.2.1 Viga de acople VAC-1	113
7.3 Diseño de columnas	117
7.3.1 Columna C-1	117
7.3.2 Columna C-2	122
7.4 Diseño de vigas	126
7.4.1 Viga VE-1	126

7.4.2 Viga VE-2	131
Conclusiones	135
Recomendaciones.....	137
Bibliografía	138
ANEXOS	1

CAPITULO I : GENERALIDADES

1.1 Introducción

El presente trabajo de pregrado es un propuesta de diseño de un edificio de oficina de 7 niveles ubicado en la ciudad de Managua contiguo al edificio ASSA, Pista Jean Paul Genie-Club Terraza, en la zona sísmica C según Reglamento Nacional de la Construcción RNC – 07, el edificio es simétrico en planta en todos sus niveles, la longitud más larga es de 41 metros y la más corta es de 27 metros, en elevación su primer nivel es de 5 metros de altura y lo niveles consiguiente es de 4 metros de altura (Ver anexo 1).

El modelo constructivo de la edificación está basado en un sistema de muros especiales de concreto reforzado (SSW) y marcos ordinarios. Los muros serán los encargados de soportar las fuerzas sísmicas actuante en el edificio en ambas direcciones y los marcos ordinarios son los encargados de soportar cargas gravitacionales.

Como toda nación que busca alcanzar un desarrollo de la economía en sí misma, Nicaragua ha despertado una preocupación en el sector de la construcción de edificios a lo largo de los últimos años. Puesto que nuestra posición geográfica es muy conocida por su alta amenaza sísmica (en especial la zona del Pacífico, la cual contiene la cordillera volcánica y está cerca de la zona de subducción, que es donde se produce el choque entre placas), es importante analizar como estas estructuras se comportan ante eventos producidos por la naturaleza y así mismo entender los principios de diseño que ayudaran a mejorar el desarrollo del sistema constructivo en las edificaciones en el país.

Dicho trabajo contempla el proceso de análisis, diseño estructural y detallamiento sísmico de la edificación, considerando elementos de muros estructurales especiales de concreto reforzado, los muros son acoplados mediante vigas de acoples que servirán como elementos fusibles de la estructura, los marcos

ordinarios de concreto serán los encargados de soportar el sistema de cargas gravitacionales.

La estructura se analizará, diseñará y detallará mediante los criterios establecidos en el ACI 318-19. Se empleará el Reglamento Nacional de Construcción RNC-07 a fin de realizar el análisis de cargas actuantes, el análisis modal espectral y determinar los elementos mecánicos necesarios para el diseño de los miembros estructurales. Incorporado a ello se utilizará software ETABS 18.1.0 para realizar el análisis estructural del edificio.

1.2 Antecedentes

El criterio sismo-resistente en estructura ha evolucionado con el paso del tiempo en todos los aspectos, tanto en las normas de diseño, como en los distintos tipos de sistemas constructivos para garantizar una mayor seguridad a los ocupantes de la edificación. El uso de muros de corte ha sido empleado desde la antigüedad, sin embargo, su debido análisis y proceso de diseño reglamentado tuvo sus orígenes a finales del siglo XIX¹.

El territorio nicaragüense debido a su posición geográfica es un país vulnerable a sismos, los cuales son un fenómeno común principalmente en la región del pacífico. Históricamente se sabe que la capital Managua ha sufrido dos grandes sismos, uno en 1931 que generó el colapso de edificaciones debido a que el sistema constructivo predilecto era de adobe, y otro, en 1972 que generó grandes pérdidas económicas y humanas para el país².

En base al deseo de poder proveer edificaciones que cumplan con los requerimientos estructurales cuando se vean enfrentados a sismos o a cargas de vientos, las actualizaciones a los códigos de diseño han sido necesarias. Dentro del país tenemos la publicación de la Norma mínima de Diseño y Construcción de Concreto Estructural (CR-001) proveída por el Ministerio de transporte e infraestructuras (MTI); y a nivel internacional se hace referencia a las actualizaciones del código ACI 318-19 para el dimensionado de sistemas sismo resistentes de concreto estructural.

¹ Developments in Structural Form - Page 181, Rowland Mainstone · 2013

² *Sismos en Nicaragua*, INETER, artículo actualizado el 8 de Mar de 2021 03:02:21 GMT.

De igual manera la Facultad de Tecnología de la Construcción (UNI-FTC) a lo largo de los últimos años ha recopilado una serie de trabajos monográficos referidos al ámbito del diseño de muros especiales de concreto reforzado.

En Managua, Lagos Ramírez, Diego Arturo Y Valle Siles, Jordy Efrén (2016) presentaron “Diseño de edificio de seis niveles de concreto resistente a fuerzas laterales con marcos y muros (sistema dual)”. Donde se muestra el diseño de muro especiales de concreto reforzado diseñados en base a la Norma ACI 318-14.

Igualmente, en Managua, Rojas David y Mendoza Jose (2018) presentaron “Diseño sísmico mediante un método de desplazamiento para el control de la deriva máxima, aplicado al edificio ARLACAY en la ciudad de Managua”. Se toma en consideración el proceso de análisis de los muros de corte contenido en el inciso 2.4 de la tesis en mención.

1.3 Justificación

Debido a la alta sismicidad de la zona pacifico del país y al creciente desarrollo urbano en el sector de managua, hoy es más que necesario el dominar los métodos de diseño de elementos de concreto con las normativas internacionales más actualizadas con la finalidad de contar con estructuras capaces de cumplir con los más alto requerimientos internacionales para regiones de alta sismicidad.

En los últimos años el American Concrete Institute (ACI) ha realizado estudios y pruebas para mejorar la seguridad de las estructuras de concreto reforzado y en su código más reciente, el ACI 318-19 ha supuesto un gran cambio con respecto a su predecesor el ACI 318-14. Uno de los cambios más grande e importante en lo referente al diseño de muros de concreto reforzado especiales, es que el cortante resistente del muro debe de ser mayor a 3 veces el cortante ultimo proveniente de la fuerza sísmica o al producto de la amplificación de dicho cortante, el cual debe ser multiplicado por el factor de sobre resistencia y el factor de amplificación debido a la participación de modos superiores de vibración.

Debido al cambio en el proceso de diseño que supone el ACI 318-19, el presente trabajo pretende servir como guía práctica, para que estudiantes e ingenieros conozcan el procedimiento de diseño, en base a las normativa internacional más reciente, de uno de los sistemas sismorresistente más utilizado como lo es los muros de concreto reforzado especiales que cumplan con los requerimientos de los capítulos 11 y 18 del ACI 318-19 y con los nuevos paradigmas de diseños que esta norma contempla como lo son las variaciones en las cuantías de acero, el cálculo de cortante del concreto y la inclusión de aceros de refuerzo de alta resistencia.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivos generales

- Diseñar un edificio de 7 niveles resistente a fuerzas laterales mediante un sistema de muros especiales de concreto reforzado (SSW).

1.4.2 Objetivos específicos

- Utilizar el Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07 para efectuar el análisis estructural de la edificación, mediante el método de análisis modal espectral.
- Modelar y analizar la estructura para conocer los elementos mecánicos de los miembros que componen la estructura con el software ETABS 18.1.0.
- Diseñar los muros especiales de concreto reforzado (SSW) para resistir las fuerzas sísmicas aplicando procedimientos de diseño sísmico establecidos en el capítulo 18 del ACI 318-19.
- Diseñar vigas y columnas ordinarias de concreto reforzado para resistir las cargas del sistema gravitacional aplicando procedimientos de diseño establecidos en el ACI 318-19.

CAPITULO II : ANALISIS MODAL

2.1 Análisis Modal espectral

En los distintos códigos de diseño del mundo se especifican diversos procedimientos para el análisis sísmico de edificios. El Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07; considera los siguientes tipos de análisis sísmico:

- Método simplificado.
- Método estático equivalente.
- Método dinámico de análisis modal.

Referidos al análisis del edificio en estudio, se procedió a optar por el método dinámico modal espectral. El análisis modal es el análisis dinámico usualmente utilizado para fines sismorresistentes, el cual consiste en determinar todas las posibles respuestas que pueda tener una estructura a partir de sus deformadas y sus respectivas frecuencias. Las respuestas modales pico son calculadas usando las ordenadas de la curva del espectro de respuesta apropiado que correspondan a los periodos modales.

Luego, la respuesta final será el producto de la combinación de todas las respuestas (combinación modal) a través de una especie de promedio ponderado (cada modo posee un factor de participación que dependerá de las masas y dirección del sismo). Para determinar las fuerzas definitivas de diseño, se calculan las fuerzas para cada modo y se realiza una combinación modal para obtener las máximas probables.

El método modal espectral, en síntesis, toma en cuenta las propiedades dinámicas de la estructura, tales como su forma de vibrar y la contribución de cada modo en la respuesta, esto con la finalidad de reproducir con mayor aproximación el comportamiento estructural real ante acciones sísmicas. Con dicho método se obtiene la respuesta máxima por separado para cada modo al modelar cada uno de ellos como un sistema de simple grado de libertad. Debido a que los valores máximos no pueden ocurrir simultáneamente, estos valores son combinados

estadísticamente para obtener la respuesta total. El análisis modal puede ser enfocado mediante métodos matriciales, numéricos o métodos iterativos.

La respuesta de un sistema para determinados desplazamientos nodales relativos respecto a la base es gobernada por N (número de grados de libertad) a partir de la ecuación (1)³:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = F \quad (1)$$

Donde m, c y k representan la matriz de masa, de amortiguamiento, y de rigidez respectivamente, “u” es el vector respuesta de desplazamiento de la estructura. Se denomina como u por simplificación de u(t). F es el vector de fuerzas actuantes sobre el sistema. Se denota como F por simplificación de F(t).

2.2 Consideraciones del método.

El RNC-07 nos advierte que para aplicar el método modal espectral; se debe considerar que cuando se desprecia el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotación con respecto a un eje vertical, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4s, pero en ningún caso podrán considerarse menos de los tres primeros modos de vibrar en cada dirección del análisis, excepto para estructuras de uno o dos niveles.

El efecto torsional de las excentricidades accidentales se calculará como lo especifica el artículo correspondiente al análisis estático. Si en el análisis modal se reconoce explícitamente el acoplamiento mencionado, deberá incluirse el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibración, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura.

³ Dinámica de Estructuras, 4ta edición, Anil K. Chopra, 2014

Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se supondrán las aceleraciones espectrales de diseño especificadas en el Artículo 27 del RNC-07 y las reducciones por ductilidad y sobre resistencia.

Es importante considerar el inciso **a**, del arto. 33 del RNC-07; **Revisión por cortante basal**, el cual advierte que si con el método de análisis dinámico que se haya aplicado se encuentra que, en la dirección que se considera, la fuerza cortante basal V_0 es menor que:

$$0.8 \frac{a}{\Omega Q'} W_0 \quad (2)$$

Se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes, en una proporción tal que V_0 iguale a este valor; a y Q' se calculan para el período fundamental de la estructura en la dirección de análisis.

Hay que destacar que mientras en el método de superposición modal, una vez obtenidos las respuestas en cada modo de vibración, estas se superponen obteniéndose con ello la respuesta total de la estructura en cada instante de tiempo, en el método de análisis modal espectral no se obtienen la respuesta en cada instante del tiempo, sino la respuesta máxima $u_{\max(\text{modo } n)}$.

Posteriormente, como las respuestas máximas en cada modo no se dan todas en cada instante, una vez obtenidas las respuestas máximas en cada modo de vibración se combinan mediante unas reglas aproximadas (reglas físicas y/o probabilidades) que permiten hacer una estimación de la respuesta máxima total. Una de las reglas de combinación más usadas es la regla SRSS o regla de la combinación cuadrada y que se define como sigue:

$$u_{\max(\text{total})} = \sqrt{\sum_{n=1}^n u_{\max(\text{modo } n)}^2} \quad (3)$$

CAPITULO III : MUROS DE CORTE

3.1 Generalidades

Los muros de corte son generalmente elementos estructurales rígidos, actúan de forma similar a vigas en voladizo, pero en posición vertical. Su ubicación en un edificio puede afectar fuertemente el desempeño de la construcción, como se aprecia en la *Ilustración 1*, se describe algunos tipos de disposiciones de muros de corte en un edificio. Las paredes deben estar proporcionadas y ubicadas considerando el rango de cargas que experimentará el edificio durante su vida útil.

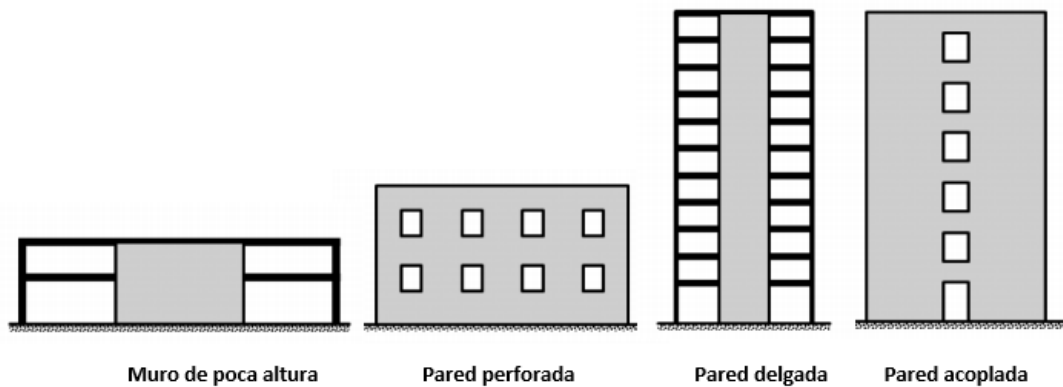


Ilustración 1: Muros de corte

Fuente: NEHRP Seismic Design Technical Brief No.6, pág. 2.

De acuerdo con el ACI 318, los muros deben diseñarse para cargas excéntricas y cualquier carga lateral o de otro tipo a las que estén sometidas, también estos deben anclarse a los elementos que los interceptan, como pisos y cubiertas, o a columnas, pilastras, contrafuertes, de otros muros y zapatas.

Aunque los principios de diseño de subsistemas verticales y horizontales continúan siendo los mismos para edificios bajos, medianos y altos, cuando un edificio adquiere gran altura los subsistemas verticales llegan a ser un problema determinante, esto debido a las cargas verticales más altas requiriendo columnas y muros de mayores dimensiones. Pero más significativamente, el momento de volteo

y las deflexiones cortantes producidas por fuerzas laterales como el viento, sismos o vibraciones son bastante mayores y se deben considerarse con todo cuidado, por ende, los resultados pueden incluir no solo severos daños a los edificios sino también considerables molestias a sus ocupantes. Escalones y los núcleos de ascensores son ubicaciones naturales para muros estructurales, que tienen un doble propósito de encerrar ejes verticales mientras proporcionan una eficiente resistencia axial y lateral.

Su función es básicamente absorber las fuerzas laterales coplanarias (sismo, viento), rigidizando la estructura con el propósito de reducir las deformaciones excesivas y por consiguiente los daños, que puedan afectar el comportamiento integral de la misma⁴.

3.2 Clasificación

Una clasificación más detallada de los Muros Estructurales es:

3.2.1 Según su Esbeltez

Los muros estructurales se clasifican principalmente según su esbeltez, ya que esta propiedad influye directamente sobre su modo crítico de resistencia. La esbeltez es definida como la relación entre la altura del muro y el lado mayor de la sección transversal de este.

3.2.1.1 Muros Estructurales Bajos $\frac{hw}{lw} \leq 2$

Por lo general estos muros estructurales de baja altura solo transmiten cargas de gravedad muy pequeñas, razón por la cual se ignora su efecto benéfico derivado al menos para la resistencia a cortante, además ya que su brazo de palanca interno

⁴ NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 6 (2016). Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams a Guide for Practicing Engineers, page 2.

disponible es relativamente grande, por lo que la estructura se ve menos afectada por la flexión ejercida por las cargas laterales.

En general los muros estructurales bajos suelen ser controlados por corte.

3.2.1.2 Muros Estructurales Altos $\frac{hw}{lw} > 2$

Estos elementos transmiten grandes cargas gravitacionales a la base de la estructura, lo que genera una mejor resistencia al corte, sin embargo, se ven más afectados a la flexión ejercida por las cargas laterales debido a que la magnitud del brazo de palanca interno disponible es pequeño. Lo dicho anteriormente nos demuestra que los muros estructurales altos son mayormente controlados por flexión.

3.2.2 Según la Forma de su Sección Transversal

Es una práctica común en la arquitectura y en el diseño estructural de los edificios, aprovechar el perímetro de las plantas y núcleos de circulación, para la ubicación y la configuración de los muros estructurales. Esta práctica permite con facilidad a los diseñadores, incorporar secciones transversales I, T, L, U, H o formas angulares de secciones transversales, a lo largo de toda la altura del edificio.

Aunque para los muros, se prefieren las secciones simétricas, abundan otras diversas debidas a la configuración de las plantas, tal como se muestra en la *Ilustración 2*.

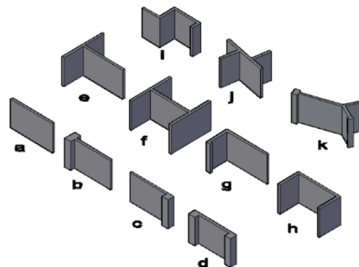


Ilustración 2: Secciones de Muros Comunes (Paulay & Priestley, 1991)

Fuente: <https://es.slideshare.net/KevinArnoldVasquezBarreto/muros-de-corte-o-placas>

3.2.3 Según Variaciones en Elevación.

3.2.3.1 Muros Sin Aberturas

Desde el punto de vista geométrico, un muro sin aberturas puede considerarse como un medio continuo contenido en un plano. Las hipótesis de análisis se apoyan en lo siguiente:

- El material que los constituye será homogéneo, elástico, lineal e isótropo.
- La geometría del muro es tal que posee tres dimensiones; dos relativamente grandes, contenidas en un plano y la restante cooperativamente más corta en otro plano.
- Considerando los dos puntos anteriores, la idealización corresponderá a un estado plano de esfuerzo.
- Las cargas que se soportarán estarán contenidas tanto en el plano del muro como perpendiculares a este.

Por considerarse como un elemento en estado plano los desplazamientos deberán ser en dos sentidos, vertical y horizontal, al tomar en cuenta la compatibilidad de estos desplazamientos, es evidente que tiende a presentarse un giro en el muro. Los muros estructurales sin aberturas pueden tratarse como voladizos verticales calculándose la rigidez y los esfuerzos, usando la simple teoría de la flexión.

3.2.3.2 Muros Con Aberturas

Las ventanas, puertas y ductos de servicio, requieren que los muros estructurales interiores o exteriores tengan aberturas. Es imperativo que las aberturas interfieran lo menos posible con la capacidad de momentos y transmisión de cortante de la estructura. En la *Ilustración 3* se muestra un buen ejemplo de muro irracional. El repentino cambio de una sección de muro a columnas reduce drásticamente la resistencia a flexión de la estructura de voladizo en la sección crítica de la base. La

distribución escalonada de las aberturas reduce severamente el área de contacto entre los dos muros, donde se deberían transmitir las fuerzas a cortante.

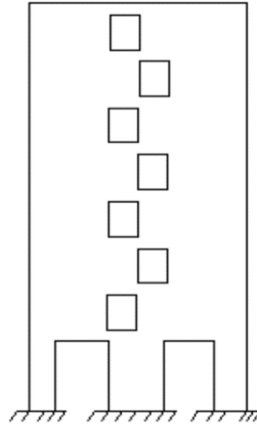


Ilustración 3: Interferencia con la resistencia a flexión y cortante

Fuente: <https://docplayer.es/84124282-Manual-de-calculo-y-diseno-de-muros-estructurales-de-concreto-armado.html>

Las columnas del muro ilustrado en la *Ilustración 4* podrían llevar a un caso indeseable en que el mecanismo de traslación lateral de las columnas ladea el muro en una dirección opuesta a la de la traslación lateral.

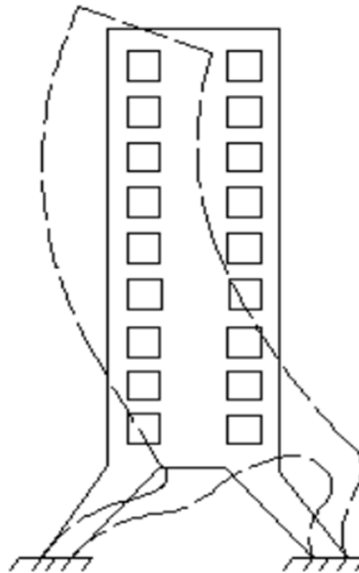


Ilustración 4: Deformaciones inestables debidas a las columnas inclinadas.

Fuente: <https://docplayer.es/84124282-Manual-de-calculo-y-diseno-de-muros-estructurales-de-concreto-armado.html>

3.3 Muros acoplados

Los muros acoplados están definidos por dos o más muros sólidos interconectados por vigas, losas o enjutas distribuidos a lo largo de la altura del edificio, creando una serie de aberturas alineadas verticalmente.

La *Ilustración 5* Distribución idealizada de la carga en un sistema de muros acoplados. muestra una idealización de la distribución de la carga en un sistema de muros acoplados sometido a cargas laterales (las flechas muestran las cargas que actúan sobre los pilares del muro). Cuando se somete a una carga sísmica, un sistema acoplado puede desarrollar más resistencia y rigidez que dos muros independientes de construcción similar. Las vigas acopladas suelen sufrir múltiples ciclos de deformación inelástica, por lo que los daños en los elementos de acoplamiento pueden ser considerables. Si los elementos de acoplamiento no se diseñan ni detallan para mantener la resistencia bajo severas demandas de deformación, los pilares de los muros se "desacoplarán" a medida que se deteriore la resistencia de los mismos.

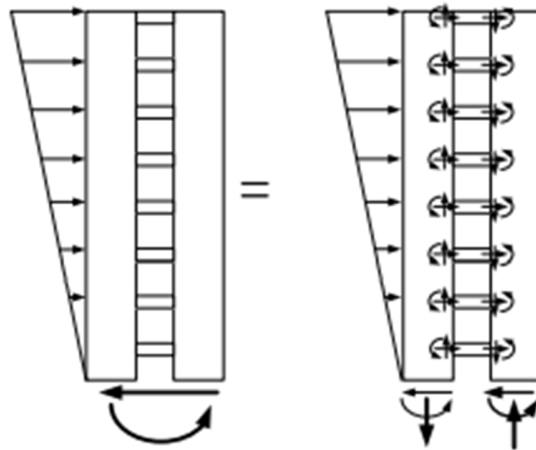


Ilustración 5 Distribución idealizada de la carga en un sistema de muros acoplados.

Fuente: NIST GCR 14-917-25, chapter 4.4.9.1 Coupled Wall Behavior

Bajo carga lateral, el acoplamiento entre los muros provoca variaciones en la fuerza axial del muro, además del momento y el corte. Las combinaciones resultantes de momento y fuerza axial producen una mayor demanda de tensión de flexión en algunas regiones de la sección transversal y una demanda de tensión de flexión reducida en otras. Del mismo modo, las demandas de compresión por flexión difieren para las dos paredes acopladas. Los muros individuales diseñados para estas combinaciones pueden tener elementos límite asimétricos como se muestra en la Ilustración 6.



Ilustración 6: Sección transversal característica de una pared acoplada

Fuente: NIST GCR 14-917-25, chapter 5.8.2 Coupled Walls.

Las estructuras de muros acoplados (CW) son sistemas sobresalientes de resistencia a cargas laterales que no solo reducen las demandas de deformación en el edificio, sino que también distribuyen la deformación inelástica tanto verticalmente como en planta, entre las vigas de acoplamiento y los pilares del muro. Cuando se someten a grandes cargas sísmicas, las vigas de acoplamiento pueden deteriorarse con relativa rapidez, mostrando degradación tanto de la resistencia como de la rigidez. Esto da como resultado una rápida evolución en el desempeño del sistema, de comportarse como un sistema de muros acoplados a comportarse como un sistema de pilares de muros unidos (LWP).

En síntesis:

- Las paredes acopladas proporcionan una rigidez lateral superior cuando permanecen elásticas.
- Los muros acoplados se comportan como un sistema acoplado rígido para viento y cargas sísmicas moderadas.
- Las vigas de acoplamiento se degradan antes de alcanzar la capacidad plástica del sistema.

- Los muros acoplados se convierten en una colección de pilares de muros unidos a altas cargas sísmicas.
- La reducción de la capacidad de la viga de acoplamiento podría ser clave para desarrollar un diseño construible.

3.4 Vigas de acople

Las vigas de acople son elementos estructurales con una rigidez elevada; debido a ello, son capaces de hacer funcionar dos muros adyacentes “como si fueran uno solo” y, para lograr eso, absorben gran fuerza cortante. Esto genera un incremento dramático en la rigidez de la estructura, pues la inercia de una sección depende de manera cúbica de la dimensión paralela a la fuerza cortante resistida.

3.4.1 Clasificación

El ACI 318-19 clasifica las vigas acopladas en tres categorías basadas en la relación l_n/h y la demanda de cortante:

- Vigas acopladas con $l_n/h \geq 4$, debe satisfacer proporcionalidad y detallado requerido para vigas de marcos especiales de momento, ciertos límites dimensionales están exentos. Tales vigas se consideran muy superficiales para el uso de refuerzo diagonal empleados en vigas peraltadas, para ello, el refuerzo a flexión es colocado horizontalmente en la parte superior e inferior de la viga.
- Vigas acopladas con $\frac{l_n}{h} < 2$ y $V_u > 4\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$, requieren ser reforzadas con dos grupos diagonales de barras simétricamente respecto al centro. a menos que se pueda demostrar que la pérdida de rigidez y resistencia de la viga de acople no afectara la capacidad de carga vertical de la estructura ni la integridad de los componentes no estructurales y sus conexiones a la estructura.
- Otras Vigas Acopladas, que no se encuentren dentro de los límites de los dos tipos precedentes pueden reforzarse como vigas especiales de marco de

momento convencionalmente reforzadas o vigas diagonalmente reforzadas. En la Ilustración 7, las vigas que caen a la derecha de la línea discontinua probablemente puedan ser diseñados eficientemente como vigas especiales del marco del momento, mientras que éstos a la izquierda probablemente se diseñan mejor con el refuerzo diagonal.

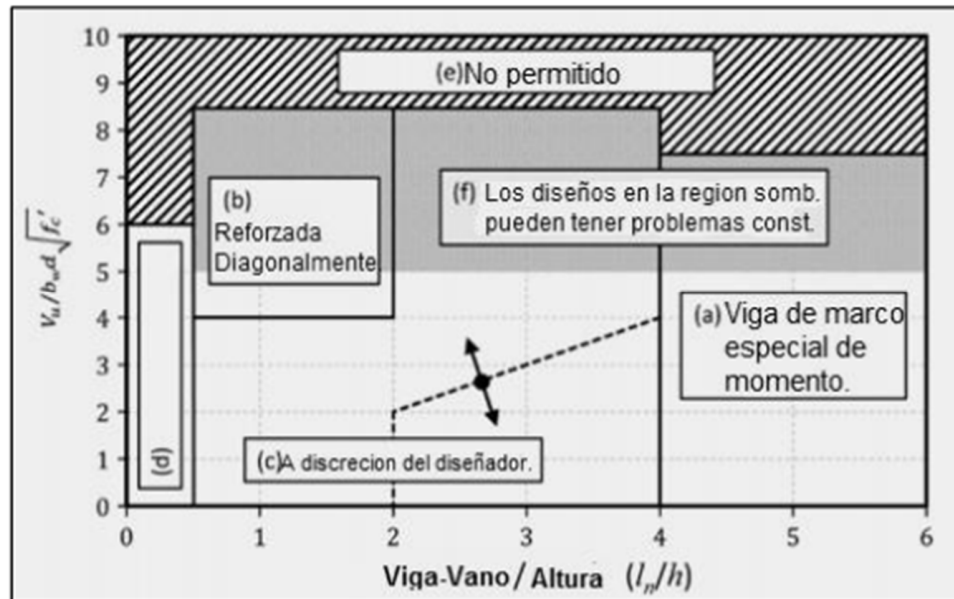


Ilustración 7: Clasificación de vigas de acople según su relación de aspecto. NEHRP Seismic
Fuente: NEHRP Seismic Design of Cast-in-place Concrete, Special Structural Walls and Coupling Beams No. 6 Segunda Edición

El área sombreada más oscura en la Ilustración 7 define el límite superior de la viga y el límite en el diseño de la viga a esfuerzo cortante. El área sombreada más clara indica diseños que son permitidos por la ACI 318 pero que podrían tener problemas constructivos por el congestionamiento del refuerzo.

Las vigas diseñadas como vigas de marco especial de momento deben tener refuerzo por flexión colocado horizontalmente en la parte superior e inferior de la viga y estribos de refuerzo que confinen las regiones finales (Ilustración 8).

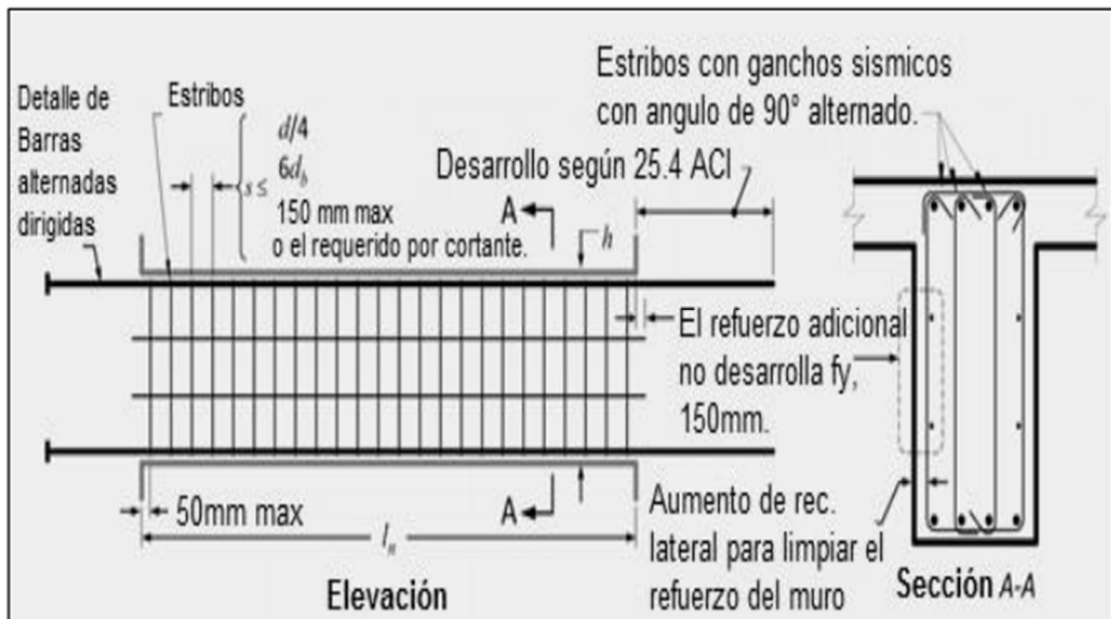


Ilustración 8: Detalles de viga de acople reforzada convencionalmente.

Fuente: NEHRP Seismic Design of Cast-in-place Concrete, Special Structural Walls and Coupling Beams No. 6 Segunda Edición

3.4.2 Dinámica de las vigas de acople

A partir de valores L/h menores a 4, la viga se considera de acople. Mientras menor sea este valor, más fuerza cortante “atraerá” el elemento (debido a su gran rigidez) y, por lo tanto, mayor refuerzo diagonal requerirá.

En una estructura llena de muros de concreto armado, tener vigas de longitud variable representa tener aberturas de diferentes longitudes entre los muros, ya sean ventanas de una cocina, entrada a un ascensor o grandes puertas. Se observa que la fuerza cortante que soporta la viga de acople es más drástica mientras menor sea la relación L/h . Para un valor de L/h igual a 2 la fuerza cortante se ha triplicado a la correspondiente a L/h igual a 4. Este tipo de vigas tienden a fallar de la siguiente forma:

- Falla por corte descontrolado, se observa una grieta de 45° de gran tamaño.
- Falla por cizallamiento.
- Falla por corte controlada gracia a la inclusión de refuerzo diagonal.

A pesar de no poder garantizar una falla dúctil en las vigas de acople, se puede controlar la falla por corte gracias al refuerzo diagonal y distribuido. Esto permite a la estructura mantener una gran rigidez a lo largo del sismo y disminuye las probabilidades de falla en muros,

3.5 Comportamiento sísmico

Los muros de corte actúan como vigas en voladizo vertical de gran peralte que proporciona estabilidad lateral a las estructuras al resistir las fuerzas cortantes y momentos flexionantes en sus planos causados por las fuerzas laterales (Ilustración 9). La sección transversal estrecha (es decir, ancho pequeño) indica que puede plantearse el problema de inestabilidad del borde, a compresión. Por lo general, las losas de piso de un edificio de niveles múltiples actúan como diafragmas horizontales y dan apoyo lateral; en consecuencia, se puede considerar que la longitud crítica con respecto al pandeo es igual a la altura de los pisos.

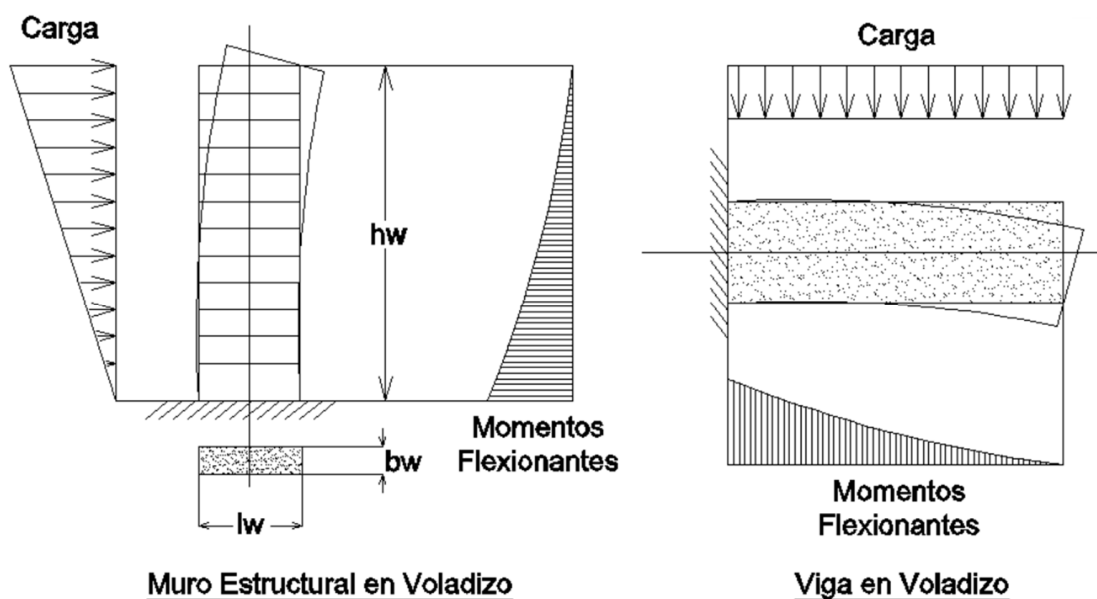


Ilustración 9: Muro Estructural en Voladizo Viga / Estructural en Voladizo.

Fuente: Manual de cálculo y diseño de muros estructurales de concreto armado, Bárbula, Nov 2012, pág. 50

Una estructura con muros de corte de concreto reforzado será muy rígida y atraerá grandes fuerzas sísmicas; si estos son frágiles y fallan, el resto de la estructura no

será capaz de tomar el impacto, pero si son dúctiles serán muy efectivos en resistir las fuerzas sísmicas.

Durante un sismo los muros de cortante limitaran los daños a los marcos estructurales, ellos también minimizaran los daños a las partes no estructurales de un edificio, como ventanas, puertas, cielos rasos, etc.

Las paredes deben estar bien distribuidas dentro del plan de construcción, con múltiples paredes que proporcionan resistencia al cortante de cada nivel en cada dirección principal. Preferiblemente, los tramos de diafragma largos son evitados. Además, las paredes deben colocarse de tal manera que su centro de resistencia esté cerca del centro de masa, evitando así la torsión en el edificio. En la *Ilustración 10* se aprecia la resultante de las fuerzas que se generan por los elementos del edificio y el comportamiento de esta debido a los muros de corte y las propiedades de rigidez que aporta.

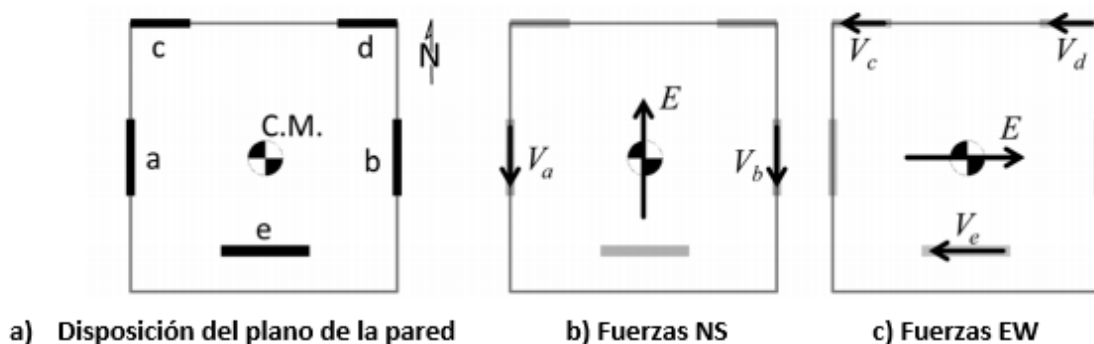


Ilustración 10: Disposición del centro de masa.

Fuente: NEHRP Seismic Design Technical Brief No.6, pág. 3.

Cabe destacar que a diferencia de los sistemas estructurales aporricado, los sistemas formados por muros estructurales suelen ser más rígidos por lo que se les acostumbra diseñar con un factor de reducción de respuesta menor, sin embargo para edificaciones relativamente altas, la rigidez es pieza fundamental para propiciar la estabilidad durante acciones sísmicas, además con el diseño apropiado los muros estructurales también pueden ser utilizados para disipar

energía. La *Ilustración 11* contiene un esquema de las fuerzas que actúan sobre un muro estructural.

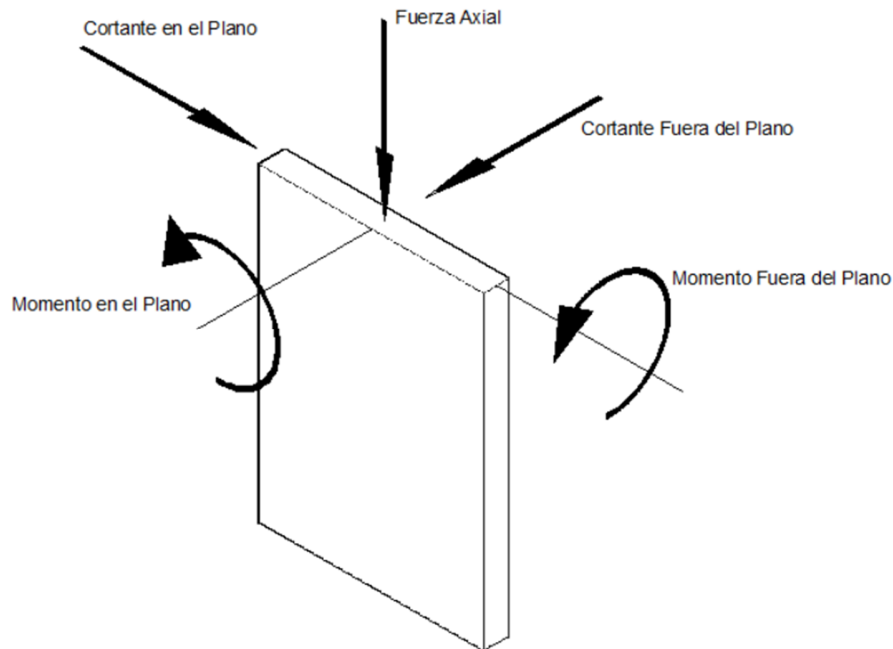


Ilustración 11: Acciones sobre un Muro.

Fuente: Manual de cálculo y diseño de muros estructurales de concreto armado, Bárbula, Nov 2012, pág. 36

3.6 Disipación de energía

Los muros estructurales de concreto armado son sistemas ampliamente utilizados en el proyecto de las edificaciones sismo-resistentes. Sus características resaltantes de elevada rigidez y ductilidad le permiten resistir de manera eficiente a las cargas laterales debidas a las acciones sísmicas y de viento, limitando los desplazamientos laterales de la estructura y permitiendo gran disipación de energía. Por esta razón, ciertos edificios de gran altura se diseñan con este sistema de muros para obtener un comportamiento estructural eficiente.

Las cargas muertas y vivas de una edificación causan fuerzas axiales; las fuerzas sísmicas producen cortante y momento solamente. Dichas cargas tienden a actuar

a lo largo de la dirección del movimiento del viento o de las vibraciones del terremoto y actúan lateralmente al edificio a través de una de las dos direcciones. Debido a ello las paredes de corte están destinados a resistir el efecto de principalmente dos cosas: corte plano y flexión debido al momento generado en el muro. El comportamiento de dichos elementos estructurales depende parcialmente de la relación largo alto de la pared. Las paredes delgadas $h_w/l_w \geq 2$ tienden a comportarse muy parecido a los voladizos por flexión. El comportamiento más usual de las paredes esbeltas es la fluencia a la ductilidad por flexión, sin falla por cortante. En cambio, las paredes con relaciones h_w/l_w bajas (≤ 0.5), tienden a resistir fuerzas laterales a través de un mecanismo puntual diagonal, con el cual, el concreto y los refuerzos horizontal y vertical resisten cortante.

La fluencia por cortante de paredes esbeltas generalmente se considera inaceptable porque reduce la capacidad a la deformación inelástica por debajo de los valores esperados. La cedencia por cortante de las paredes muy bajas se acepta a menudo porque esas paredes tienden a tener una alta resistencia inherente y una baja ductilidad.

A pesar de que el concreto es resistente a la compresión, se suelen diseñar elementos de borde, los cuales se ubican en los extremos del muro con una disposición especial del acero de refuerzo con un eventual incremento de sección. El armado de estos elementos de borde provee la ductilidad requerida para permitir un adecuado nivel de deformación en compresión en el concreto, mientras que la sección central o alma del muro suele reforzarse con un detallado más sencillo el cual provee al muro con capacidad ante tensión a fin de ayudarlo a resistir este tipo de fuerzas generadas internamente en el elemento. El refuerzo horizontal y vertical son requeridos para resistir cortante.

3.7 Mecanismos de falla

Los muros de corte dependen de algunos criterios para poder disipar energía y proveer un comportamiento adecuado ante un sismo, o fuerza actuante. Para incorporar muros de corte se deberá cumplir con los siguientes requisitos:

- Adecuada estructuración.
- Ubicación de muros (en planta y elevación), detalle y análisis de su disposición en la estructura.
- Simetría (necesaria pero no suficiente).
- Evitar efectos torsionales.

Estos criterios aportan en cierta forma medidas que evitan que ellos fallen de las formas siguientes:

3.7.1 Relación de esbeltez

La relación de esbeltez de una pared se define como una función de la altura efectiva dividida por el espesor efectivo o el radio de giro de la sección de pared. Los muros delgados son vulnerables a los modos de falla por pandeo debido a la compresión axial y el pandeo lateral por torsión debido al momento flector.

3.7.2 Falla por cortante en una pared estructural delgada

Esto puede conducir a una rápida pérdida de fuerza en derivas por debajo de las previstas en el diseño. Fallas por cortante también puede comprometer la resistencia axial de la pared, la *Ilustración 12: Falla por cortante.* contiene el resultado que surge debido al cortante en un muro.

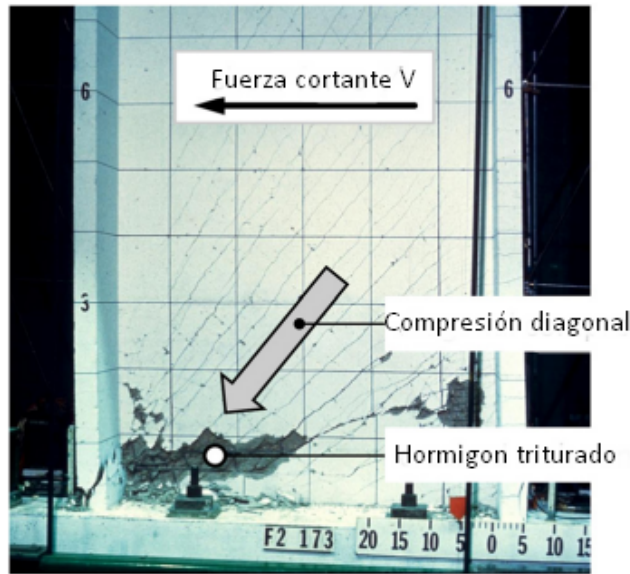


Ilustración 12: Falla por cortante.

Fuente: NEHRP Seismic Design Technical Brief No.6, pág. 8

3.7.3 Discontinuidad vertical

Las consideraciones de función y costo a veces conducen a aberturas y otras discontinuidades de la pared, Ilustración 13 muestra algunos ejemplos de discontinuidad vertical de muros en un edificio. Bajo carga lateral, estas irregularidades pueden conducir a concentraciones de tensión y deriva lateral localizada que puede ser difícil de cuantificar y acomodar en el diseño, y en algunos casos puede resultar en respuesta sísmica indeseable. Algunas irregularidades deben ser evitadas sin más consideración⁵.

⁵ NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 6 (2016). Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams a Guide for Practicing Engineers, page

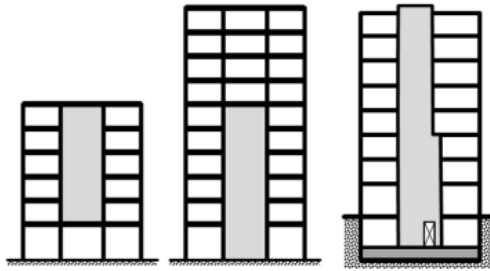


Ilustración 13: Irregularidades verticales de un muro.

Fuente: NEHRP Seismic Design Technical Brief No.6, pág. 3.

3.7.4 Representación graficas del tipo de fallas.

Ilustración 14 proporciona un resumen de las posibles fallas que un muro puede experimentar dependiendo del tipo de fuerza que se le aplica a un plano en específico:

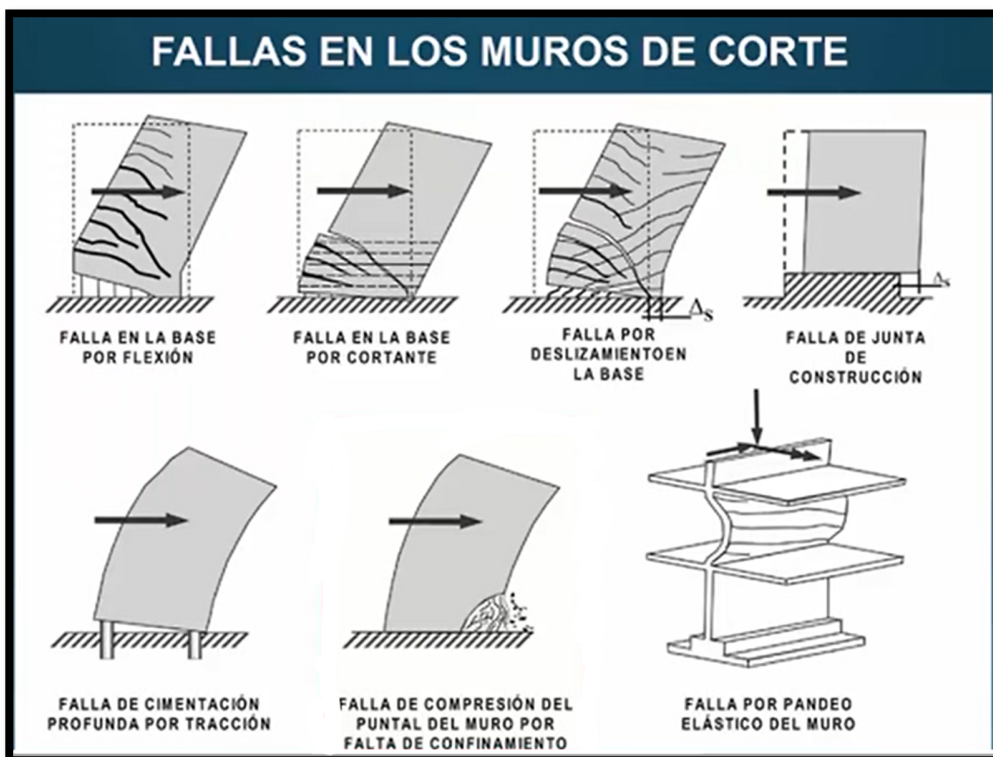


Ilustración 14 Tipos de fallas en los muros de corte.

Fuente: Materiales de Construcción, martes, 17 de marzo de 2009;
<http://materialesparaconstruir.blogspot.com/2009/03/>

3.8 Tipos de refuerzo.

Los muros tienen tres tipos de refuerzo, longitudinal, vertical y horizontal (ver Ilustración 15: Tipos de refuerzo en el muro).

- El refuerzo longitudinal, ubicado en los extremos del muro, toma tracción o compresión debido a la flexión, puede incluir el refuerzo de confinamiento y colabora en tomar el corte en la base que tiende a generar desplazamiento.
- El refuerzo horizontal toma el corte en el alma.
- El refuerzo vertical puede tomar carga axial, toma deslizamiento por corte y corte en el alma.

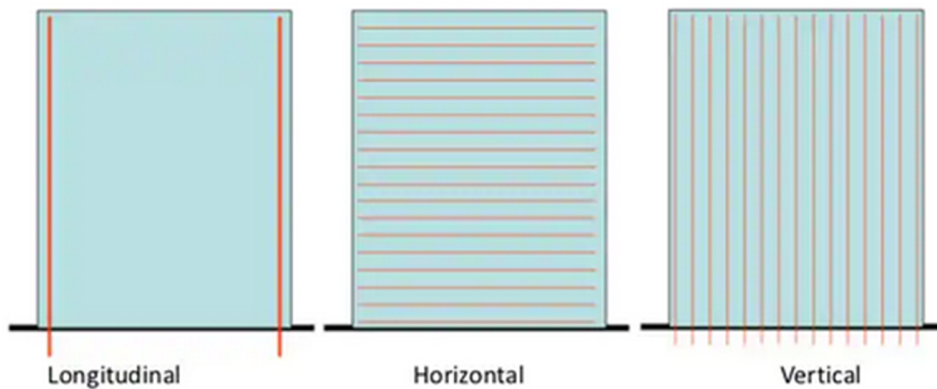


Ilustración 15: Tipos de refuerzo en el muro

Fuente: <https://es.slideshare.net/KevinArnoldVasquezBarreto/muros-de-corte-o-placas>

CAPITULO IV : MARCOS ORDINARIOS

4.1 Definición

Un marco de momentos consiste en un sistema de columnas y vigas que se conectan entre sí con conexiones de momento restringidas y/o totales. Con una conexión de momento, una columna se une a una viga sin liberaciones en la articulación cuando se analiza estructuralmente.

Las cargas se resisten en los sistemas de marco de momentos mediante flexión en las vigas y columnas que inducen cortantes y momentos en las vigas, columnas y sus uniones relacionadas con el momento.

4.2 Tipos de marcos

La selección de un tipo particular de sistema enmarcado depende de dos parámetros importantes, el riesgo sísmico de la zona y el presupuesto. Las fuerzas laterales actuando sobre cualquier estructura se distribuyen de acuerdo a la rigidez y a la flexión de los componentes individuales.

Un marco rígido en ingeniería estructural es sistema resistente construido con vigas rectas o miembros curvos interconectados por conexiones en su mayoría rígidas que resisten los movimientos inducidos en las articulaciones de miembros. Estos segmentos pueden tomar momento de flexión, cortante y cargas axiales, pueden ser de dos tipos:

- Estructuras de marcos rígidos.
- Estructuras con pórticos arriostrados.

Referente a los tipos de marcos de momento tenemos:

4.2.1 Marco de Momento Ordinario (OMF)

Se espera que los OMF soporten deformaciones inelásticas limitadas en sus miembros y conexiones como resultado de las fuerzas laterales. Los OMF se utilizan

normalmente en regiones sísmicas bajas y será el modelo seguido para el diseño estructural de la edificación en estudio.

4.2.2 Marco de Momento Intermedio (IMF)

Se espera que los IMF soporten deformaciones inelásticas limitadas en sus miembros y conexiones como resultado de fuerzas laterales y requieran el uso de conexiones precalificadas o conexiones que hayan sido sometidas y pasen una prueba cíclica calificada. Los IMF deben mantener un ángulo de deriva entre los pisos de hasta 0,02 radianes, y se suelen utilizar en regiones sísmicas medias.

4.2.3 Marco de Momento Especial (SMF)

Se espera que ellos soporten una deformación inelástica significativa en sus miembros y conexiones como resultado de las fuerzas laterales y requieren el uso de conexiones precalificadas o conexiones que hayan sido sometidas y pasen una prueba cíclica calificada. Las SMF deben mantener un ángulo de deriva entre pisos de hasta 0,04 radianes. Las SMF se utilizan normalmente en las regiones sísmicas altas.

4.3 Comportamiento de los marcos estructurales

En el análisis de los marcos estructurales, dos supuestos comunes son considerados en cuanto al comportamiento de los mismos, primero, que sus vigas son libres de girar en sus conexiones; segundo, sus miembros están tan conectados que los ángulos que forman entre sí no cambian bajo carga.

Los pórticos resistentes a momento son ensamblajes rectilíneos de vigas y columnas, con las vigas rígidamente conectadas a las columnas. La Resistencia a fuerzas laterales se proporciona principalmente por la acción del marco rígido, es decir, por la cantidad de refuerzo, etc. Los componentes de un pórtico resistente a momento deben resistir tanto cargas de gravedad como cargas laterales.

Las fuerzas laterales son distribuidas según la rigidez a la flexión de cada componente, el desarrollo del momento flector y la fuerza cortante en los miembros del marco y las juntas.

En referencia a los marcos ordinarios resistentes a momento que forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas, es requerido que el edificio satisfaga los requisitos del Capítulo 15 del ACI 318-19—Juntas viga-columna y losa-columna, con cortante de junta mayorado V_u ; calculado sobre un plano a la mitad de la altura de la junta utilizando las fuerzas de tracción y de compresión de la viga y cortante de la columnas correspondientes con momentos nominales de la viga M_n (Ilustración 16).

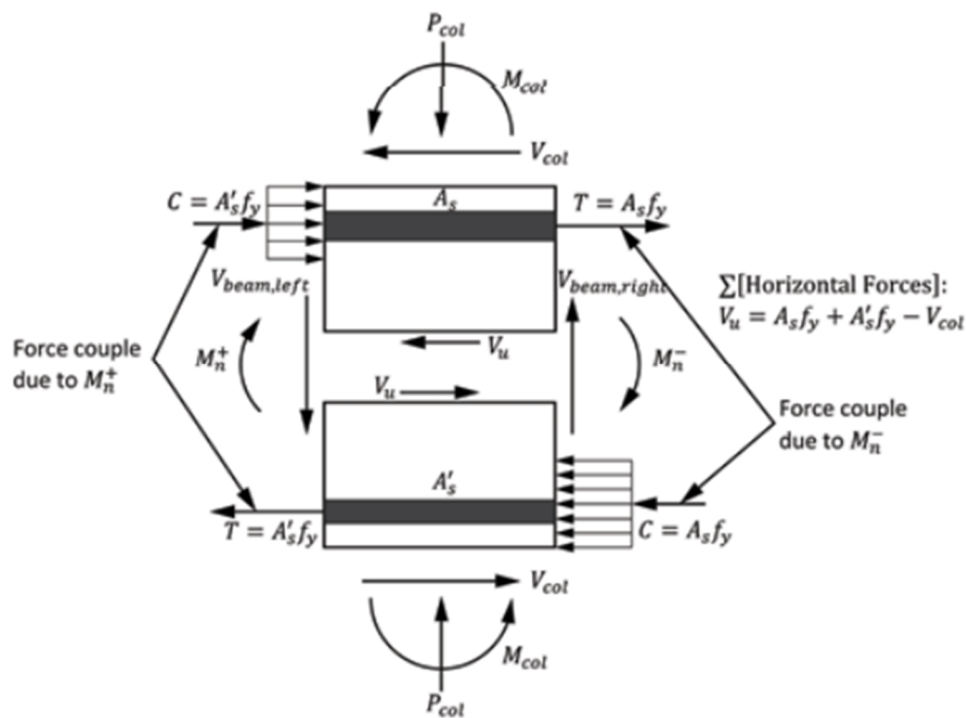


Ilustración 16 Diagrama de cuerpo libre para fuerza cortante a la mitad de la unión viga-columna en marcos ordinarios a momento.

Fuente: *Changes in ACI 318 Code Provisions for Earthquake-Resistant Structures, Part 1*, pág. 2

4.4 Vigas

Las vigas son los elementos estructurales que transmiten las cargas distribuidas de las losas de piso a las columnas verticales. Normalmente se vuelan de manera monolítica con la losa y están reforzadas estructuralmente en una cara, la parte más baja de tensión, o ambas caras superior e inferior. Como son colados en forma monolítica con la losa, forman vigas T para las vigas interiores o una viga L .

Las vigas deberán diseñarse para fallar en tensión por fluencia inicial del refuerzo, pueden identificarse tres tipos de vigas según el tipo de falla, esto es, fluencia del acero o aplastamiento del concreto: sección balanceada, sección sobre-reforzada y sección sub-reforzada.

En el análisis o diseño de vigas con refuerzo de compresión A'_s , el análisis se divide de tal manera que la sección está en teoría compuesta de dos partes, en la Ilustración 17, se muestra el diseño de la viga doblemente reforzada.

Las dos partes de la solución comprenden, la primera, la del refuerzo simple incluyendo el bloque rectangular equivalente, siendo el área del refuerzo de tensión diagonal igual a $(A_s - A'_s)$; y la segunda, las dos áreas de acero equivalente A'_s tanto en la cara de tensión como en la de compresión para formar el par T_s y C_s como la segunda parte de la solución.

En Ilustración 17 se observa que el momento resistente nominal $M_n = Mn_1 + Mn_2$, es la suma de los momentos de la primera y segunda parte. También se muestran: (a) la sección transversal, (b) deformaciones, (c) parte 1 de la solución (simplemente reforzada), (d) parte de la solución (contribución del acero de compresión)

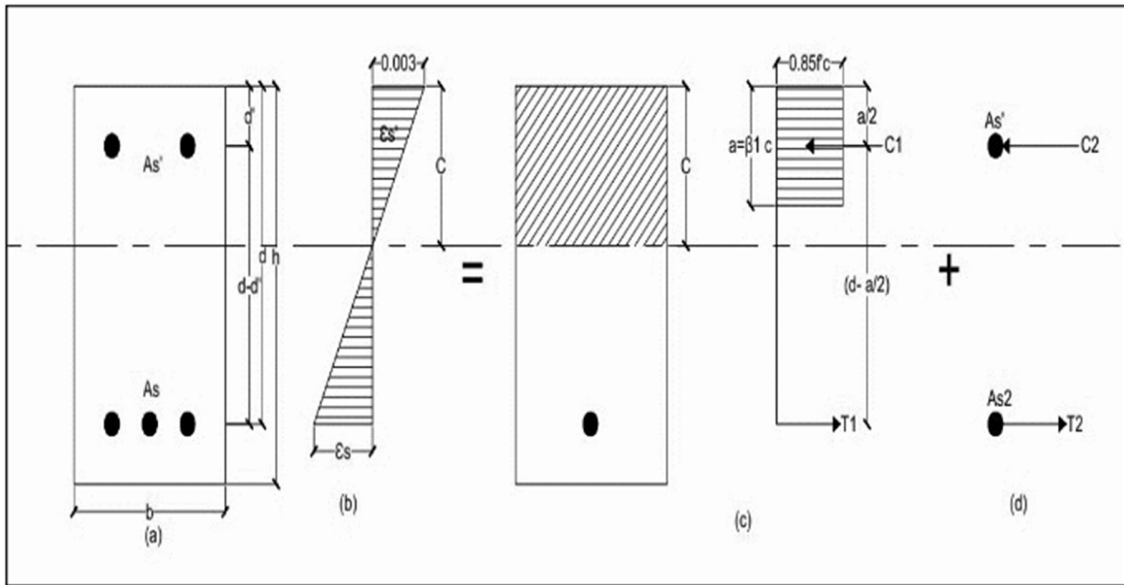


Ilustración 17 Esfuerzos utilizados en el diseño de viga doblemente,

Fuente: desarrollo de software para el diseño de vigas, columnas, Uniones viga-columna, muros de corte y vigas de acople de Concreto reforzado en base al ACI 318-14

4.5 Columnas

Las columnas son los miembros verticales a compresión de los marcos estructurales, que sirven para apoyar las vigas cargadas. Transmiten las cargas de los pisos superiores hasta la planta baja y después al suelo, a través de la cimentación. Puesto que las columnas son elementos a compresión, la falla de una columna en un lugar crítico puede causar el colapso progresivo de los pisos concurrentes y el colapso total último de la estructura completa.

En términos económicos y de pérdidas humanas, la falla estructural de una columna es un evento de principal importancia. Es por esto que se debe tener un cuidado extremo en el diseño de las columnas, que deben tener una reserva de resistencia más alta que las vigas o cualquier otro elemento estructural horizontal, especialmente porque las fallas de compresión proporcionan muy poca advertencia visual.

Los principios de compatibilidad de esfuerzos y deformaciones que se aplicaron en el análisis y diseño de las vigas, se aplican de igual forma a las columnas. Sin

embargo, se introduce un factor nuevo, la adición de una fuerza axial externa a los momentos flexionantes que actúan en la sección crítica; en consecuencia, es necesario hacer un ajuste a las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos que se desarrollaron para las vigas, con el objeto de tomar en cuenta un efecto de compresión y flexión combinadas.

En el caso de las columnas, ocasionalmente dominará la carga axial; por lo que no se puede evitar el comportamiento de falla por compresión para los casos en que existe una relación grande de carga axial/momento flexionante. A medida que la carga en una columna se incrementa, el agrietamiento se intensifica en los lugares de los amarres transversales, en toda su altura. Como en el caso de las vigas, la resistencia de las columnas se calcula con los principios básicos siguientes:

- Existe una distribución lineal de las deformaciones entre la sección transversal de la columna.
- No hay deslizamiento entre el acero y el concreto. (esto es, la deformación en el acero y en el concreto en contacto es la misma).
- Para el propósito de los cálculos de la resistencia, la deformación máxima permisible del concreto en la falla es de 0.003.
- La resistencia en tensión del concreto es despreciable y no se considera en los cálculos.

4.5.1 Fallas en Columnas

La falla en las columnas se puede presentar como resultado de una falla en el material por la fluencia inicial del acero en la cara de tensión o por el aplastamiento inicial del concreto en la cara de compresión, o por la pérdida de la estabilidad lateral estructural (es decir, por pandeo). Si la falla de la columna se debe a la falla inicial del material, se clasifica como **columna corta**.

A medida que se incrementa la longitud de la columna, también se incrementa la probabilidad de que el pandeo produzca la falla, Por lo tanto, la transición de

columna corta (falla del material) a columna larga (falla por pandeo) se define como la relación de la longitud efectiva “ kl_u ” con el radio de giro “ r ”. Donde la altura l_u , es la longitud no apoyada de la columna y k es un factor que depende de las condiciones en los extremos de la columna. A esta relación kl_u/r , se le define como relación de esbeltez.

Con base en la deformación del acero de refuerzo en el lado a tensión, la sección está sujeta a una de las dos condiciones iniciales de falla siguientes:

- Falla de tensión por la fluencia inicial del acero en el lado a tensión.
- Falla de compresión por el aplastamiento inicial del concreto en el lado a compresión.

La condición balanceada se presenta cuando la falla se desarrolla simultáneamente en tensión y en compresión. Si P_n es la carga axial y P_nb es la carga axial correspondiente a la condición balanceada, entonces:

- Falla de tensión: $P_n < P_nb$
- Falla Balanceada: $P_n = P_nb$
- Falla a compresión: $P_n > P_nb$

CAPITULO V : METODOLOGIA DE ANALISIS Y DISEÑO

5.1 Metodología del análisis estructural

El RNC-07 permite en su artículo 33 efectuar un análisis dinámico del edificio que implica el cálculo de al menos 3 modos de vibrar a excepción de aquellos edificios de 2 niveles o menos. Una vez calculadas las fuerzas sísmicas estas se deben de comparar con las fuerzas sísmicas encontradas estáticamente y se debe asegurar que sean al menos iguales al 80% de éstas últimas. En caso de no cumplirse esto, se incrementarán las fuerzas sísmicas hasta igualarlas al 80% de las fuerzas calculadas estáticamente. El proceso de cálculo general requerido por el Reglamento Nacional de la Construcción en Nicaragua se obtiene mediante:

5.1.1 Clasificación de la estructura

El reglamento nacional de la construcción de nicaragua RNC-07, en su Art.20 clasifica las estructuras según su nivel de importancia en base a la finalidad de uso del inmueble, los grupos en los que se clasifican son los siguientes:

5.1.1.1 Estructuras esenciales: (Grupo A)

Son aquellas estructuras que por su importancia estratégica para atender a la población inmediatamente después de ocurrido un desastre es necesario que permanezcan operativas luego de un sismo intenso.

5.1.1.2 Estructuras de normal importancia: (Grupo B)

Son aquellas en el que el grado de seguridad requerido es intermedio, y cuya falla parcial o total causaría pérdidas de magnitud intermedia.

5.1.1.3 Estructuras de menor importancia: (Grupo C)

Son aquellas estructuras aisladas cuyo falla total o parcial no pone en riesgo la vida de las personas.

5.1.2 Análisis de cargas gravitacionales

Comprende la determinación de las cargas que afectan a la estructura, estas a su vez estarán regidas por:

5.1.2.1 Peso Propio

El peso de todos los elementos estructurales que pueda comprender la estructura, se columnas, vigas, muros y cualquier otro elemento no estructural fijo, como los acabados y de todo elemento que ocupe una posición permanente con un peso que no cambie sustancialmente con el tiempo.

5.1.2.2 Carga viva

El RNC-07 considera como cargas vivas a las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones, y que no tiene carácter permanente. Nunca se deberá de utilizar una carga viva menor que la indicada en la tabla 1 del RNC-07 en su Art.10.

5.1.2.3 Carga viva reducida

La carga viva incidental que se deberá utilizar para los análisis por sismo y por viento. Lo valores se indicada en la tabla 1 del RNC-07 en su Art.10.

5.1.3 Fuerza sísmica horizontal

Del arto. 26 esta fuerza será determinado según:

$$F_s = c * W_o \quad (4)$$

Donde:

c : coeficiente sísmico

W_o : peso propio de la estructura

El peso propio de la estructura W_o se calcula mediante el análisis de cargas y el cálculo del coeficiente sísmico c depende de otros factores como coeficiente de regularidad del edificio, factor de amplificación por tipo de suelo, factor de reducción por sobre resistencia y factor de reducción por ductilidad.

5.1.3.1 Factor de reducción por ductilidad

El RNC-07 establece un rango de valores para el factor de reducción por ductilidad que rondan entre 1 a 4, este valor va en dependencia del sistema estructural utilizado, si el edificio es irregular se deberá modificar el coeficiente mediante un coeficiente de irregularidad, para delimitar el valor del factor de ductilidad se deberá cumplir con los requisitos indicados en el Arto 21 del Reglamento Nacional de la Construcción.

5.1.3.2 Factor de reducción por sobre resistencia

La reducción por sobre resistencia está dada por el factor $\Omega=2$

5.1.3.3 Condiciones de regularidad

5.1.3.3.1 Estructura regular

Para que una estructura sea considerada regular debe cumplir con los 12 requerimientos de regularidad del RNC-07 en el Inciso a) del Art. 23.

5.1.3.3.2 Estructura irregular

Toda estructura que no satisfaga uno o más de los requisitos del inciso a) del Art. 23 será considerada irregular.

5.1.3.3.3 Estructura fuertemente irregular:

Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple con al menos 1 de las condiciones del inciso c) del Art. 23 del RNC-07.

5.1.3.3.4 Corrección por irregularidad

El factor de reducción Q' , definido en el Artículo 21, se multiplicará por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos de la del inciso a) del Arto. 23, por 0.8 cuando no cumpla con dos o más de dichos requisitos, y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular según las condiciones de la del inciso c) del Arto. 23. en ningún caso el factor Q' se tomará menor que uno.

5.1.3.4 Factor de amplificación por tipo de suelo.

Para tomar en cuenta los efectos de amplificación sísmica debidos a las características del terreno, los suelos se dividirán en cuatro tipos, de acuerdo con las siguientes características:

Tipo I: Afloramiento rocoso con $V_s > 750$ m/s,

Tipo II: Suelo firme con $360 < V_s \leq 750$ m/s,

Tipo III: Suelo moderadamente blando, con $180 \leq V_s \leq 360$ m/s,

Tipo IV: Suelo muy blando, con $V_s < 180$ m/s

Si no se dispone de un mapa de microzonificación se deberá de utilizar la tabla 2 del RNC-07 para conocer el valor de factor de amplificación por tipo de suelo (S).

5.1.3.5 Coeficiente sísmico

La ecuación para el cálculo del coeficiente sísmico es la siguiente:

$$c = \frac{V_0}{W_0} = \frac{S(2.7 * a_0)}{Q' * \Omega} \quad (5)$$

El cálculo de los factores involucrados en el cálculo del coeficiente sísmico son los mencionados con anterioridad a excepción de factor a_0 que se define de manera

mas precisas en el anexo C del RNC-07, este valor es dependiente de la zona del país.

5.1.4 Espectro de diseño

Este inciso está regido por el arto. 27 del RNC-07, el cual indica que cuando se aplique ya sea el análisis estático equivalente o dinámico modal, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$a = \begin{cases} S \left[a_0 + (d - a_0) \frac{T}{T_a} \right] & ; \text{si } T < T_a \\ S_d & ; \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ S_d \left(\frac{T_b}{T} \right) & ; \text{si } T_b \leq T \leq T_c \\ S_d \left(\frac{T_b}{T_c} \right) \left(\frac{T_c}{T} \right)^2 & ; \text{si } T > T_c \end{cases} \quad (6)$$

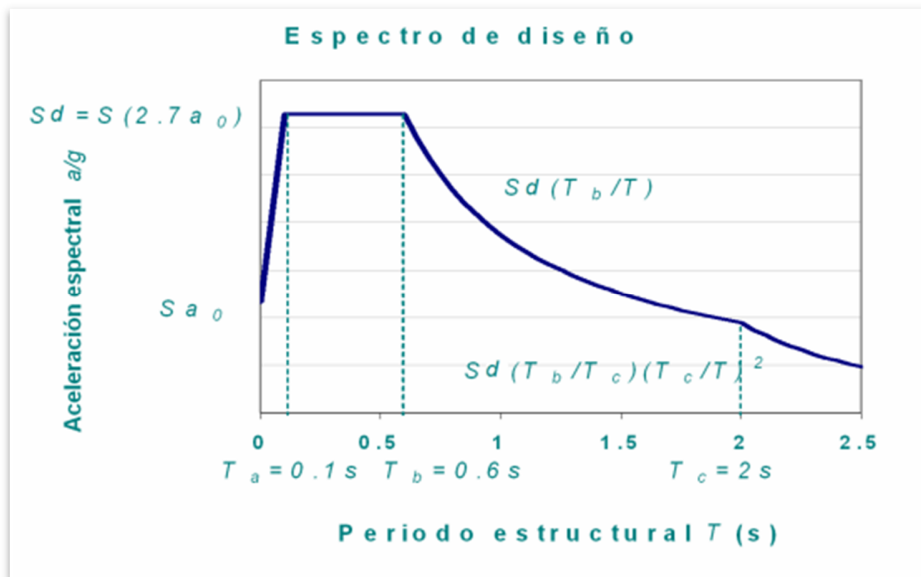


Ilustración 18: Espectro de diseño para Nicaragua,
Fuente: arto. 27 RNC-07, pág. 25

5.1.5 Combinaciones de diseño

Se determinarán las siguientes combinaciones para usar en el diseño de estructuras verticales, que produzcan los esfuerzos más críticos.

5.1.5.1 Estados de carga

Las combinaciones de diseño deberán basarse en los siguientes tipos de cargas:

- CM = Carga muerta
- CV = Carga viva máxima
- Fs = Fuerza Sísmica horizontal
- Pz = Carga ó presión de viento
- Ps = Carga debido a la presión lateral de la tierra, a la presión del agua subterránea, o a la presión de materiales a granel

5.1.5.2 Método de resistencia ultima

- $Cu1=1.4CM$
- $Cu2=1.2CM+1.6CV+1.6PS$
- $Cu3=1.2CM+1.6PZ+CV$
- $Cu4=1.2CM+CV+Fs$
- $Cu5=0.9CM+1.6PZ+1.6PS$
- $Cu6=0.9CM+Fs+1.6PS$

5.1.5.3 Método elástico o esfuerzos permisibles

- $Cs1=CM+CV+PS$
- $Cs2=CM+PS+(PZ \text{ o } 0.7Fs)$
- $Cs3=0.6CM+PZ+PS$
- $Cs4=0.6CM+0.7Fs+PS$

5.1.6 Desplazamientos laterales

El RNC-07 establece unos desplazamientos límites cuando se use el método estático o alguno de los métodos dinámicos.

5.1.6.1 En el estado límite de servicio

Los desplazamientos serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor $Q'\Omega/2.5$. las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, calculados no excederán 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones; en tal caso, el límite en cuestión será de 0.004.

5.1.6.2 En estado límite de colapso

Serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicado por el factor $Q\Omega$, el cual deberá ser comparado con la distorsión máxima permitida por el tipo de sistema estructural según tabla 4 del RNC-07, Arto. 34.

5.1.6.3 Modelado para análisis elásticos

Para la revisión del desplazamiento en el modelado estructura se deberá reducir los momentos de inercia de los elementos de concreto según lo establecido en el ACI 318-19 en la sección 6.6.3.

Tabla 1: Momento de inercia y área de la sección transversal permitidos para el análisis elástico

Condiciones y miembros		Momento de Inercia	Área de la sección transversal para deformaciones axiales	Área de la sección transversal para deformaciones por cortante
Columnas		$0.70I_g$	$1.0A_g$	$b_w h$
Muros	No fisurados	$0.70I_g$		
	Fisurados	$0.35I_g$		
Vigas		$0.35I_g$		
Placas y Losas planas		$0.25I_g$		

Fuente: ACI 318-19 tabla 6.6.3.1.1 (a)

5.2 Metodología de diseño de muros estructurales

El código tradicionalmente ha utilizado diferentes expresiones para estimar la resistencia de diseño en el plano de corte en los muros estructurales para aplicaciones no sísmicas o muros ordinarios (ACI 318-19 CAP 11) y sísmicas o muros especiales a momento (ACI 318-19 CAP 18-10). Con la finalidad de mejorar la consistencia en el código, las expresiones para estimar la resistencia nominal en el plano de corte del capítulo 11 fueron modificadas para que tuviesen la misma forma de las expresiones utilizadas para estimar la resistencia por cortante incluida en el capítulo 18. Los estudios indican que las primeras ecuaciones y las ecuaciones revisadas del capítulo 11 se consideran totalmente equivalente a nivel de seguridad.

5.2.1 Refuerzo mínimo de muro

Los muros especiales deben de proveerse con una cuantía mínima longitudinal y transversal de 0.0025 según lo indica el ACI 318-19 en su inciso 18.10.2.1.

5.2.2 Barras longitudinales

Las longitudes de desarrollo y los empalmes deben extenderse al menos 12 pies (3.6 m) por encima del punto crítico en el que ya no sea necesario resistir flexión,

pero no es necesario que se extienda más de l_d por encima del siguiente nivel de piso.

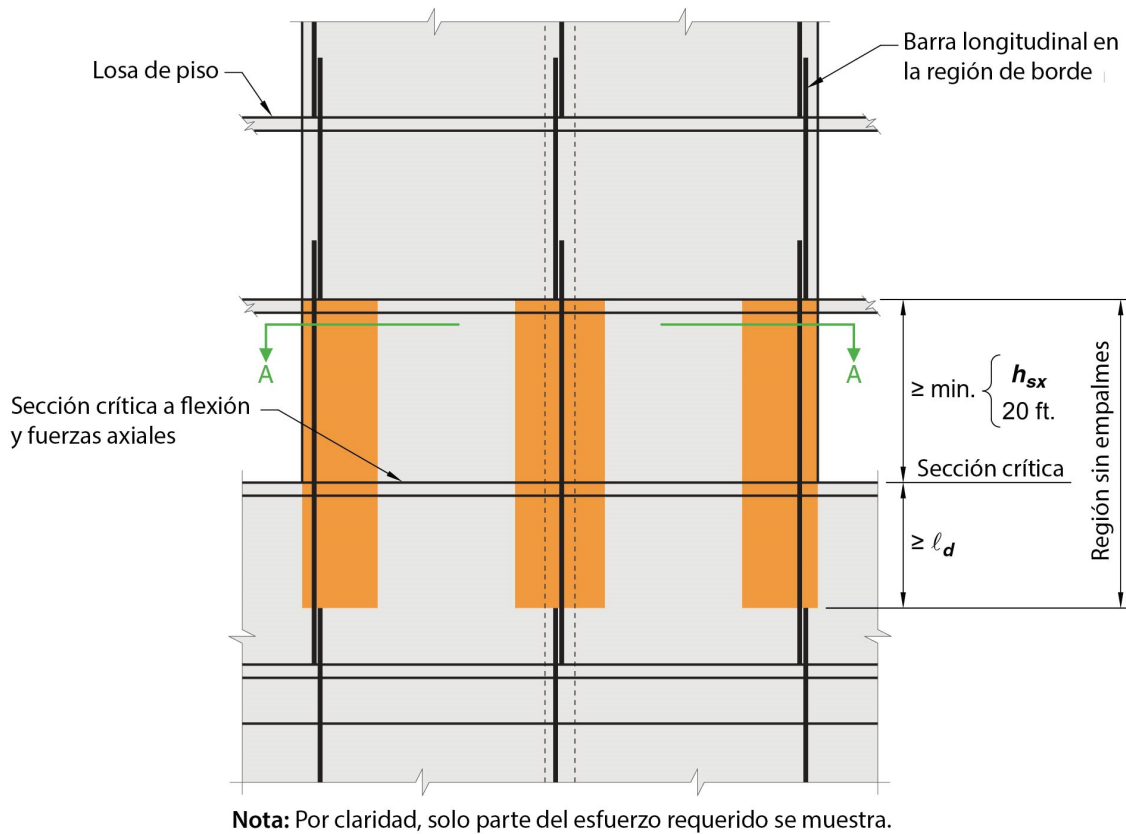


Ilustración 19: Extensión del refuerzo longitudinal

Fuente: ACI 318-19

Los empalmes por traslape del refuerzo longitudinal no son permitidos dentro de la zona crítica del muro ni una longitud l_d por debajo de la zona crítica del muro, se entiende como zona crítica del muro al punto donde se espera que ocurra la máxima flexión según se indica en ACI 318-19 18.10.2.3.

5.2.3 Refuerzo longitudinal en los extremos de muros

El ACI 318-19 18.10.2.4 nos indica que en los muros que se cumpla $h_w/l_w \geq 2$ deben cumplir con:

1. La cuantía de refuerzo longitudinal dentro de $0.15l_w$ del elemento de borde vertical del muro y en un ancho igual al espesor del muro debe ser:

$$\rho = 6 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (7)$$

2. El refuerzo longitudinal requerido en los elementos de borde debe de extenderse verticalmente por encima y por debajo de la sección crítica el mayor valor entre l_w y $M_u/3V_u$.
3. No más de del 50% del refuerzo requerido en los elementos de borde puede terminarse en una sola sección.

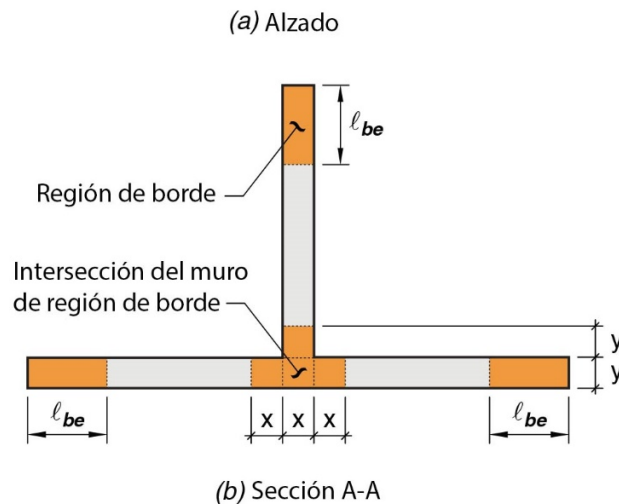


Ilustración 20: Refuerzo en zona crítica

Fuente: ACI 318-19

5.2.4 Amplificación de Cortante (ACI 318-19 CAP18.10.3)

El cambio más destacado que ha tenido la norma en cuanto al diseño de muros estructurales especiales está dirigido a una amplificación en la fuerza cortante que soportará el elemento. Esta nueva sección requiere la consideración de la sobre resistencia a la flexión. Para paredes controladas por flexión, la sobre resistencia a la flexión reduce el riesgo de colapso y puede mejorar su rendimiento. Sin embargo, para paredes controladas por flexión que exhiben una respuesta no lineal, la

demanda por cortante está determinada en parte por la resistencia a la flexión; por lo tanto, la sobre resistencia a la flexión contribuye a aumentar la demanda por cortante y será considerada y utilizada en el diseño de muros estructurales en el ACI 318-19.

Múltiples estudios especifican la amplificación dinámica por cortante (debido a un mayor efecto del modo), en muros de concreto, uno de ellos es la investigación de Pugh Et Al⁶, el cual demostró, utilizando análisis dinámico no lineal, en un edificio idealizado con alturas entre 6 a 24 pisos, que el factor de amplificación dinámica ω_v puede oscilar entre 1.1 a 2.5. Este estudio señaló también que las ecuaciones de amplificación incluidas en otros códigos definen **la amplificación dinámica** en la base de un edificio, la cual proveen una predicción muy consistente y acertada de la misma

Este inciso modificado nos brinda los principios necesarios para amplificar el corte. La fuerza cortante de diseño se denominará V_e y será calculada por:

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u \quad (8)$$

Donde:

V_e : Fuerza de cortante de diseño amplificada

V_u : Cortante último obtenido del análisis para fuerza lateral, utilizando combinaciones de carga

ω_v : Factor de sobre resistencia a la flexión en la sección crítica donde se espera la fluencia del refuerzo longitudinal.

Ω_v : Factor de amplificación dinámica debido a los efectos de los modos de vibración altos.

⁶ Pugh, J.S.; Lowes, L.N.; and Lehman, D.E., "Accurate Methods for Elastic Seismic Demand Analysis of Reinforced Concrete Walled Buildings," Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 143, No. 8, Aug. 2017.

La Ilustración 21 presenta las fuerzas laterales, la elevación del muro estructural, el corte y el momento amplificados llevados de V_u hasta V_e y de M_u hasta M_{pr} .

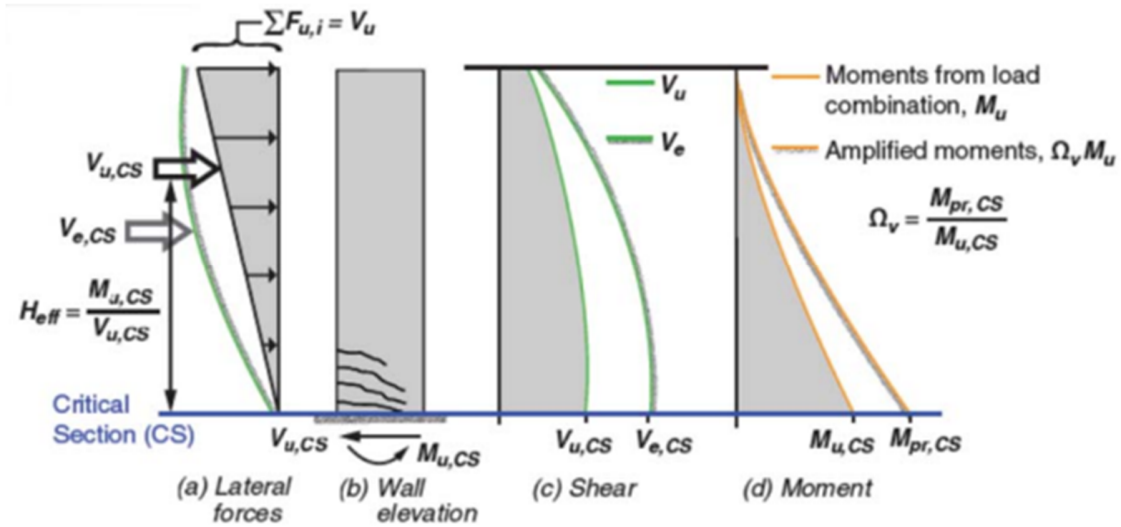


Ilustración 21, Determinación de la demanda por cortante para muros con $h_w/l_w \geq 2.0$; R18.10.3.1 ACI.

Fuente: ACI 318-19 Fig. R18.10.3.1

El cortante se amplifica siguiendo:

5.2.4.1 Factor de sobre resistencia en la sección crítica Ω_v

Tabla 2: Factor de sobre resistencia en la sección crítica Ω_v

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

[1] Para las combinaciones de carga que produzcan el mayor valor de Ω_v

[2] A menos que un análisis más detallado demuestre un valor menor, pero no menor que 1.0

Fuente: ACI 318-19 Tabla 18.10.3.1.2

5.2.4.2 Factor de amplificación dinámica

Tabla 3: Factor de amplificación dinámica

Condición	ω_v	
$h_{wcs}/l_w < 2.0$	$\omega_v = 1.0$	
$h_{wcs}/l_w \geq 2.0$	Para $n_s \leq 6$	$\omega_v = 0.9 + n_s/10$

	Para $n_s > 6$	$\omega_v = 1.3 + n_s/30 \leq 1.8$
--	----------------	------------------------------------

n_s : Número de pisos por encima de la sección crítica del muro, donde n_s no debe tomarse menor que la cantidad de $0.007h_{wcs}$.

Fuente: ACI 318-19 CAP 18.10.3.1.3

5.2.5 Resistencia al cortante (ACI 318-19 CAP 18.10.4.1)

Donde V_n debe calcularse por medio de:

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv} \quad (9)$$

Donde:

$$\alpha_c = 3 \text{ para } h_w/l_w \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 2 \text{ para } h_w/l_w \geq 2.0$$

Se permite interpolar linealmente el valor 3 y 2 para $1.5 < h_w/l_w < 2.0$.

5.2.6 Elementos de borde para muros estructurales (ACI 318-19 CAP 18.10.6.2)

El inciso (a) describe que las zonas de compresión deber ser reforzadas con elementos especiales de borde cuando:

$$\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{l_w}{600c} \quad (10)$$

Donde C, corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño δ_u .

$$\delta_u/h_{wcs} \geq 0.005 \quad (11)$$

El inciso(b) indica que, tenemos que confinar los elementos de borde cuando nuestro valor de "C" es mayor que el "C limite", si se requieren elementos especiales de borde según lo antes mencionados, entonces se debe cumplir (i) y también (ii) o (iii)

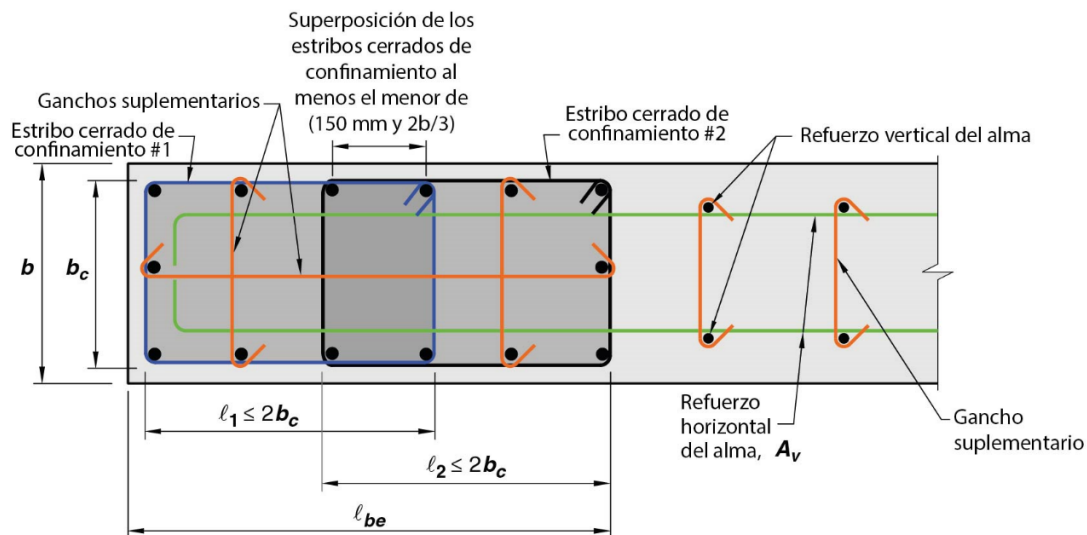
i. El refuerzo transversal debe extenderse por encima y por debajo de la sección crítica, el mayor valor entre l_w o $M_u/4V_u$

ii. $b \geq \sqrt{0.025l_w c}$

iii. $\delta_c/h_{wcs} \geq 1.5\delta_u/h_{wcs}$, donde

$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} = \frac{1}{100} \left(4 - \frac{1}{50} \left(\frac{l_w}{b} \right) \left(\frac{c}{b} \right) - \frac{V_e}{8\sqrt{f'_c A_{cv}}} \right) \quad (12)$$

El inciso 18.10.6.4 (i) considera que para la distancia especificada en **18.10.6.2(b)** por encima y por debajo de la sección crítica, el refuerzo vertical del alma deberá tener apoyo lateral, con un espaciado vertical de los estribos, $S_v \leq 300$ mm.



(b) Estribos cerrados de confinamiento superpuestos con ganchos suplementarios de 135 grados y ganchos suplementarios de 135 grados apoyando lateralmente el refuerzo longitudinal distribuido en el alma.

Ilustración 22: Distribución de elementos de borde para muros estructurales,

fuate: ACI 318-19; 18.10.6.4(f)

5.3 Vigas de acople.

El análisis de las Vigas de acople estará enfocado al cálculo del acero mínimo, su resistencia al cortante y el cálculo del ángulo de inclinación que tendrá. De acuerdo con los siguientes incisos deberemos cumplir con:

18.10.7.1 ACI 318-19, Las vigas de acople con $(l_n/h) \geq 4$ deberá cumplir con los requisitos indicados en 18.6, con el borde del muro interpretado como si fuera una columna.

18.10.7.2 ACI 318-19, Las vigas de acople con $(l_n/h) < 2$ y con $V_u \geq 4\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ deben reforzarse con dos grupos de barras dispuestas diagonalmente que se interceptan, colocadas en forma simétrica respecto al centro de la luz o con el borde del muro interpretado como si fuera una columna.

Del 18.10.7.4, V_n será calculado de la siguiente forma:

$$V_n = 2A_{vd} \sin \alpha \leq 10\sqrt{f'_c}A_{cw} \quad (13)$$

Donde α , es el ángulo entre las barras diagonales y el eje longitudinal de la viga de acople. Cada grupo de barras diagonales consiste en un mínimo de 4 barras colocadas en dos o más capas. Cada grupo de barras diagonales debe estar rodeado por refuerzo transversal rectilíneo teniendo dimensiones exteriores de al menos $b_w/2$ en la dirección paralela a b_w y $b_w/5$ a lo largo de los otros lados.

El refuerzo transversal debe cumplir A_{sh} no menor que el mayor de:

$$0.09sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad y \quad 0.3sb_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (14)$$

El espaciamiento longitudinal del refuerzo transversal no debe exceder al menor de 6 in, y $6d_b$ de la barra diagonal más pequeña. Es espaciamiento de los ganchos suplementarios y ramas de estribos cerrados de confinamiento tanto horizontal

como verticalmente en el plano de la viga no debe exceder 8in. Todo gancho suplementario y cada rama de estribo cerrado de confinamiento debe abrazar una barra longitudinal de igual o mayor diámetro.

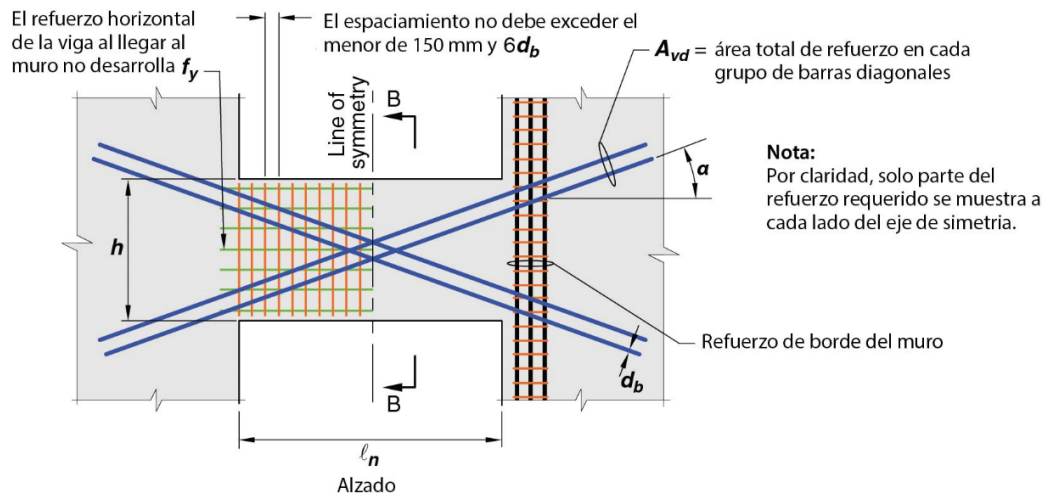


Ilustración 23: Bosquejo de una viga acoplada de concreto con refuerzo orientado en diagonal

Fuente: R18.10.7b ACI 318-19

5.4 Marcos ordinarios

El diseño de los elementos que conforman un marco ordinario estará regido por el cálculo tradicional de los elementos viga, columna, conexión, etc. cumpliendo con los requerimientos del ACI 318-19. A continuación se enumera el proceso considerado para su respectivo diseño:

5.4.1 Vigas

Las vigas de entrepiso son los elementos estructurales que transmiten las cargas del piso a los elementos verticales resistentes. Las vigas de entrepiso se dividen en principales y secundarias. Las vigas principales forman parte del sistema resistente a cargas laterales, reciben la carga tributaria de las losas y de vigas secundarias y las transmiten directamente a las columnas. Las vigas secundarias reciben las cargas tributarias de las losas y la transmiten a vigas primarias.

Las cargas que actúan sobre las vigas son transversales al eje longitudinal de las mismas, generándose principalmente esfuerzos de flexión y cortante. Generalmente no se generan esfuerzos axiales de tensión o compresión que sean significativos, por lo que comúnmente son despreciados en el diseño. El peso que estará soportando la viga será un factor esencial en el diseño de la misma por lo que el cálculo de la carga última es esencial en este punto.

De acuerdo al inciso 9.3.3.1 las vigas no pretensadas con $P_u < 0.10f'_cA_g$ deberán ser controlada por tensión de acuerdo con la tabla 21.2.2 del ACI 318-19.

Tabla 4: Factor de reducción ϕ para momento, fuerza axial o combinación momento-fuerza axial

Deformación unitaria neta a tracción, ϵ_t	Clasificación	ϕ			
		Tipo de refuerzo transversal			
		Espirales que cumplen con 25.7.3		Otro	
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0.75	(a)	0.65	(d)

$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < \varepsilon_{ty} + 0.003$	Transición [1]	$0.75 + 0.15 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{0.003}$	(b)	$0.65 + 0.25 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{0.003}$	(e)
$\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0.003$	Controlada por tracción	0.90	(c)	0.90	(f)

[1] Para las secciones clasificadas como de transición, se permite usar el valor de ϕ correspondiente a secciones controladas por compresión.

Fuente: ACI 318-19 Tabla 21.2.2

5.4.1.1 Diseño por flexión.

El código especifica una cantidad de acero mínimo en cualquier sección donde el refuerzo para flexión A_{smin} es requerido por análisis, ACI 9.6.1.1

A_{smin} deberá ser mayor que (15) y (16), excepto con lo dispuesto en 9.6.1.3. Para una viga estáticamente determinada con el ala en tracción, el valor de b_w debe tomarse como el menor entre b_f y $2b_w$

$$\frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (15)$$

$$\frac{200}{f_y} b_w d \quad (16)$$

El requisito de acero mínimo anterior no necesita aplicarse si en cualquier sección el área de refuerzo a tensión proveído es al menos un tercio mayor que el requerido del análisis.

La desigualdad en el diseño es que el momento factorizado no debe superar la resistencia a la flexión de diseño mismo, matemáticamente sería:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (17)$$

El diseño de secciones rectangulares con acero de compresión puede determinarse como:

5.4.1.1.1 Secciones rectangulares simplemente reforzada.

En el diseño de secciones rectangulares con refuerzo a tensión únicamente (ver Ilustración 24), presenta las siguientes condiciones de equilibrio:

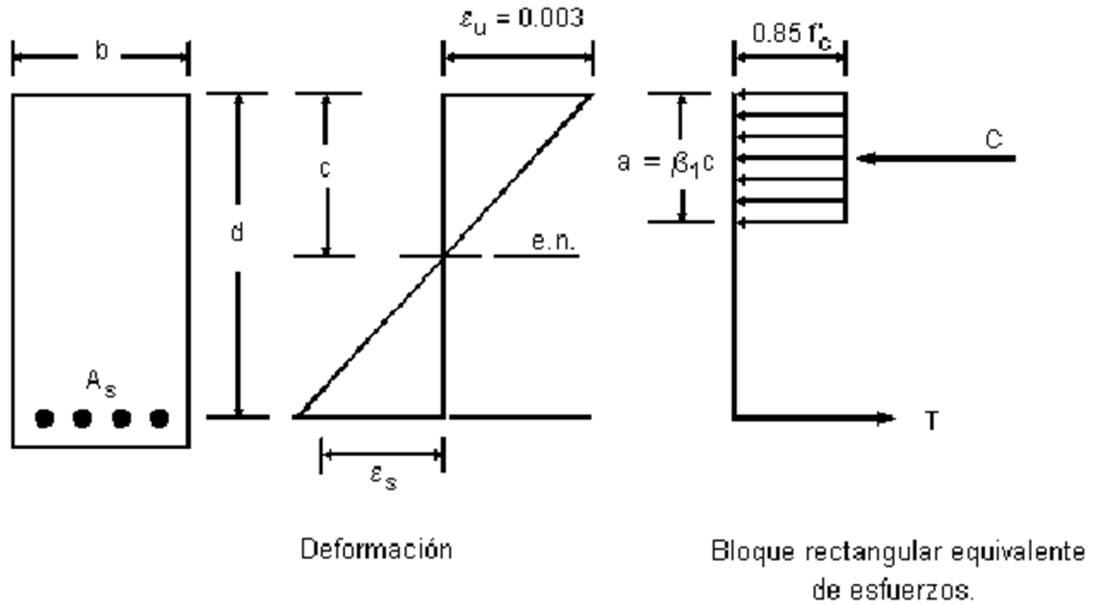


Ilustración 24: Distribución de esfuerzo y deformaciones en una sección rectangular

Fuente: Edward Nawy Quinta Edición - Concreto Reforzado, Un Enfoque Básico Figura 5.3, pág.91

$$C = T$$

$$0.85f'_c ba = A_s f_y = \rho b d f_y$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85f'_c b} = \frac{\rho d f_y}{0.85f'_c}$$

De acá obtenemos el equilibrio de momentos:

$$M_n = (C o T) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = \rho b d f_y \left[d - \frac{0.5 \rho d f_y}{0.85 f'_c} \right] \quad (18)$$

Un coeficiente de resistencia nominal R_n se obtiene cuando ambos lados de la ecuación (18) se dividen por $b d^2$:

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \rho f_y \left(1 - \frac{0.5\rho f_y}{0.85f'_c} \right) \quad (19)$$

Con los valores de b y d, se procede a calcular el valor de la cuantía de acero ρ necesaria, siendo esta obtenida como el resultado de la ecuación cuadrática para R_n en (19):

$$\rho = \left(\frac{0.85f'_c}{f_y} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right] \quad (20)$$

Calculamos el área de acero requerido $A_s = \rho bd$, elegimos el número de barras que contemplen la cantidad de acero y verificamos.

5.4.1.1.2 Secciones rectangulares doblemente reforzada.

Este tipo de sección es necesario cuando por limitaciones arquitectónicas se restrinja el peralte de la viga, y el refuerzo a tensión exceda el máximo permitido. El acero de compresión también es útil para reducir deflexiones. La determinación de acero de compresión utilizado exclusivamente para el control de las deflexiones, depende de los requisitos de deformación que se hayan establecido.

Flexión.

Se resume la secuencia de pasos para el diseño de vigas rectangulares (con b y d establecidos) que requieren refuerzo a compresión.

1. General:

a. Calcular ρ_{max} and ρ_{min} como una sección simplemente reforzada.

b. Se procede a calcular $R_{n,max} = \rho_{max} f_y \left(1 - \frac{0.5\rho_{max} f_y}{0.85f'_c} \right)$

c. Cálculo de la capacidad máxima en la sección como simplemente reforzada

$$\phi M_n = \phi R_{n,max} b d^2$$

d. Si $M_u > \phi M_n$, entonces acero de compresión es requerido, si $M_u < \phi M_n$, se trabaja como una sección simplemente reforzada.

2. Si $M_u > \phi M_n$ y el acero de compresión es necesario:

a. Designamos $M_{u1} = R_{n,max} b d^2$

b. Calculamos $A_{s1} = \rho_{max} b d$, sección base

c. Calculamos $M_{u2} = M_u - M_{u1}$

3. Calculamos A_{s2} y A'_s como la sección de acero:

a. $M_{u2} = \phi A_{s2} f_y (d - d')$

b. Cálculo del acero total en tensión $A_s = A_{s1} + A_{s2}$

4. Cálculo del área del acero a compresión, A'_s

a. Cálculo de $a = A_{s1} f_y / 0.85 f'_c b$ y $c = a / \beta_1$

b. Cálculo de $f'_s = [(c - d') / c] \leq f_y$

Si $f'_s \geq f_y$, entonces $f'_s = f_y$ y $A'_s = A_{s2}$

Si $f'_s < f_y$, entonces $A'_s = A_{s2} (f_y / f'_s)$

c. Comprobar que el área de acero $A_s \geq Max A_s$, o $\epsilon_t \geq 0.005$

$$A_s \leq [\rho_{max}(b d) + A'_s (f'_s / f_y)]$$

5.4.1.2 Diseño por cortante

El diseño de vigas de concreto reforzado por cortante considera la combinación de la resistencia por cortante del acero V_s y del concreto V_c e involucra los siguientes pasos:

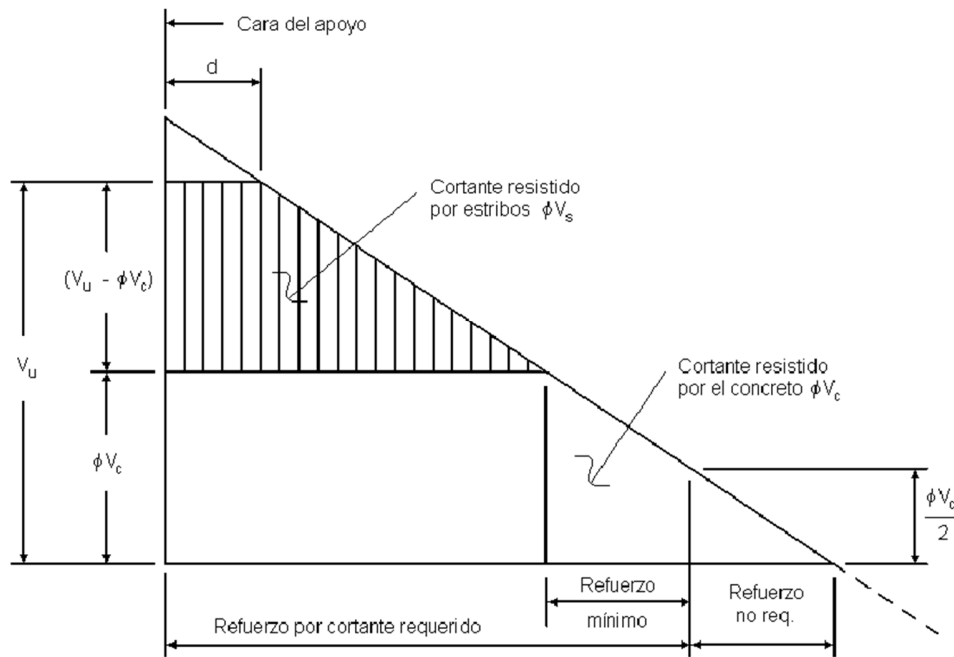


Ilustración 25: Requisitos de resistencia a corte

Fuente: *Diseño de elementos estructurales en edificios de concreto reforzado*, Oct 2004, pág. 103

1. Determinar la fuerza de cortante factorizada máxima V_u en las secciones críticas a lo largo del elemento, según el inciso 9.4.3 del ACI 318-19.
2. Determinar la resistencia a cortante proporcionada por el concreto, la cual es calculado mediante la tabla 22.5.5.1 del ACI 318-19, pero dicho valor nunca puede ser mayor a:

$$V_c = 5\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad (21)$$

Tabla 5: Calculo de cortante.

Criterio	V_c		
$A_v \geq A_{v,min}$	Cualquiera de:	$\left[2\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$	(a)
		$\left[8\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$	(b)
$A_v < A_{v,min}$	$\left[8\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$		(c)

Fuente: ACI 318-19 Tabla 22.5.5.1

3. Para vigas no pretensadas, el área de refuerzo por cortante mínimo A_{vmin} deberá ser proveída en toda la región donde $V_u > \phi V_c$, $V_u > \phi\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$, excepto para los casos de la tabla 9.6.3.1 del ACI 318-19

Tabla 6: Casos donde no se requiere A_{vmin} , si $V_u < \phi V_c$

Tipo de Viga	Condiciones
De poca altura	$h \leq 10 \text{ in}$
Integrales con losa	$h \leq \text{que el mayor de } 2.5t_f$ o $0.5b_w$ y $h \leq 24 \text{ in}$
	Construidas con concreto de peso normal reforzado con fibra de acero, de acuerdo con 26.4.1.5.1(q), 26.4.2.2(i) y 26.12.7.1(a) y con $f'_c \leq 6000 \text{ psi}$
Vigueta en una dirección	De acuerdo con 9.8

Fuente: ACI 318-19 Tabla 9.6.3.1

4. El cortante nominal de la viga es calculada por $V_s = A_v f_{y1} d / s$, diseñadores usualmente calculan el cortante requerido y después determinan el tamaño y espaciamiento de los estribos, quedando la ecuación como $A_v / s = V_s / (f_{y1} d)$

En general, si $\phi V_c / 2 < V_u$, el refuerzo por cortante A_v será necesario, el factor de reducción ϕ para cortante es de 0.75, el área requerida por unidad lineal será:

$$s \leq (\phi A_v f_{y1} d) / (V_u - \phi V_c) \quad (22)$$

Donde $V_u - \phi V_c$ representan el cortante nominal proveído por el refuerzo por cortante V_s

Si el refuerzo por cortante es requerido y los efectos por torsión pueden ser despreciados de acuerdo con 9.5.4.1, $A_{v,min}$ deberá cumplir con la tabla 9.6.3.4

Tabla 7: Cuando se requiere $A_{v,min}$

Tipo de Viga	$A_{v,min}/S$		
No presforzadas y presforzadas con $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor de:	$0.75 \frac{\sqrt{f'_c} b_w}{f_{yt}}$	(a)
		$50 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(b)
Presforzadas con $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El menor de:	$0.75 \frac{\sqrt{f'_c} b_w}{f_{yt}}$	(c)
		$50 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(d)
		$\frac{A_{ps}f_{pu}}{80f_{yt}d} \sqrt{d/b_w}$	(e)

Fuente: ACI 318-19 Tabla 9.6.3.14

5.4.2 Columnas

Las columnas son los miembros verticales a compresión de los marcos estructurales que sirven para apoyar a las vigas y, por tanto, transmitir las cargas de los pisos superiores hasta la cimentación. La falla de las columnas en un lugar crítico puede causar el colapso progresivo de los pisos concurrentes y el colapso total último de la estructura completa. Por ello, el factor de reducción de resistencia ϕ para elementos en compresión es menor a los correspondientes a flexión, cortante y torsión. De acuerdo con ACI 318-19 10.6.1.1 para las columnas no presforzadas y columnas presforzadas con $f_{pe} < 225 \text{Psi}$, el área longitudinal de refuerzo no deberá ser menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.08 A_g$

5.4.2.1 Momento y fuerza axial.

Si los límites anteriores no son excedidos en un marco no arriostrado, entonces los efectos de segundo orden debido a traslación ($P - \Delta$) pueden ser ignorados, pero

los efectos de segundo orden a lo largo del elemento ($P - \delta$) provistos en 6.6.4.5 del ACI 318-19 necesitaran ser considerados para ser aplicadas en el método de magnificación de momentos, estructuras sin desplazamiento lateral.

$$M_c = \delta M_2 \quad (23)$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2}$$

$$M_2 \geq M_{2,min} = P_u(0.6 + 0.03h) \quad (24)$$

La mayoría de las columnas de concreto reforzado son diseñadas para resistir flexión, fuerza axial y cortante. Ilustración 26 muestra tensión y compresión en una sección típica sujeta a momentos combinados y compresión axial.

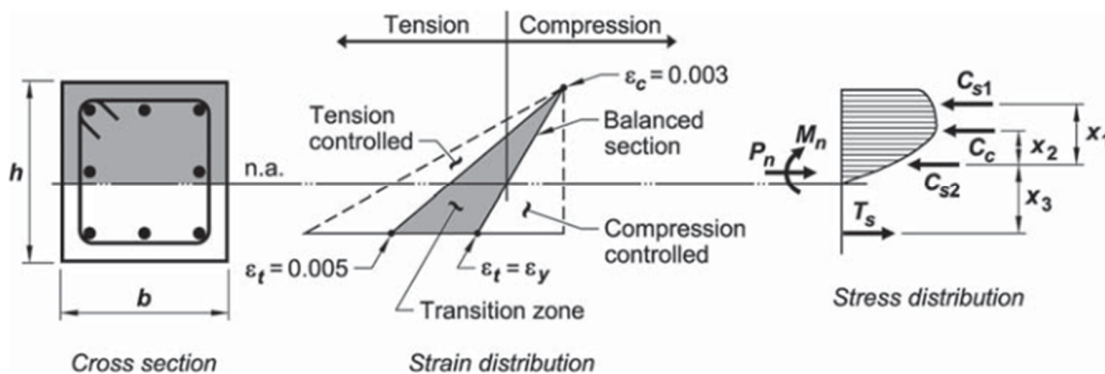


Ilustración 26: Análisis de la sección de una columna

Fuente: *The Reinforced Concrete Design Handbook* pág. 357

La combinación de momento y fuerza axial que resultan en la resistencia nominal de la columna es típicamente presentada a través de diagramas de interacción. Dichos diagramas son construidos al calcular las fuerzas nominales de momento y fuerza axial para la resistencia nominal de diferentes perfiles de deformación. Ilustración 27 muestra la resistencia nominal curva creada por los diferentes perfiles

de deformación. La resistencia nominal es ajustada a la resistencia de diseño al ser multiplicada por el debido factor ϕ de reducción, ya sea por compresión, tensión, o a través del área de transición.

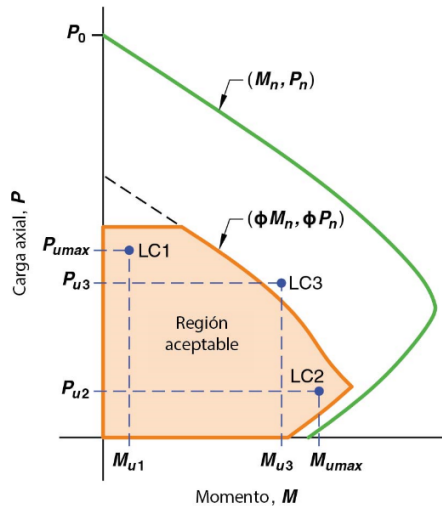


Ilustración 27: Combinación de carga crítica en columnas

Fuente: ACI 318-19 fig. 10.4.2.1

Del inciso 10.5.2 del ACI 318-19, la fuerza axial y el momento P_n deberá calcularse de acuerdo con 22.4

P_n no deberá ser mayor que $P_{n,max}$, de acuerdo con la tabla 22.4.2.1

Tabla 8: Fuerza axial máxima.

Miembro	Refuerzo transversal	$P_{n,max}$	
No preesforzado	Estribos que cumplen con 22.4.2.4	$0.80 P_o$	(a)
	Espirales que cumplen con 22.4.2.5	$0.85 P_o$	(b)
Preesforzado	Estribos	$0.80 P_o$	(c)
	Espirales	$0.85 P_o$	(d)
Miembros de cimentaciones profundas	Estribos de acuerdo con el capítulo 13	$0.80 P_o$	(e)

Fuente: ACI 318-19 Tabla 22.4.2.1

Donde P_o debe ser calculado usando:

(25)

$$P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f'_cA_{st}$$

Siendo A_{st} el área total del refuerzo longitudinal no prees forzado

5.4.2.2 Cortante

El cortante V_n deberá ser calculado de acuerdo con el capítulo 22.5 Resistencia a cortante en una dirección dispuesta en el ACI 318-19. De la ecuación (21) la resistencia a la fuerza por cortante es calculada $V_c = 5\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$

Hay que tener en cuenta que cuando $V_u > 0.5\phi V_c$ el refuerzo mínimo por cortante es requerido.

5.4.2.3 Estribos

En referencia a los estribos estos no son requeridos por cortante, pero son necesarios para el soporte lateral de las barras longitudinales, estos elementos deberán cumplir con los requerimientos geométricos de ACI318-19 25.7.2 que estipula que:

Los estribos de columnas deberán tener forma cerrada conformada por barras corrugadas con un espaciamiento que cumpla la menor medida de lo siguiente:

- a) Espaciamiento libre de al menos $(4/3)_{agg}$
- b) Espaciamiento centro a centro no debe exceder el menor de $16d_b$ de la barra longitudinal, $48d_b$ de barra de estribo
- c) La menor dimensión del miembro, h o b

De igual forma en correlación con la sección 10.7.6.2 Apoyo lateral de las barras longitudinales usando estribos, o estribos cerrados de confinamiento, en cualquier piso el estribo o estribo cerrado de confinamiento inferior de colocarse a no más de

la mitad del espaciamiento entre los estribos por encima del borde superior de la zapata o de la losa y en confinamiento superior debe colocarse a no más de la mitad del espaciamiento entre los estribos debajo del refuerzo horizontal más bajo de la losa.

Del 25.7.2.2 tenemos que el diámetro de la barra de estribo debe ser:

- a) Barras #3 encerrando barras longitudinales #10 o menores
- b) Barras #4 encerrando barras longitudinales #11 o mayores; o paquetes de barras longitudinales.

CAPITULO VI : Aplicación metodológica de Análisis estructural

6.1 Descripción del edificio

Es un edificio de oficinas de 7 niveles ubicado en la ciudad de Managua contiguo al edificio ASSA, Pista Jean Paul Genie-Club Terraza, en la zona sísmica C según Reglamento Nacional de la Construcción RNC – 07, el edificio es simétrico en planta en todos sus niveles, la longitud más larga es de 41 metros y la más corta es de 27 metros, en elevación su primer nivel es de 5 metros de altura y lo niveles consiguiente es de 4 metros de altura.

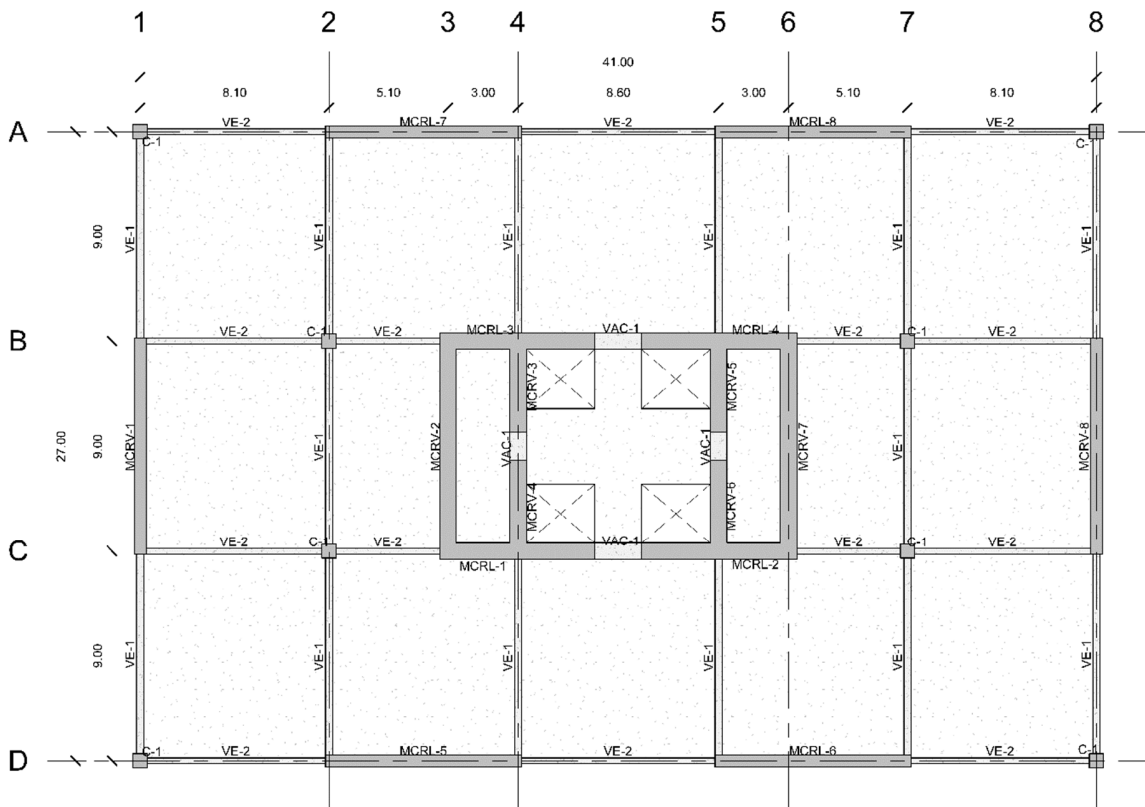


Ilustración 28: Planta típica de edificio

Fuente: Planos Estructurales

El edificio cuenta con muros en las dos direcciones, se puede apreciar que cuenta con muros aislados en el perímetro del edificio que aportan rigidez al conjunto para no presentar fenómenos de torsión. Se observa que en el centro del edificio cuenta

con un núcleo de muros acoplados en la zona donde se pretende se ubiquen los ascensores. Los entrepisos son de losa maciza de concreto reforzado.

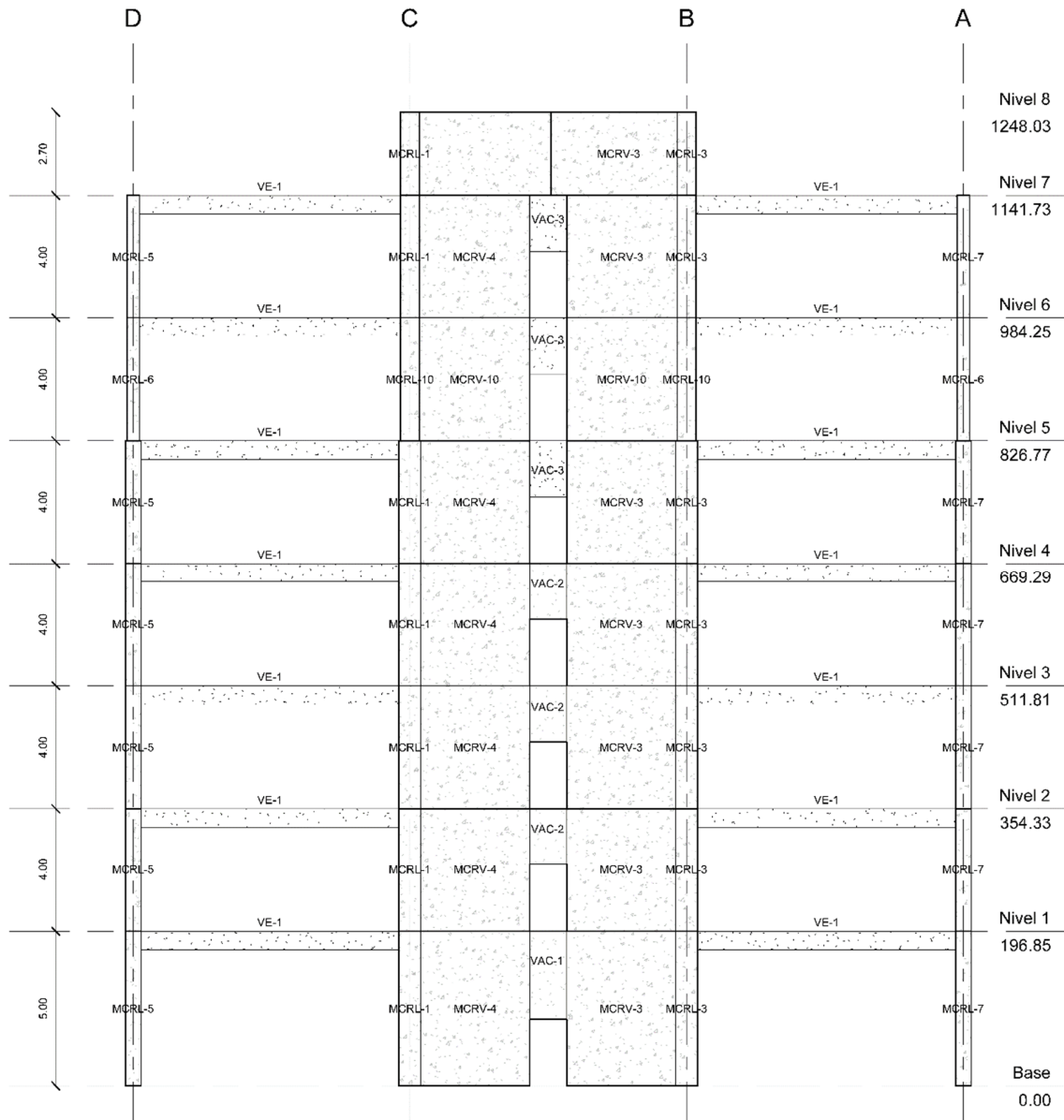


Ilustración 29: Elevación típica de edificio

Fuente: Planos Estructurales

6.2 Modelado del edificio

El modelo numérico del edificio se realizó mediante el programa ETABS 18.1.0, por las facilidades que ofrece para el análisis de edificio.

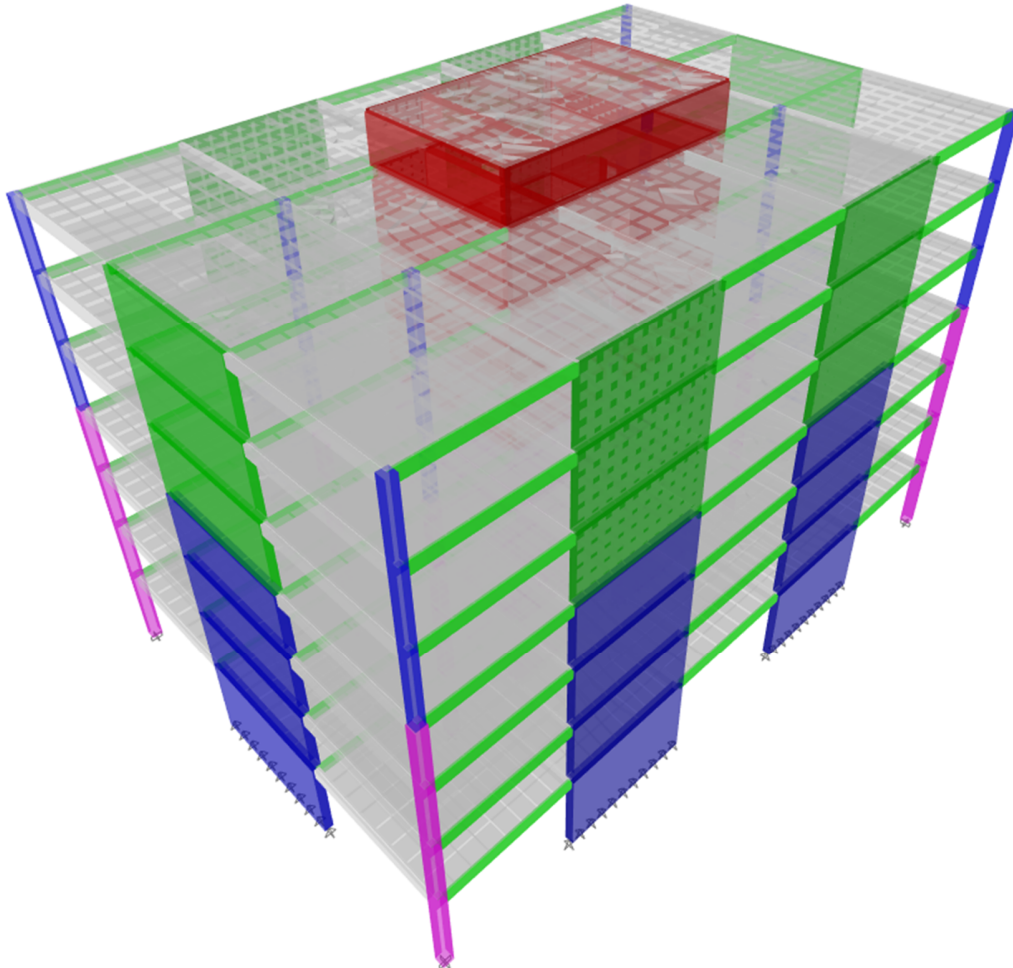


Ilustración 30: Modelado de la estructura

Fuente: Modelo ETABS

6.2.1 Diafragma

El edificio se idealizó con los entrepisos con acción diafragmática debido a la rigidez que aportan la losa maciza de concreto. El espesor de losa es de 8 pulgadas (8 in).

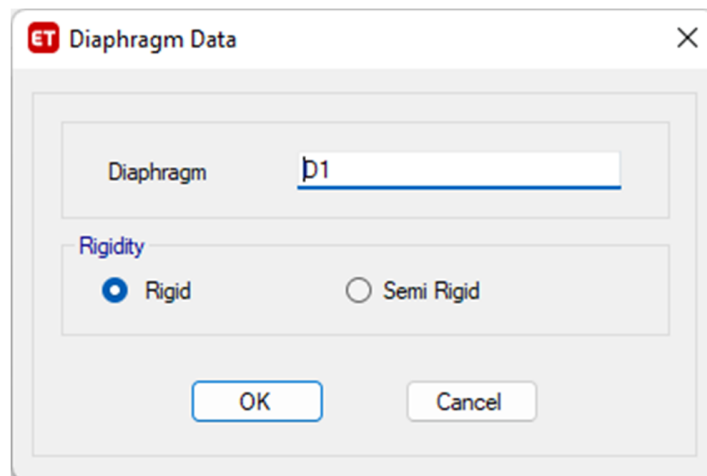


Ilustración 31: Asignación diafragmática

Fuente: Modelo ETABS

6.3 Cargas gravitacionales

Los valores de cargas aplicadas en el modelo se extrajeron del RNC-07.

Carga muerta extra

Tabla 9: Sobre carga muerta aplicada al modelo

Descripción	Peso (kg/m ²)
Piso de cerámica	30.00
Cascote de mortero para piso	60.00
Cielo Falso	15.00
Lampara y accesorios	15.00
Muros divisorios y mueblería	75.00
Aires acondicionados	25.00
Total	220.00

Carga viva

Tabla 10: Cargas vivas aplicadas al modelo

Descripción	Peso (kg/m ²)
Oficinas	250.00
Lugares de comunicación para peatones	500.00
Techo de losa con pendiente no mayor 5%	100.00

Carga viva reducida

Tabla 11: Cargas vivas reducidas aplicadas al modelo

Descripción	Peso (kg/m ²)
Oficinas	100.00
Lugares de comunicación para peatones	250.00
Techo de losa con pendiente no mayor 5%	40.00

6.4 Fuerza sísmica

6.4.1 Condiciones de regularidad

1. “Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio”.

Se puede apreciar en la Ilustración 28 que el edificio solo está conformado por eje en sentido X y Y.

Cumple

2. “La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5”.

En la Ilustración 28 se observa que la dimensión en planta más corta del edificio es de 27.00 metros. En la Ilustración 29 se aprecia que la altura total del edificio es de 31.70 metros.

$$\frac{\text{Altura}}{\text{Lado Corto}} = \frac{31.70}{27.00} = 1.17$$

3. “La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5”.

En la Ilustración 28 se aprecian las dimensiones el edificio en planta. Ilustración 28: Planta típica de edificio

$$\frac{Lado\ Largo}{Lado\ Corto} = \frac{41.00}{27.00} = 1.52$$

4. “En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente”.

Cumple

5. “En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.”

Cumple

6. “No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.”

Nivel	%L _x	%L _y	%A
8	0.00	0.00	0.00
7	14.39	18.89	2.72
6	14.39	18.89	2.72
5	14.39	18.89	2.72
4	14.39	18.89	2.72
3	14.39	18.89	2.72
2	14.39	18.89	2.72
1	14.39	18.89	2.72

7. “El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso

inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso”.

Nivel	W_0 [kip]	%W
8	525.00	
7	2860.00	84.12
6	3400.00	100.00
5	3400.00	96.29
4	3531.00	96.48
3	3660.00	100.00
2	3660.00	94.48
1	3874.00	

8. “Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.”

Nivel	A_v [m ²]	%A
8	131.40	
7	1107.00	100.00
6	1107.00	100.00
5	1107.00	100.00
4	1107.00	100.00
3	1107.00	100.00
2	1107.00	100.00
1	1107.00	

9. “Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas “.

En la Ilustración 28 se aprecia que todas las columnas están restringidas por vigas y losas.

Cumple

10. "La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito."

Nivel	V_{xi} [kip]	V_{yi} [kip]	Δx_i [ft]	Δy_i [ft]	k_{xi} [kip/ft]	k_{yi} [kip/ft]
8	267.99	296.74	0.00156	0.00344	171899.94	86235.69
7	1587.92	1683.73	0.00346	0.00607	458936.13	277476.60
6	2802.51	2898.51	0.00380	0.00622	737890.47	466297.78
5	3744.96	3807.90	0.00383	0.00598	976775.95	637092.35
4	4501.47	4525.45	0.00364	0.00543	1235987.64	833416.39
3	5103.68	5097.14	0.00332	0.00468	1536327.21	1090296.26
2	5525.10	5501.56	0.00298	0.00400	1851576.41	1377110.14
1	5772.68	5744.69	0.00233	0.00285	2473297.77	2015680.35

Nivel	k_{xi} [kip/ft]	k_{yi} [kip/ft]	$\%k_x$	$\%k_y$
8	171899.94	86235.69		
7	458936.13	277476.60	62.20	59.51
6	737890.47	466297.78	75.54	73.19
5	976775.95	637092.35	79.03	76.44
4	1235987.64	833416.39	80.45	76.44
3	1536327.21	1090296.26	82.97	79.17
2	1851576.41	1377110.14	74.86	68.32
1	2473297.77	2015680.35		

11. "La resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito."

Como se aprecia en el punto anterior no se supera el 50% la resistencia al corte del entrepiso inmediato inferior.

Cumple

12. “En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.”

Nivel	x_{CM} [m]	y_{CM} [m]	x_{CR} [m]	y_{CR} [m]	e_x [m]	e_y [m]	$\%e_x$	$\%e_y$
8	28.20	15.26	28.09	15.03	0.11	0.23	✓ 0.75	✓ 2.56
7	28.20	15.10	28.09	15.00	0.11	0.10	✓ 0.27	✓ 0.37
6	28.20	15.10	28.09	15.00	0.11	0.10	✓ 0.27	✓ 0.37
5	28.20	15.10	28.10	15.00	0.10	0.10	✓ 0.24	✓ 0.37
4	28.20	15.10	28.10	15.00	0.10	0.10	✓ 0.24	✓ 0.37
3	28.20	15.10	28.12	15.00	0.08	0.10	✓ 0.20	✓ 0.37
2	28.20	15.10	28.14	15.00	0.06	0.10	✓ 0.15	✓ 0.37
1	28.28	15.12	28.17	15.00	0.11	0.12	✓ 0.27	✓ 0.44

El edificio es una estructura regular por lo tanto el factor de corrección por irregularidad es 1.

6.4.2 Factor de reducción por ductilidad

Puesto que no se conoce de antemano el periodo natural de la estructura, tendremos que:

$$Q' = Q$$

Donde para una estructura donde el sistema sismorresistente es muros especiales con marcos ordinarios el valor es:

$$Q = 3$$

Este valor es válido para todas las direcciones de la estructura.

6.4.3 Factor de reducción por sobre resistencia

$$\Omega = 2$$

6.4.4 Factor de amplificación por tipo de suelo

Como se desconoce el tipo de suelo en el que se va realizar la obra es una medida conservadora, suponer un tipo de suelo III, el edificio se encuentra en la zona C del país, por lo tanto:

$$S = 2$$

La aceleración máxima del terreno para la ciudad de Managua es (del mapa de isoaceleraciones del RNC-07)

$$a_0 = 0.31$$

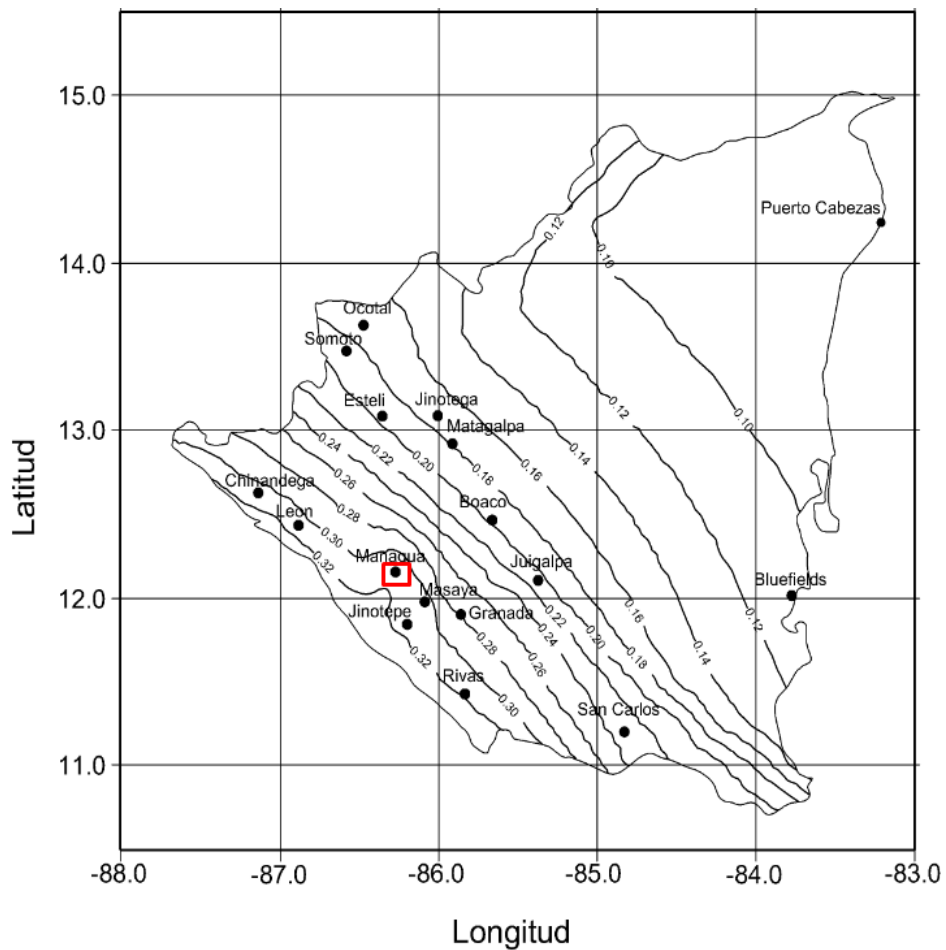


Ilustración 32: Mapa de isoaceleraciones

Fuente: Anexo C del RNC-07.

6.4.5 Coeficiente sísmico

$$c = \frac{S(2.7 * a_0)}{Q' * \Omega} = \frac{2 * (2.7 * 0.31)}{3 * 2} = 0.279$$

6.4.6 Espectro de diseño

6.4.6.1 Espectro elástico

Para la construcción del espectro elástico de diseño se realizó mediante al procedimiento establecido en el Art. 27.II.a) establecido en el RNC-07 y explicado en la sección 5.1.4 de este documento.

$T_a = 0.10 \text{ s}$	$a_0 = 0.31 \text{ g}$
$T_b = 0.60 \text{ s}$	$\Omega = 2$
$T_c = 2.00 \text{ s}$	$s = 3$

$$S_d = S(2.7 * a_0) = 2 * (2.7 * 0.31) = 1.67$$

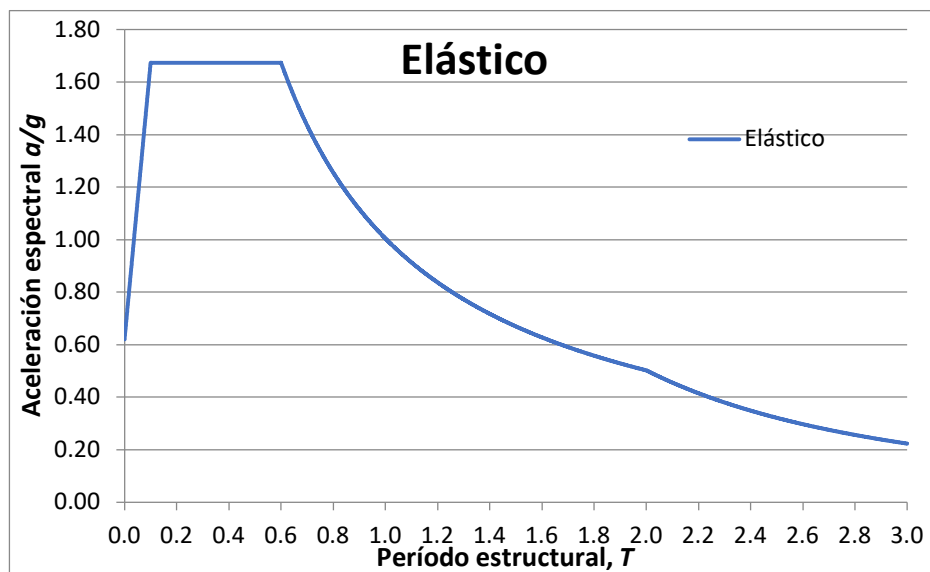


Figura 1: Espectro de diseño elástico.

Fuente: Propia

6.4.6.2 Espectro reducido

Para la construcción del espectro reducido se divide el valor de los factores de reducción por sobre resistencia y factor de reducción por ductilidad. Si embargo el factor de reducción por ductilidad depende del periodo T_a como se aprecia en la Ilustración 33 por lo tanto el Q' para periodos cortos es menor lo cual provoca que para periodos menores a 0.1 s tengamos valores de aceleración mayores a la meseta en el caso del espectro reducido.

$$Q' = \begin{cases} Q & \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T > T_a \\ 1 + \frac{T}{T_a}(Q-1) & T \leq T_a \end{cases}$$

Ilustración 33: Factor de reducción por ductilidad

Fuente: Art. 21 Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07

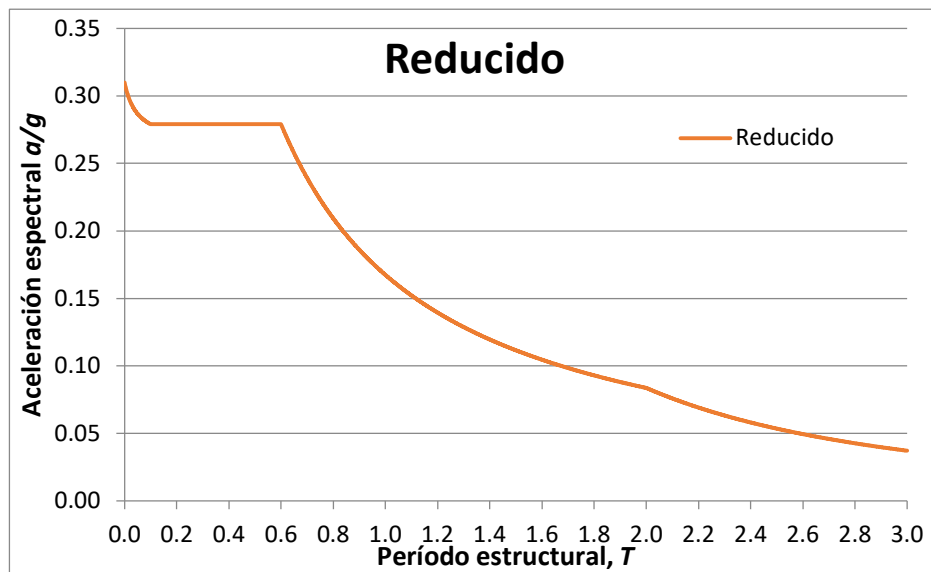


Figura 2: Espectro de diseño reducido.

Fuente: Propia

6.5 Participación modal

En el RNC-07 en el Arto. 33 establece que para utilizar el método de análisis modal espectral es necesario garantizar el 90% de la participación de las masas.

Tabla 12: Tabla de participación modal de la estructura

Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.293	0.0006	0.7059	0	0.0006	0.7059
2	0.248	0.7366	0.0006	0	0.7372	0.7065
3	0.24	0.0072	0.0001	0	0.7444	0.7067
4	0.073	0.0016	0.214	0	0.746	0.9206
5	0.072	0.1803	0.0019	0	0.9263	0.9225
6	0.069	0.0015	0.0003	0	0.9278	0.9228
7	0.036	0.0471	0.0001	0	0.9749	0.9229
8	0.036	0.0001	0.0512	0	0.975	0.9741
9	0.034	0.0002	0.0001	0	0.9751	0.9742
10	0.025	0.016	3.628E-06	0	0.9912	0.9742
11	0.024	3.031E-06	0.0174	0	0.9912	0.9916
12	0.024	0.0002	0	0	0.9914	0.9916
13	0.023	0.0007	0	0	0.9921	0.9916
14	0.023	3.563E-05	4.443E-06	0	0.9921	0.9916
15	0.019	0.0056	1.903E-06	0	0.9977	0.9916
16	0.019	1.837E-06	0.0058	0	0.9977	0.9974
17	0.017	6.405E-06	7.61E-07	0	0.9977	0.9974
18	0.016	0.0017	1.073E-06	0	0.9994	0.9974
19	0.016	8.957E-07	0.0019	0	0.9994	0.9993
20	0.015	1.105E-06	0	0	0.9994	0.9993
21	0.014	0.0006	0	0	1	0.9993

Fuente: Modelo ETABS

Como se puede apreciar en la Tabla 12 desde el modo de vibración 5 el edificio cumple con el requerimiento de 90 % mínimo de participación modal de masas.

6.5.1 Periodos de la estructura

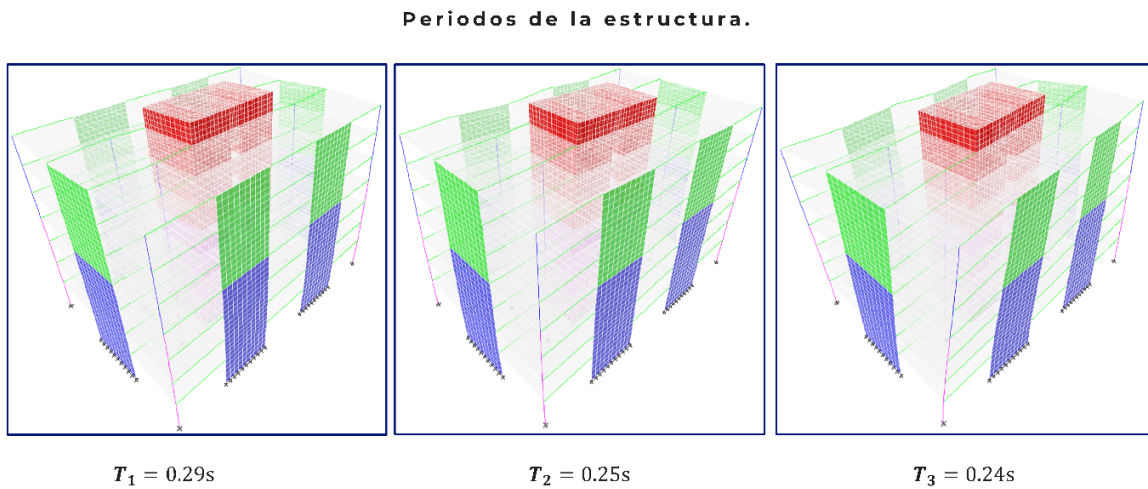


Ilustración 34: Periodos fundamentales de vibración.

Fuente: Modelo ETABS

En la Ilustración 34 se puede apreciar que los primeros dos modos de vibración son de traslación y el tercero es de rotación, lo cual garantiza un buen comportamiento modal de la estructura.

6.6 Revisión de cortante basal

En el Arto. 33 del RNC-07 inciso a) establece que en caso de utilizarse el análisis dinámico modal espectral se deberá garantizar que el cortante basal dinámico sea al menos el 80 % del cortante basal estático.

Para el cálculo de cortante estático es necesario ingresar en el programa el coeficiente sísmico calculado en el inciso 6.4.5 más atrás. Al momento de definir el coeficiente sísmico es necesario indicar la excentricidad accidental mínima definida en el Art. 32.d) de RNC-07 la cual es de 10%.

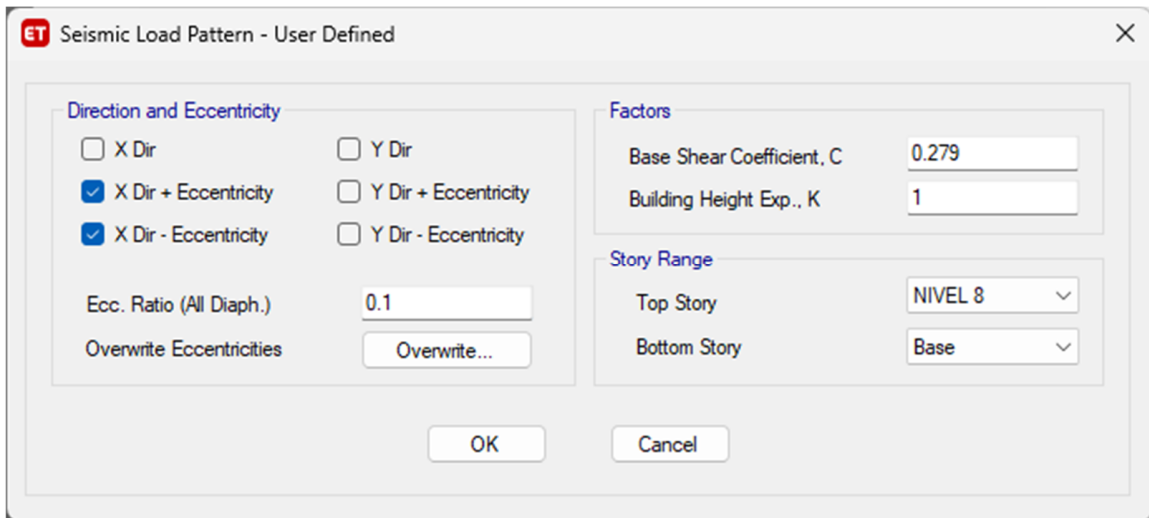


Ilustración 35: Coeficiente sísmico dirección X.

Fuente: Modelo ETABS

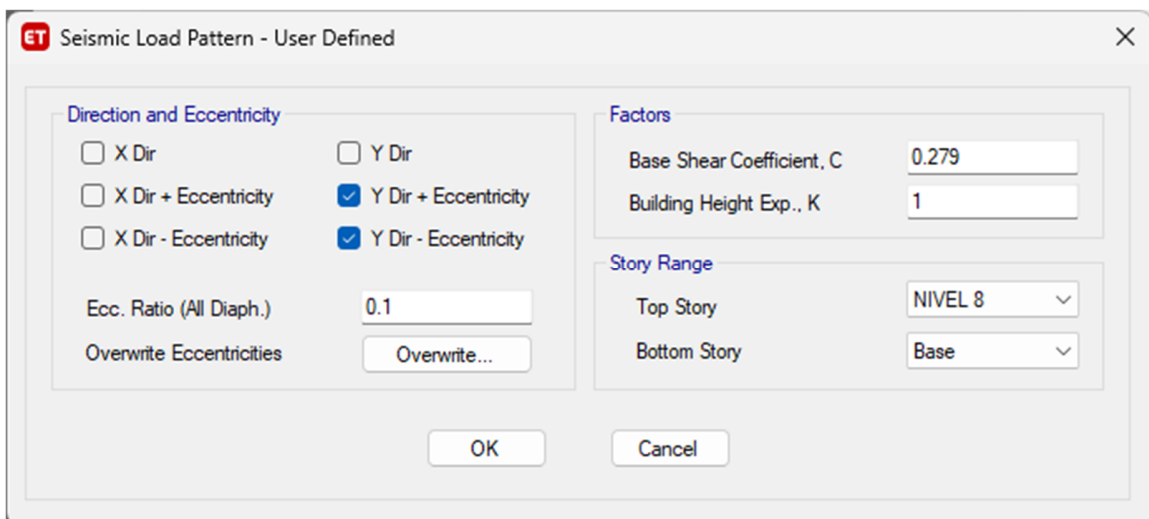


Ilustración 36: Coeficiente sísmico dirección Y.

Fuente: Modelo ETABS.

En el programa se ingresa el espectro de diseño calculado en el 6.4.6 más atrás, la excentricidad accidental es igual a la calculada por en el método estático según lo establece el Art. 33 del RNC-07.

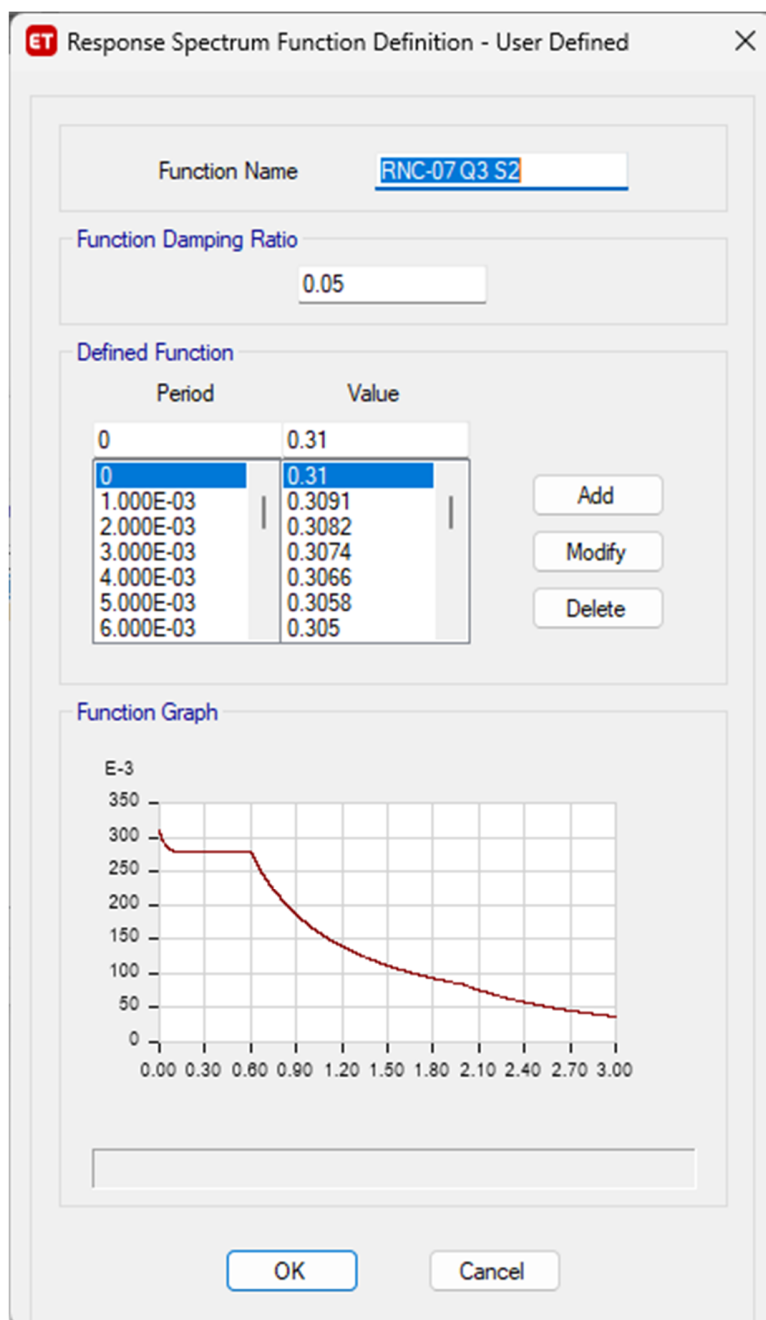


Ilustración 37: Espectro de Diseño.

Fuente: Modelo ETABS.

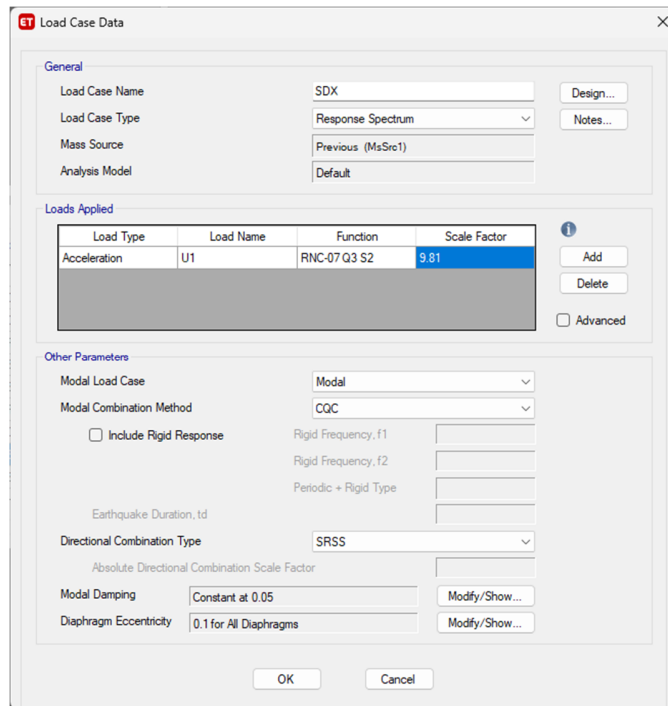


Ilustración 38: Sismo dinámico dirección X.

Fuente: Modelo ETABS.

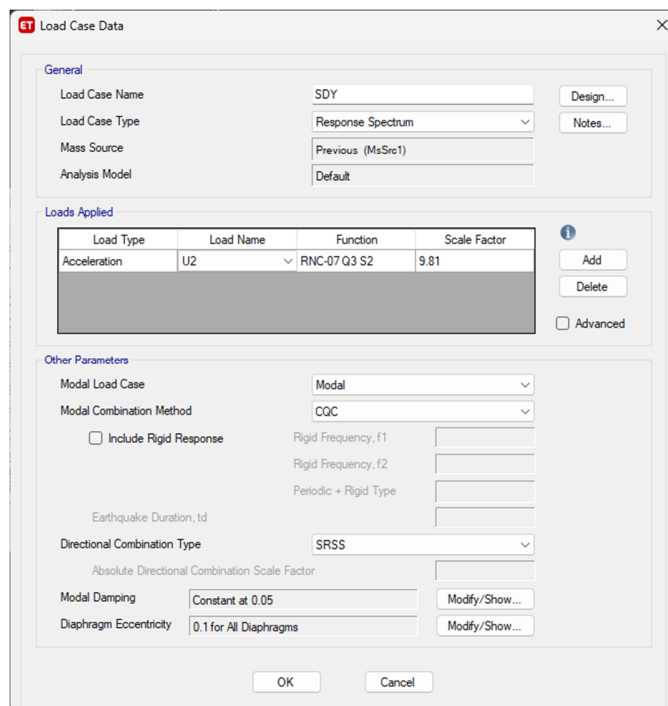


Ilustración 39: Sismo dinámico dirección Y.

Fuente: Modelo ETABS.

Se compararán las recciones de las bases a fin de conocer si es necesario escalar el sismo dinámico para cumplir con requisito establecido en el Art. 33.a) del reglamento.

Tabla 13: Tabla de cortante.

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
SX	LinStatic	Step By Step	1	-3151.3356	0	0
SX	LinStatic	Step By Step	2	-3151.3356	0	0
SY	LinStatic	Step By Step	1	0	-3151.3356	0
SY	LinStatic	Step By Step	2	0	-3151.3356	0
SDX	LinRespSpec	Max		2424.6526	79.1741	0
SDY	LinRespSpec	Max		79.1741	2340.9365	0

Fuente: Modelo ETABS.

$$c_x = \frac{2424.6526 \text{ Tonnef}}{3151.3356 \text{ Tonnef}} = 0.7694 < 0.80 \text{ Direccion X}$$

$$c_y = \frac{2340.9356 \text{ Tonnef}}{3151.3356 \text{ Tonnef}} = 0.7428 < 0.80 \text{ Direccion Y}$$

Se puede apreciar que al comparar los valores de cortante basal estático y dinámico obtenidos de la Tabla 13, el cortante basal dinámico no cumple con el 80% mínimo del cortante basal estático, por lo tanto, es necesario escalar el caso de carga de sismo dinámico para cumplir con el reglamento.

Se calcula un factor de escala y este se multiplicará a la constante de la gravedad para conocer el valor a ingresar en el programa.

$$F_x = \frac{3151.3356 \text{ Tonnef} * 0.80}{2424.6526 \text{ Tonnef}} = 1.0397 * g = 10.20$$

$$F_y = \frac{3151.3356 \text{ Tonnef} * 0.80}{2340.9356 \text{ Tonnef}} = 1.0769 * g = 10.56$$

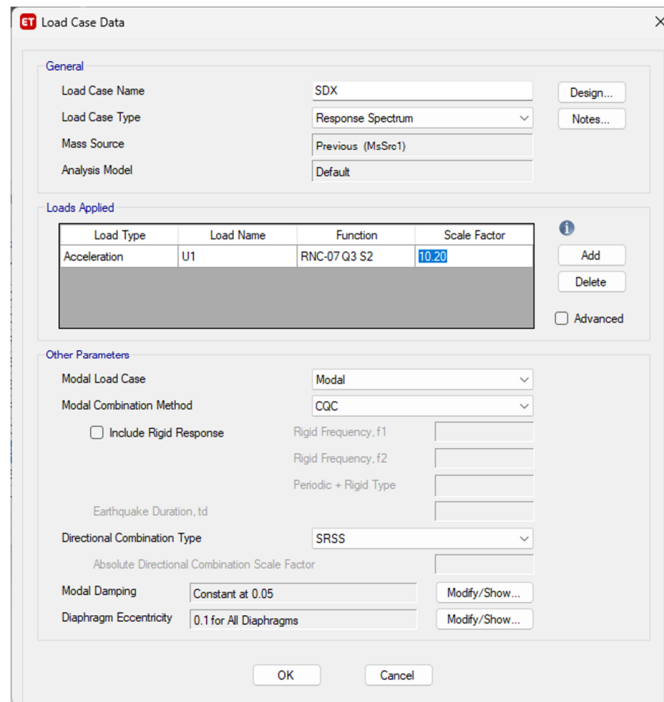


Ilustración 40: Sismo dinámico escalado dirección X.

Fuente: Modelo ETABS.

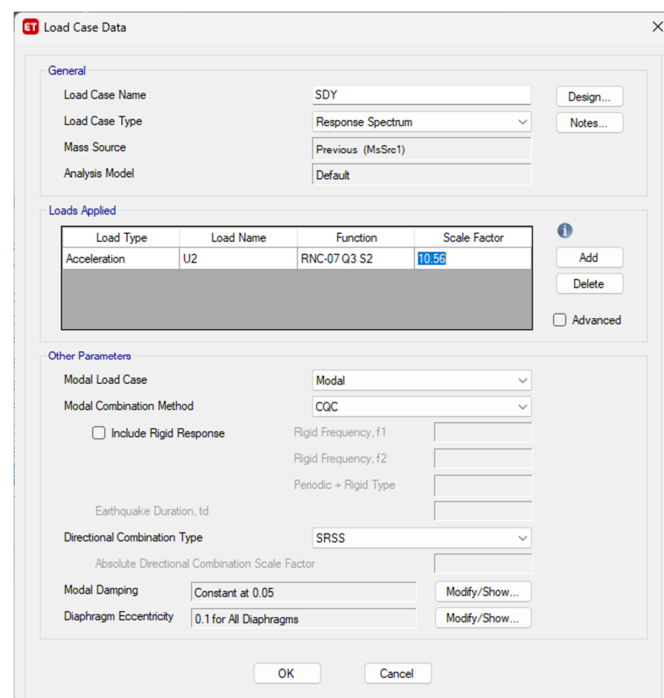


Ilustración 41: Sismo dinámico escalado dirección Y.

Fuente: Modelo ETABS.

Se vuelve a realizar el procedimiento para ver si se cumplen con el requerimiento establecido en el Art. 33.a) del RNC-07.

Tabla 14: Tabla de cortante.

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX tonf	FY tonf
SX	LinStatic	Step By Step	1	-3151.3356	0
SX	LinStatic	Step By Step	2	-3151.3356	0
SY	LinStatic	Step By Step	1	0	-3151.3356
SY	LinStatic	Step By Step	2	0	-3151.3356
SDX	LinRespSpec	Max		2618.727	85.5113
SDY	LinRespSpec	Max		88.1393	2606.0116

Fuente: Modelo ETABS.

$$cx = \frac{2618.727 \text{ Tonnef}}{3151.3356 \text{ Tonnef}} = 0.83 > 0.80 \text{ Direccion X}$$

$$cy = \frac{2606.0116 \text{ Tonnef}}{3151.3356 \text{ Tonnef}} = 0.82 > 0.80 \text{ Direccion Y}$$

El cortante basal dinámico es mayor que el 80% del cortante basal estático en ambas direcciones, por lo tanto, no es requerido una modificación.

6.7 Revisión de desplazamientos

Los desplazamientos se revisaron para mediante el procedimiento establecido en el Art. 34 del RNC-07.

6.7.1 Estado límite de servicios

Al considerar que ninguna estructura de cerramiento estará ligada a la estructura sísmo-resistente principal el límite será de 0.004 considerando lo indicado en la sección 5.1.6.1 más atrás en este documento.

6.7.2 Estado límite de colapso

Para la revisión de distorsiones máximas permitidas en estado límite de colapso la distorsión máxima se indica en la Tabla 15. Donde para muros de concreto reforzado con marcos de concreto con ductilidad limitada es de 0.0100.

Tabla 15: Distorsiones máximas permitas.

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q= 3 ó 4)	0.0300
Marcos dúctiles de acero (Q= 3 ó 4)	0.0300
Marcos de acero ò concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.0150
Losas planas sin muros o contravientos	0.0150
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.0200
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.0150
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q= 3)	0.0150
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.0100
Muros diafragma	0.0060
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.0050
Muros de carga de: mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.0040
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.0020
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

Fuente: Art 34. Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07

Este es el sistema estructural del edificio ya que los encargados de oponerse ante los movimientos de sismo son los muros de concreto y los marcos ordinarios son los encargados de soportar el sistema de carga gravitacionales, por lo tanto, son marcos con ductilidad limitada.

6.7.3 Cálculo de desplazamientos

6.7.3.1 Desplazamientos relativos estado límite de servicio.

El desplazamiento máximo en dirección X en el primer nivel es de 0.001250 m, realizando el procedimiento establecido obtenemos:

$$d1 = \frac{(\Delta j - \Delta i)}{H} * \frac{Q * \Omega}{2.5} = \frac{0.001250 \text{ m} - 0.00 \text{ m}}{5.00 \text{ m}} * \frac{3 * 2}{2.5} = 0.0006 < 0.0040$$

Donde:

Δj : desplazamiento de piso

Δi : desplazamiento de piso anterior

H : Altura de piso

Por lo tanto, cumple por desplazamientos por servicios en dirección x en el primer nivel, en la Tabla 16 se estará realizando un resumen de los desplazamientos en la dirección X y en la Tabla 17 se realizarán la revisión para la dirección Y.

6.7.3.2 Desplazamientos relativos estado límite de servicio.

El desplazamiento máximo en dirección X en el primer nivel es de 0.001250 m, realizando el procedimiento establecido obtenemos:

$$d1 = \frac{(\Delta j - \Delta i)}{H} * Q * \Omega = \frac{0.001250 \text{ m} - 0.00 \text{ m}}{5.00 \text{ m}} * (3 * 2) = 0.0015 < 0.01$$

Por lo tanto, cumple por desplazamientos por estado límite de colapso en dirección x en el primer nivel, en la Tabla 16 se presenta un resumen de los desplazamientos en la dirección X y en la Tabla 17 se presenta la revisión para la dirección Y.

6.7.3.3 Tablas resumen

Tabla 16: Revisión de desplazamiento límites en dirección X.

Nivel	H (m)	Δ calc (m)	$\Delta_j - \Delta_i$ (m)	ESTADO LIMITE DE SERVICIO			ESTADO LIMITE DE COLAPSO		
				$\Delta_j - \Delta_i$ servicio	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ servicio	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ permisible servicio*	$\Delta_j - \Delta_i$ colapso	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ colapso	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ permisible colapso
1	5.00	0.0012	0.001250	0.0030	0.0006	0.0040	0.007498	0.0015	0.0100
2	4.00	0.0031	0.001873	0.0045	0.0011	0.0040	0.011237	0.0028	0.0100
3	4.00	0.0054	0.002308	0.0055	0.0014	0.0040	0.013850	0.0035	0.0100
4	4.00	0.0080	0.002534	0.0061	0.0015	0.0040	0.015206	0.0038	0.0100
5	4.00	0.0107	0.002691	0.0065	0.0016	0.0040	0.016143	0.0040	0.0100
6	4.00	0.0133	0.002629	0.0063	0.0016	0.0040	0.015772	0.0039	0.0100
7	4.00	0.0157	0.002449	0.0059	0.0015	0.0040	0.014693	0.0037	0.0100
8	2.70	0.0159	0.000167	0.0004	0.0001	0.0040	0.000999	0.0004	0.0100

Fuente: Propia

Tabla 17: Revisión de desplazamiento límites en dirección Y.

Nivel	H (m)	Δ calc (m)	$\Delta_j - \Delta_i$ (m)	ESTADO LIMITE DE SERVICIO			ESTADO LIMITE DE COLAPSO		
				$\Delta_j - \Delta_i$ servicio	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ servicio	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ permisible servicio*	$\Delta_j - \Delta_i$ colapso	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ colapso	$(\Delta_j - \Delta_i)/H$ permisible colapso
1	5.00	0.0019	0.001911	0.0046	0.0009	0.0040	0.011467	0.0023	0.0100
2	4.00	0.0050	0.003077	0.0074	0.0018	0.0040	0.018464	0.0046	0.0100
3	4.00	0.0090	0.004008	0.0096	0.0024	0.0040	0.024049	0.0060	0.0100
4	4.00	0.0136	0.004610	0.0111	0.0028	0.0040	0.027659	0.0069	0.0100
5	4.00	0.0187	0.005055	0.0121	0.0030	0.0040	0.030332	0.0076	0.0100
6	4.00	0.0238	0.005183	0.0124	0.0031	0.0040	0.031098	0.0078	0.0100
7	4.00	0.0290	0.005116	0.0123	0.0031	0.0040	0.030697	0.0077	0.0100
8	2.70	0.0294	0.000480	0.0012	0.0004	0.0040	0.002880	0.0011	0.0100

Fuente: Propia

Como se puede apreciar en las tablas todos los niveles del edificio cumple con los requerimientos de desplazamientos máximos permitidos.

CAPITULO VII : Aplicación metodológica muros especiales y marcos ordinarios

Para el diseño de los elementos se consideró la simetría alta del edificio, por lo tanto, los muros que son similares solo se presentara una memoria de cálculo para facilitar la comprensión de los cálculos.

Para el proceso de diseño se realizó hojas de cálculos utilizando los programas Microsoft Excel y PTC MathCad.

Las hojas de Excel sirven para la generación de los diagramas de interacción para muros y columnas, lo cuales consideran los elementos de bordes y ubicación de las barras de refuerzo para lograr un diagrama más preciso.

Los valores obtenidos de la hoja realizada en Excel se digitan en la hoja de Mathcad donde se realiza la revisión de todo el proceso necesario para el diseño de muros, columnas y realiza revisión de detalle de acero de refuerzo.

7.1 Diseño de muros

Para el cálculo de los muros de concreto se desarrolló una hoja en el programa Mathcad prime y una hoja en Microsoft Excel, se describirá el paso a paso para la utilización de las herramientas.

7.1.1 MCRV-1 Y MCRV-8 NIVEL 1 AL 3

Primeramente, se definen las propiedades de los elementos que se utilizaran en los muros a diseñar. Los valores se ingresan en la hoja de muros especiales realizada con el programa MathCad.

1. Propiedades de los materiales

- Resistencia del concreto

$$f'_c := 6000 \text{ psi}$$

- Factor para concreto de peso normal

$$\lambda := 1$$

- Peso específico del concreto

$$\gamma_c := 150 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$$

- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal

$$f_y := 60000 \text{ psi}$$

- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo de estribos

$$f_{yt} := 60000 \text{ psi}$$

- Módulo de elasticidad del acero

$$E_s := 29000 \text{ ksi}$$

Factor que relaciona la profundidad del bloque de Whitney con el eje neutro (ACI 318-19 tabla 22.2.24.3.b).

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(f'_c - 4000)}{1000} = 0.85 - \frac{0.05(6,000 - 4,000)}{1000} = 0.75$$

Módulo de elasticidad del concreto, el concreto es de 6,000 psi y es de peso normal. (ACI 318-19 19.2.2.1.(a)).

$$E_c = 57,000\sqrt{f'_c} = 57,000\sqrt{6,000 \text{ psi}} = 4,415,201 \text{ psi}$$

- Módulo de elasticidad del concreto, ecuación 19.2.2.1(a) y 19.2.2.1(b) ACI 318-19

$$E_c = 4415.201 \text{ ksi}$$

- Factor que relaciona la profundidad del bloque de whitney con el eje neutro, Tabla 22.2.2.4.3 ACI 318-19

$$\beta_1 = 0.75$$

Se ingresan los parámetros mecánicos obtenidos del análisis estructural.

2. Cargas aplicadas (Valores obtenidos del Analisis estructural)

- Carga axial maxima

$$P_u,max := 2423 \text{ kip}$$

- Momento ultimo

$$M_u := 32442 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Deformacion inelastica esperada

$$\delta_u := 6.10 \text{ in}$$

- Carga axial minima

$$P_u,min := 1452 \text{ kip}$$

- Cortante ultimo

$$V_u := 739 \text{ kip}$$

- Carga axial maxima debido a combinacion sismica

$$P_u,S := 2147 \text{ kip}$$

Se define la geometría del muro y elementos de borde, el acero de refuerzo en el alma de muro y el detallado de refuerzo de los elementos de borde, tanto en la zona critica como fuera de la zona critica.

3. Propiedades del muro

3.1 Dimensiones de muro

$$l_w := 354 \text{ in} \quad (\text{Longitud del muro})$$

$$h := 20 \text{ in} \quad (\text{Espesor de muro})$$

$$r_w := 2 \text{ in} \quad (\text{Recubrimiento})$$

$$h_w := 29 \text{ m} \quad (\text{Altura total de muro})$$

$$n_s := 7 \quad (\text{Niveles de piso})$$

$$h_1 := 5 \text{ m} \quad (\text{Altura de primer nivel})$$

$$h_2 := \frac{h_w}{n_s} = 4.14 \text{ m} \quad (\text{Altura promedio de piso})$$

$$h_u := \max(h_1, h_2) = 5 \text{ m} \quad (\text{Altura de muro a utilizar})$$

3.2 Armado del alma del muro

$$\phi_l := \frac{6}{8} \text{ in} \quad (\text{Diámetro de las varillas Longitudinales})$$

$$\phi_t := \frac{6}{8} \text{ in} \quad (\text{Diámetro de las varillas Transversal})$$

$$s_l := 12 \text{ in} \quad (\text{Separación de las varillas Longitudinales})$$

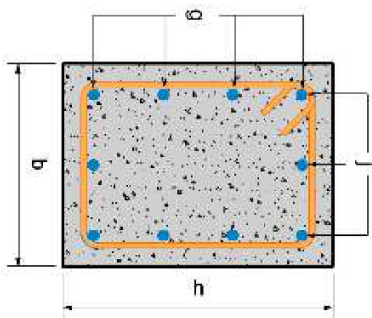
$$s_t := 6 \text{ in} \quad (\text{Separación de las varillas Transversal})$$

$$n_{capas} := 2 \quad (\text{Numero de capas de acero})$$

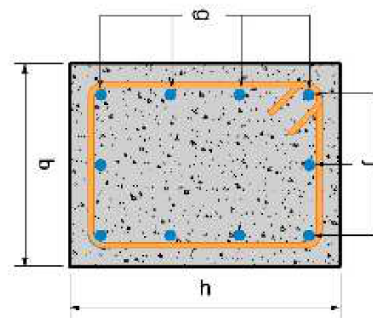
3.3 Dimensiones de los elementos de borde

Nota: - Si no se pretende realizar un armado con elemento de borde, en el peralte colocar dimension de 0.15 lw, para futuras revisiones.

Elemento de borde izquierdo



Elemento de borde derecho



$b_i := 20 \text{ in}$	(Ancho elemento de borde izquierdo)	$b_d := 20 \text{ in}$	(Ancho elemento de borde derecho)
$h_i := 56 \text{ in}$	(Peralte elemento de borde izquierdo)	$h_d := 56 \text{ in}$	(Peralte elemento de borde derecho)

3.4 Armado longitudinal de los elementos de borde

$\phi_{li} := \frac{8}{8} \text{ in}$	(Diametro de la varilla en elemento de borde izquierdo)	$\phi_{ld} := \frac{8}{8} \text{ in}$	(Diametro de la varilla en elemento de borde izquierdo)
$n_{vli} := 12$	(Cantidad de varillas en elemento de borde izquierdo)	$n_{vld} := 12$	(Cantidad de varillas en elemento de borde izquierdo)

3.5 Estribos en la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stconfi} := \frac{5}{8} \text{ in}$	(Diametro de estribos en la zona de confinamiento izquierda)	$\phi_{stconfd} := \frac{5}{8} \text{ in}$	(Diametro de estribos en la zona de confinamiento derecha)
$s_{confi} := 4 \text{ in}$	(Separacion en zona de confinamiento izquierda)	$s_{confd} := 4 \text{ in}$	(Separacion en zona de confinamiento derecha)
$n_{confgi} := 5$	(Numero de ramas de estribos en la direccion "g" izquierda)	$n_{confgd} := 5$	(Numero de ramas de estribos en la direccion "g" derecha)
$n_{confji} := 3$	(Numero de ramas de estribos en la direccion "j" izquierda)	$n_{confjd} := 3$	(Numero de ramas de estribos en la direccion "j" derecha)

3.5 Estribos fuera de la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stfi} := \frac{4}{8} \text{ in}$	(Diametro de estribos fuera de la zona confinamiento izquierda)	$\phi_{stfd} := \frac{4}{8} \text{ in}$	(Diametro de estribos fuera de la zona de confinamiento derecha)
$s_{sti} := 6 \text{ in}$	(Separacion fuera de zona de confinamiento izquierda)	$s_{std} := 6 \text{ in}$	(Separacion fuera de zona de confinamiento derecha)
$n_{stgi} := 5$	(Numero de ramas de estribos en la direccion "g" izquierda)	$n_{stgd} := 5$	(Numero de ramas de estribos en la direccion "g" derecha)
$n_{stji} := 3$	(Numero de ramas de estribos en la direccion "j" izquierda)	$n_{stjd} := 3$	(Numero de ramas de estribos en la direccion "j" derecha)

Se calcula las propiedades del muro, como el área de gruesa de muro que es la sumatoria de los elementos de borde más el alma del muro, en este caso como los elementos de borde es de igual espesor que el muro solo se multiplica la longitud total del muro por su espesor.

$$A_{cv} = l_w * h = 354 \text{ in} * 20 \text{ in} = 7080 \text{ in}^2$$

Se debe asignar el coeficiente de contribución de concreto en base a la relación alto largo del concreto basado en Art. 18.10.4.1 del ACI 318-19, para una relación alto largo de muros mayores a 2 el coeficiente es de 2 y si la relación es menor a 1.5 el valor es de 3.

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{1142 \text{ in}}{354 \text{ in}} = 3.23 \text{ por lo tanto } \alpha_c = 2$$

3.6 Características del muro

$$A_{cv} = 7080 \text{ in}^2$$

(Área gruesa de muro)

$$\alpha_c = 2$$

(Coeficiente de contribucion del concreto)
ACI 318-19 Cap. 18.10.4.1)

Basado en todos los parámetros del muro se calculan las cuantías de acero provistas al muro.

$$\rho_l := \frac{n_{capas} \cdot n_l \cdot A\phi_l}{h \cdot 1 \text{ ft}} = 0.0037$$

(Cuantía longitudinal
Propuesta)

$$\rho_t := \frac{n_{capas} \cdot n_t \cdot A\phi_t}{h \cdot 1 \text{ ft}} = 0.0074$$

(Cuantía transversal
Propuesta)

Posteriormente se revisa que se cumpla con los requerimientos mínimos para muros estructurales.

4. Limitaciones de diseño.

4.1 Espesor mínimo de alma de muro

a) El espesor mínimo de muro debe cumplir con Cap. 11.3.1 donde el espesor mínimo debe ser 4 in o $h_u/25$.

$$h_{req} := \max\left(4 \text{ in}, \frac{h_u}{25}\right) = 7.874 \text{ in}$$

if ($h_w \geq h_{req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(ACI 318-19 Cap. 11.3.1)

4.2 Armado de acero

a) La cuantías de acero deben de cumplir los requerimientos de ACI 318-19 CAP 18.10.2.1

$$\rho_{l,req} := 0.0025$$

(Cuantía longitudinal mínima requerida)

$$\rho_{t,req} := 0.0025$$

(Cuantía transversal mínima requerida)

if ($\rho_l \geq \rho_{l,req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(La cuantía de acero longitudinal propuesta cumple)

if ($\rho_t \geq \rho_{t,req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(La cuantía de acero transversal propuesta cumple)

b) Separación máxima de acero

ACI 318-19 CAP 18.10.2.1

$$s_{l,max} := \min(3 \cdot h, 18 \text{ in}) = 18 \text{ in}$$

(Separación longitudinal máxima permitida)

$$s_{t,max} := \min(3 \cdot h, 18 \text{ in}) = 18 \text{ in}$$

(Separación transversal máxima permitida)

if ($s_{l,max} \geq s_l$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(La separación de acero no supera el máximo permitido)

if ($s_{t,max} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(La separación de acero no supera el máximo permitido)

3) Capas de refuerzo

ACI 318-19 CAP 18.10.2.2

$$n_{\text{capas_req}} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } V_u > 2 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \psi_i} \cdot A_{cv} \\ \quad \parallel \\ \quad 2 \\ \text{else if } \frac{h_w}{l_w} \geq 2 \\ \quad \parallel \\ \quad 2 \\ \text{else} \\ \quad \parallel \\ \quad 1 \end{array} \right\| = 2$$

if ($n_{\text{capas}} = n_{\text{capas_req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

4.3 Armado de acero minimo en borde de muros esbeltos

a) La cuantías de acero en una longitud 0.15 lw del borde de compresion del muro debe de cumplir con lo siguiente.

$$\rho_{\text{min}0.15} := 6 \cdot \frac{\sqrt{f'_c \cdot \psi_i}}{f_y} = 0.0077$$

(Cuantia minima ACI 318-19 Cap. 18.10.2.4 (a))

$$A_{g0.15i} = 1062 \text{ in}^2 \quad (\text{Area bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo})$$

$$A_{g0.15d} = 1062 \text{ in}^2 \quad (\text{Area bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo})$$

$$A_{s0.15i} = 8.9367 \text{ in}^2 \quad (\text{Area de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo})$$

$$A_{s0.15d} = 8.9367 \text{ in}^2 \quad (\text{Area de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo})$$

$$\rho_{0.15i} := \frac{A_{s0.15i}}{A_{g0.15i}} = 0.0084 \quad (\text{Cuantia en 0.15 lw izquierdo})$$

$$\rho_{0.15d} := \frac{A_{s0.15d}}{A_{g0.15d}} = 0.0084 \quad (\text{Cuantia en 0.15 lw derecho})$$

if ($\rho_{0.15i} \geq \rho_{\text{min}0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Cumple"

(Revision en cuantia izquierda)

if ($\rho_{0.15d} \geq \rho_{\text{min}0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Cumple"

(Revision en cuantia derecha)

b) El refuerzo longitudinal debe extenderse una longitud vertical por encima y debajo de punto critico en el mayor valor de:

$$l_{0.15} := \max \left(l_w, \frac{M_u}{3 \cdot V_u} \right) = 354 \text{ in}$$

(ACI 318-19 Cap. 18.10.2.4 (b))

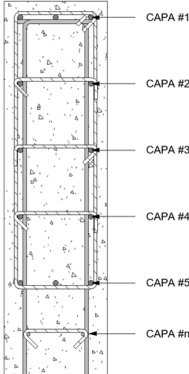
A causa de los grandes momentos generados debido a su gran relación de esbeltez es necesario la revisión debido a flexo-compresión del muro, para realizar un cálculo preciso de los momentos del muro se generó una hoja en Excel.

Para la construcción del diagrama de interacción se ingresa las propiedades geométricas totales del muro, la cantidad de líneas o capas de barras que va a disponer el muro en toda su longitud, diámetros de barras longitudinales y horizontales, el número de barras que tendrá por cada capa de refuerzo, las propiedades mecánicas del concreto y las barras de refuerzo a utilizar que son necesarias para la construcción del diagrama de interacción.

Se vuelven a ingresar las propiedades mecánicas del muro para obtener los valores de momento máximos actuantes debido a la carga axial predominante de las combinaciones de diseño más críticas.

Tabla 18: Propiedades de muro

Geometría y propiedades de la sección	
No. de capas	30
$f'_c =$	6,000 psi
$\beta_1 =$	0.75
b =	20 in.
h =	354 in.
Spec. yield str. =	60
$f_y =$	60 ksi
$E_s =$	29,000 ksi
Barras Horizontales	6
Recubrimiento	2.00 in.
Barras Verticales	6



Fuente: Hoja de diagrama de interacción de muros – Excel

Tabla 19: Detallado de elemento de borde

Elemento de borde	
No. de capas	5
b =	20 in.
h =	56 in.
Barras Horizontales	5
Recubrimiento	2.00 in.
Barras Verticales	8

Fuente: Hoja de diagrama de interacción de muros – Excel

Tabla 20: Valores mecánicos de diseño

Combinacion con Axial Maximo	
P (Kip)	M (Kip-ft)
2,423	155

Combinacion con Axial Minimo	
P (Kip)	M (Kip-ft)
1,452	32,390

Combinacion con Momento Maximo	
P (Kip)	M (Kip-ft)
2,240	32,442

Fuente: Hoja de diagrama de interacción de muros – Excel

La hoja realiza una revisión de la separación para verificar que cumplimos con el criterio de separación máximas de barras establecido en ACI 318-19 18.10.2.1.

Tabla 21: Revisión de separación máxima de barras

Chequeo de separación de barras		
$d_1 =$	350.88 in.	
c/c bar sp. (hb) =	12.44 in.	OK
c/c bar sp. (h) =	12.49 in.	OK
c/c bar sp. (b) =	6.88 in.	OK
Min. cl. sp. (in.) =	1.50 in.	(7.6.3)

Fuente: Hoja de diagrama de interacción de muros – Excel

Tabla 22: Posición y cantidad de barras en cada capa de refuerzo.

Numero de barras por capa			
Capa	d_i (in.)	No. Bar. Long	A_{si} (in. ²)
30	3.125	3	2.37
29	15.563	2	1.58
28	28.000	2	1.58
27	40.438	2	1.58
26	52.875	3	2.37
25	58.375	2	0.88
24	70.862	2	0.88
23	83.349	2	0.88
22	95.836	2	0.88
21	108.322	2	0.88
20	120.809	2	0.88
19	133.296	2	0.88
18	145.783	2	0.88
17	158.270	2	0.88
16	170.757	2	0.88
15	183.243	2	0.88
14	195.730	2	0.88
13	208.217	2	0.88
12	220.704	2	0.88
11	233.191	2	0.88
10	245.678	2	0.88
9	258.164	2	0.88
8	270.651	2	0.88
7	283.138	2	0.88
6	295.625	2	0.88
5	301.125	3	2.37
4	313.563	2	1.58
3	326.000	2	1.58
2	338.438	2	1.58
1	350.875	3	2.37

Fuente: Hoja de diagrama de interacción de muros – Excel

La hoja nos genera los diagramas de interacción de diseño y de momento probable, y marca los puntos de las combinaciones de diseño ingresadas con anterioridad.

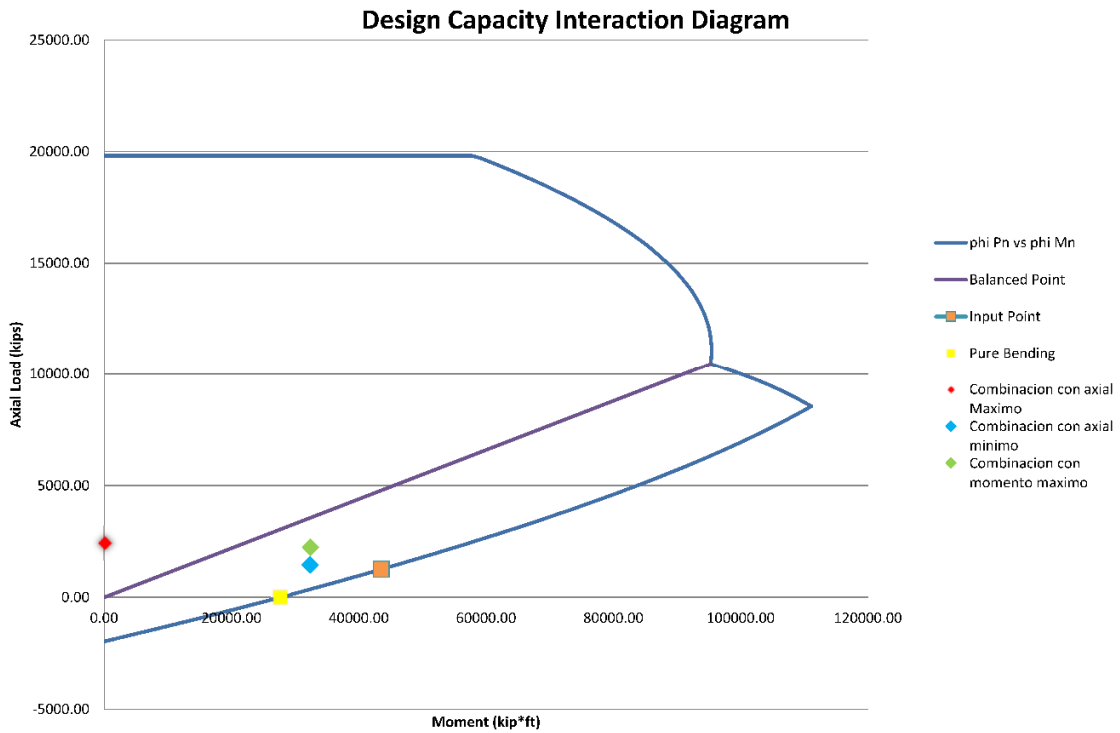
La hoja cuenta con una apartado que provee el momento nominal en dependencia de la carga axial actuante y la profundidad del eje neutro (c). Los resultados

obtenidos de esta hoja los ingresa en la hoja de MathCad y continuamos con el cálculo de muro.

Selección de carga axial			
Enter nominal strength value in the P_n box.			
$f'_c =$ 6,000 psi	$Z =$ -8.990		
$\beta_1 =$ 0.75	$\epsilon_t =$ -0.018600		Note: Compression is positive
$b =$ 20 in.	$c =$ 48.73 in.		
$h =$ 354 in.	$a =$ 36.55 in.		
$f_y =$ 60 ksi	$P_n =$ 2,423.0 kips	$C_c =$ 3,728.1 kips	
$E_s =$ 29,000 ksi	$M_n =$ 60,561.3 ft-kips	$C_c(h-a)/2 =$ 49,312.0 ft-kips	
$A_{s,min} =$ 0.00 in. ²	$\phi =$ 0.900		
$A_{s,max} =$ 0.00 in. ²	$\phi P_n =$ 2,180.7 kips		
$\epsilon_t =$ 0.00207	$\phi M_n =$ 54,505.2 ft-kips		
$\epsilon_{cu} =$ 0.003			

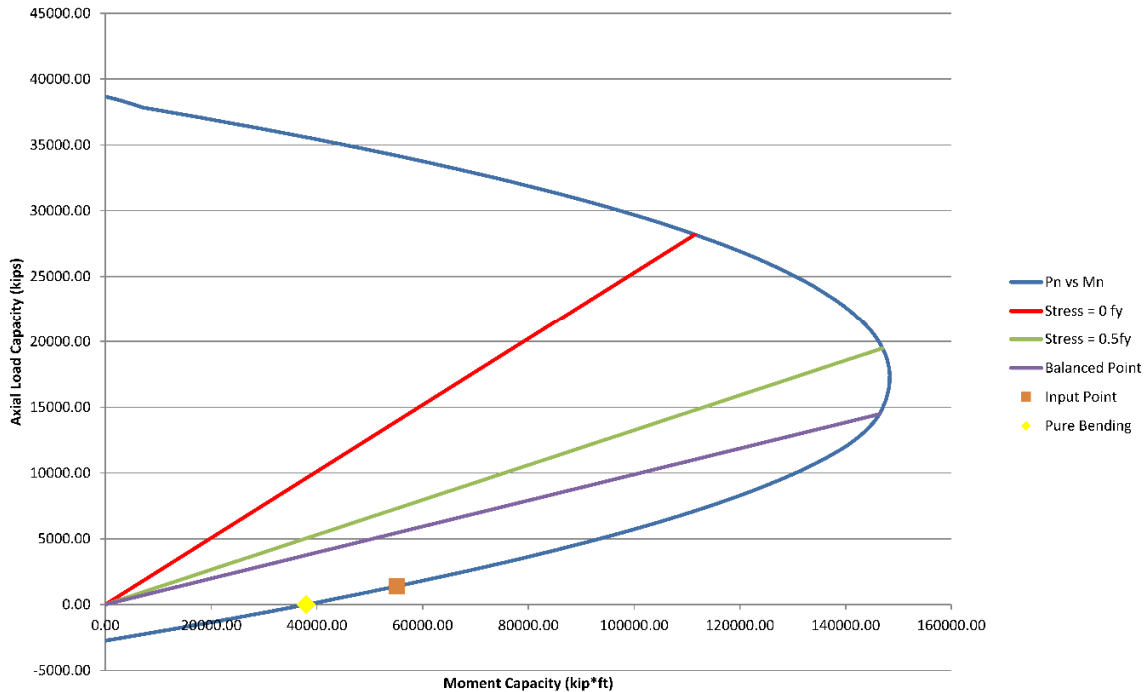
5. Diagramas de interaccion

5.1 Diagrama de momento Nominal



5.2 Diagrama de momento maximo probable

Column Nominal Strength Interaction Diagram



- Momento nominal debido a carga axial maxima

$$\phi M_{n_max} := 53402.3 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Profundidad del Eje Neutro

$$c := 47.56 \text{ in}$$

- Momento nominal debido a carga axial minima

$$\phi M_{n_min} := 43551.9 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Momento ultimo debido a carga axial sismica

$$M_{uS} := 57353 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Momento maximo Probable

$$M_{pr} := 65756 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

De estos diagramas se obtienen los valores de momento nominal mínimos y máximos en dependencia de la combinación de diseño más crítica, y el valor de momento probable máximo que puede generarse en el muro.

Como podemos observar en el diagrama de interacción del muro, la capacidad a flexo compresión del muro es superior a los requerimientos de diseño. Por lo tanto, se puede proceder al diseño por cortante del muro. Con los valores de momento probable se calcula el factor de sobre resistencia necesario para conocer el valor de cortante esperado del muro.

6. Diseño a corte (Artículo 11.3.3 ACI 318-19)

6.1 Factor de Sobre resistencia

(ACI 318-19 Cap. 18.10.3.1.2)

$$\Omega_v := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{h_w}{l_w} \geq 1.5 \\ \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{M_{pr}}{M_u} \geq 1.5 \\ \left\| \begin{array}{l} \frac{M_{pr}}{M_u} \\ \text{else} \\ 1.5 \end{array} \right\| \\ \text{else} \\ 1 \end{array} \right\| \end{array} \right\| = 2.0269$$

6.2 Contribucion de Modos de Vibracion

$$n_s := \max \left(n_s, 0.007 \frac{h_w}{in} \right) = 7.9921 \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 18.10.3.1.3})$$

$$\omega_v := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{h_w}{l_w} \geq 2 \\ \left\| \begin{array}{l} \text{if } n_s \leq 6 \\ \left\| \begin{array}{l} 0.9 + \frac{n_s}{10} \\ \text{else} \\ \min \left(\left(1.3 + \frac{n_s}{30} \right), 1.8 \right) \end{array} \right\| \\ \text{else} \\ 1 \end{array} \right\| \end{array} \right\| = 1.5664$$

El cortante esperado con el cual se realizará el diseño por cortante está limitado a un valor máximo de 3 veces el cortante de análisis estructural ACI 318-19 18.10.3.1.

6.2 Cortante Esperado

$$V_e := \min (\Omega_v \cdot \omega_v \cdot V_u, 3 \cdot V_u) = 2217 \text{ kip} \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 18.10.3.1})$$

La capacidad a cortante nominal del muro esta dado por la formula del ACI 318-19 18.10.4.1.

6.4 Resistencia al cortante

$$V_n := A_{cv} \cdot (\alpha_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot psi} + \rho_t \cdot f_{yt}) = 4224.6771 \text{ kip} \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 18.10.4.1})$$

El reglamento nos limita a que el cortante esperado no puede ser mayor a la formula del ACI 318-19 18.10.4.4, esto a fin de evitar excesivo acero de refuerzo a cortante, si el cortante esperado es mayor a esta fórmula es necesario aumentar la sección de concreto.

6.6 Limite de cortante

$$V_{n,max} := 10 \cdot \sqrt{f'_c \cdot psi} \cdot A_{cv} = 5484.1444 \text{ kip}$$

$$\text{if } (V_{n,max} \geq V_e, \text{ "Cumple" }, \text{ "Aumentar seccion de concreto" }) = \text{ "Cumple" } \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 18.10.4.4})$$

Se debe de calcular el cortante último debido a la combinación más crítica que cuenta con carga sísmica, si el cortante producto del momento último es mayor a la

capacidad de cortante de concreto del muro se debe de utilizar un ϕ de 0.60 de lo contrario el valor 0.70.

6.5 Cortante debido a momentos ultimos

$$V_u S := 2 \cdot \frac{M_u S}{h_1} = 6992.4778 \text{ kip}$$

(ACI 318-19 Cap. 21.2.4.1)

6.7 Factor de reduccion de esfuerzo

$$\phi_s := \begin{cases} \text{if } V_u S > V_n \text{ max} \\ \parallel 0.60 \\ \text{else} \\ \parallel 0.75 \end{cases} = 0.6$$

(ACI 318-19 Cap. 21.2.4.1)

Como se puede observar la capacidad a cortante reducida del muro es mayor al cortante esperado.

$$\text{if } (\phi_s \cdot V_n \geq V_e, \text{ "Cumple", "No cumple"}) = \text{ "Cumple"}$$

Posteriormente se revisa que los elementos de borde cumplan con los requerimientos mínimos de dimensiones, armado y capacidad.

7. Elemento De Borde (Artículo 11.3.3 ACI 318-19)

7.1 Requerimiento de borde por ACI 318-19 Cap. 18.10.6.2

a) Es necesario un Elemento especial de borde si se cumple que ACI 318-19 Cap 18.10.6.2 o Cap. 18.10.6.3

$$\delta_u := \text{if } \left(\frac{\delta_u}{h_w} \leq 0.005, 0.005 \cdot h_w, \delta_u \right) = 6.1 \text{ in}$$

$$\text{if } \left(\frac{1.5 \cdot \delta_u}{h_w} \geq \frac{l_w}{600 \cdot c}, \text{ "Requiere SBE", "No Requiere SBE"} \right) = \text{ "No Requiere SBE"}$$

b) Si un elemento de borde especial es requerido debe cumplir con (i) y (ii) o (iii)

i) El elemento especial de borde se debe de entender una longitud vertical por encima y debajo de punto critico en el mayor valor de:

$$l_{SBE} := \max \left(l_w, \frac{M_u}{4 \cdot V_u} \right) = 354 \text{ in}$$

ii)

$$SBE_{I1} := \text{if } (b_t \geq \sqrt{0.025 \cdot c \cdot l_w}, \text{ "Cumple", "No cumple"}) = \text{ "No cumple"}$$

$$SBE_{D1} := \text{if } (b_d \geq \sqrt{0.025 \cdot c \cdot l_w}, \text{ "Cumple", "No cumple"}) = \text{ "No cumple"}$$

iii)

$$\delta_{cl} := \frac{1}{100} \left(4 - \frac{1}{50} \cdot \left(\frac{l_w}{b_i} \right) \cdot \left(\frac{c}{b_i} \right) - \frac{V_c}{8 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{psi} \cdot A_{cv}}} \right) \cdot h_w = 30.2886 \text{ in} \quad \delta_{cD} := \frac{1}{100} \left(4 - \frac{1}{50} \cdot \left(\frac{l_w}{b_d} \right) \cdot \left(\frac{c}{b_d} \right) - \frac{V_c}{8 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{psi} \cdot A_{cv}}} \right) \cdot h_w = 30.2$$

$$\delta_{cl} := \text{if} (\delta_{cl} > 0.015 \cdot h_w, \delta_{cl}, 0.015 \cdot h_w)$$

$$\delta_{cD} := \text{if} (\delta_{cD} > 0.015 \cdot h_w, \delta_{cD}, 0.015 \cdot h_w)$$

$$SBE_{I2} := \text{if} \left(\frac{\delta_{cl}}{h_w} \leq \frac{1.5 \cdot \delta_u}{h_w}, \text{"No cumple"}, \text{"Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

$$SBE_{D2} := \text{if} \left(\frac{\delta_{cD}}{h_w} \leq \frac{1.5 \cdot \delta_u}{h_w}, \text{"No cumple"}, \text{"Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

7.2 Requerimiento de borde por ACI 318-19 Cap. 18.10.6.3

$$\sigma_{clim} := 0.2 \cdot f'_c = 1200 \text{ psi}$$

(Esfuerzo limite maximo para requerir elemento de borde) (ACI 318-19 Cap. 18.10.6.3)

$$e_u := \frac{M_u}{P_u S} = 181.3246 \text{ in} \quad (\text{Excentricidad debido a cargas ultimas})$$

$$\sigma_u := \frac{P_u S}{A_{cv}} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_u}{l_w} \right) = 1235.2222 \text{ psi} \quad (\text{Esfuerzo a la compresion debido a cargas ultimas})$$

$$\text{if} (\sigma_u \geq \sigma_{clim}, \text{"Requiere elementos de borde"}, \text{"N.A."}) = \text{"Requiere elementos de borde"} \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 18.10.6.3})$$

7.3 Requerimientos minimos de Elemento de Borde

(ACI 318-19 Cap. 18.10.6.4.a)

$$h_{SBD} := \max \left(c - 0.1 \cdot l_w, \frac{c}{2} \right) = 23.78 \text{ in}$$

$$\text{if} (h_i \geq h_{SBD}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\text{if} (h_d \geq h_{SBD}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

(ACI 318-19 Cap. 18.10.6.4.b)

$$b_{SBD} := \frac{h_u}{16} = 12.3031 \text{ in}$$

$$\text{if} (b_i \geq b_{SBD}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

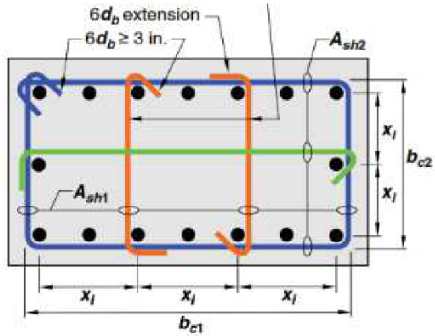
$$\text{if} (b_d \geq b_{SBD}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

(ACI 318-19 Cap. 18.10.6.4.c)

$$\text{if} \left(\left(\frac{h_w}{l_w} \geq 2 \right) \wedge \left(\frac{c}{l_w} \geq \frac{3}{8} \right), \text{"Espesor minimo de 30 cm"}, \text{"No aplica"} \right) = \text{"No aplica"}$$

Un elemento de borde se detalla de manera muy similar a una columna de marcos a momento especial, por lo tanto, el ACI 318-19 nos refiere al apartado de columnas especiales (Cap. 18.7) se debe revisar la separación máxima de barras, separación máxima de estribos, requerimientos mínimos de cuantía transversal y longitudinal en el área del elemento de borde.

(ACI 318-19 Cap. 18.7.5.2.e)



$x_i := 6.88 \text{ in}$ (Separacion entre varillas longitudinales soportadas lateralmente)

$x_j := 12.94 \text{ in}$ (Separacion entre varillas longitudinales soportadas lateralmente)

$h_x := \max(x_i, x_j) = 12.94 \text{ in}$ (Separacion maxima entre ramas de estribos)

if ($h_x \leq 14 \text{ in}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

$14 \text{ in} = 0.3556 \text{ m}$

(ACI 318-19 Cap. 18.7.5.2.f)

$P_{cmax} := 0.3 \cdot A_g \cdot f'_c = 12744 \text{ kip}$

(Carga axial maxima para soporte para cada barra)

$P_u S = 2147 \text{ kip}$

(Carga axial maxima debido analisis estructural)

$f'_{clim} := 10000 \text{ psi}$

(Resistencia al concreto minima para requerir soporte lateral de cada barra)

```

verificacion := || if  $P_{cmax} < P_u S \oplus f'_c \geq f'_{clim}$  = "No aplica"
                 || if  $h_x \leq 8 \text{ in}$ 
                 ||   "Cumple"
                 || else
                 ||   "No cumple"
                 || else
                 ||   "No aplica"
    
```

(ACI 318-19 Cap. 18.7.5.3)

$$s_{max1} := \frac{\min(h_i, h_d, b_i, b_d)}{3} = 6.6667 \text{ in}$$

(Articulo 18.7.5.3.a)

$$s_{max2} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } f_y \leq 60 \text{ ksi} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 6 \cdot \phi_l \\ \text{else} \\ 5 \cdot \phi_l \end{array} \right\| \end{array} \right\| = 4.5 \text{ in}$$

(Articulo 18.7.5.3.b y c)

$$s_o := 4 \text{ in} + \left(\frac{14 \text{ in} - h_x}{3} \right) = 4.3533 \text{ in}$$

(Ecuacion 18.7.5.3)

$$s_o := \max(\min(6 \text{ in}, s_o), 4 \text{ in}) = 4.3533 \text{ in}$$

$$s_{max3} := s_o = 4.3533 \text{ in}$$

(Articulo 18.7.5.3.d)

$$s_{max} := \min(s_{max1}, s_{max2}, s_{max3}) = 4.3533 \text{ in}$$

if ($(s_{conf1} \leq s_{max}) \wedge (s_{confd} \leq s_{max})$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(ACI 318-19 Cap. 18.10.6.4.f)

$$h_x = 12.94 \text{ in}$$

$$\frac{2}{3} \cdot b_i = 13.3333 \text{ in}$$

$$\frac{2}{3} \cdot b_d = 13.3333 \text{ in}$$

if ($(h_x \leq \frac{2}{3} \cdot b_i) \wedge (h_x \leq \frac{2}{3} \cdot b_d)$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(ACI 318-19 Cap. 18.10.6.4.g)

$A_{gi} := h_i \cdot b_i = 1120 \text{ in}^2$	(Área gruesa de elemento de borde izquierdo)	$A_{gd} := h_d \cdot b_d = 1120 \text{ in}^2$	(Área gruesa de elemento de borde izquierdo)
$b_{ci} := b_i - 2 \cdot r_w = 16 \text{ in}$	(Espesor de concreto confinado)	$b_{cd} := b_d - 2 \cdot r_w = 16 \text{ in}$	(Espesor de concreto confinado)
$h_{ci} := h_i - 2 \cdot r_w = 52 \text{ in}$	(Peralte de concreto confinado)	$h_{cd} := h_d - 2 \cdot r_w = 52 \text{ in}$	(Peralte de concreto confinado)
$A_{chi} := b_{ci} \cdot h_{ci} = 832 \text{ in}^2$	(Área de concreto confinado izquierdo)	$A_{chd} := b_{cd} \cdot h_{cd} = 832 \text{ in}^2$	(Área de concreto confinado izquierdo)

$$A_{stminil} := \rho_{sh} (A_{gi}, A_{chi}) \cdot s_{confi} \cdot b_{ci} = 0.66462 \text{ in}^2 \quad (\text{Tabla 18.10.6.4 ACI 318-19})$$

$$A_{stmind} := \rho_{sh} (A_{gd}, A_{chd}) \cdot s_{confd} \cdot b_{cd} = 0.66462 \text{ in}^2 \quad (\text{Tabla 18.10.6.4 ACI 318-19})$$

$$A_{vconfi} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{stconfi}^2 \quad (\text{Área de estribo izquierdo})$$

$$A_{vconfd} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{stconfd}^2 \quad (\text{Área de estribo derecho})$$

$$A_{shi} := n_{confji} \cdot A_{vconfi} = 0.9204 \text{ in}^2$$

$$\text{if } (A_{shi} > A_{stminil}, \text{ "Cumple"}, \text{ "No cumple"}) = \text{ "Cumple"}$$

$$A_{shd} := n_{confjd} \cdot A_{vconfd} = 0.9204 \text{ in}^2$$

$$\text{if } (A_{shd} > A_{stmind}, \text{ "Cumple"}, \text{ "No cumple"}) = \text{ "Cumple"}$$

El concreto a utilizar en la losa no puede ser menor a 0.70 f'c del concreto de los muros especiales.

(ACI 318-19 Cap. 18.10.6.4.h)

$$f'_{c\text{losa}} := 4500 \text{ psi}$$

- El f'c de la losa debe de ser 0.7f'c del muro de concreto

$$\text{if } (0.7 \cdot f'_c < f'_{c\text{losa}}, \text{ "Cumple"}, \text{ "No cumple"}) = \text{ "Cumple"}$$

Posteriormente se revisa el elemento de borde una vez finalizada la longitud critica de muro.

7.4 Requerimientos minimos de Elemento de Borde fuera de la zona critica

(ACI 318-19 Cap. 18.10.6.5)

a) Si el acero en el elemento de borde supera la cuantia de 400/fy debera de cumplir con lo especificado con 18.10.6.4 de a hasta e.

$$\frac{400}{f_y} \cdot \text{psi} = 0.0067 \quad (\text{Cuantia de acero limite})$$

$$\rho_{bei} := \frac{A_{vi}}{A_{gi}} = 0.0084 \quad (\text{Cuantia de acero elemento de borde izquierdo})$$

$$\rho_{bed} := \frac{A_{vd}}{A_{gd}} = 0.0084 \quad (\text{Cuantia de acero elemento de borde derecho})$$

$$\text{if } \left(\rho_{bei} \geq \frac{400}{f_y} \cdot \text{psi}, \text{ "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)", "N.A"} \right) = \text{ "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)"}$$

$$\text{if } \left(\rho_{bed} \geq \frac{400}{f_y} \cdot \text{psi}, \text{ "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)", "N.A"} \right) = \text{ "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)"}$$

(ACI 318-19 Cap. 18.10.6.5. b)

$s_{sti} = 6 \text{ in}$

(Separacion de estribos fuera de zona critica en elemento de borde izquierdo)

if ($s_{sti} \leq s_{maxfi}$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

$s_{std} = 6 \text{ in}$

(Separacion de estribos fuera de zona critica en elemento de borde derecho)

if ($s_{std} \leq s_{maxfd}$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

Como se puede observar el muro en su nivel 1 cumple con todos los requerimientos establecidos en el ACI 318-19, este refuerzo se mantendrá hasta el nivel 2, posterior a ello cambiara en los niveles 3 y 5, a partir del nivel 3 ya no se encuentra en la zona critica del muro por lo tanto es posible realizar una reducción en el detallado de los elementos de borde y en el nivel 5 se reducirá el espesor del muro con el objetivo de realizar un diseño más óptimo de la estructura.

7.1.2 MCRV-1 Y MCRV-8 NIVEL 3 AL 5

Se presentará el procedimiento de diseño a partir del nivel número 3, los pasos a seguir son los explicados que el inciso 7.1.1.

1. Propiedades de los materiales

- Resistencia del concreto

$$f'_c := 6000 \text{ psi}$$

- Factor para concreto de peso normal

$$\lambda := 1$$

- Peso específico del concreto

$$\gamma_c := 150 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$$

- Módulo de elasticidad del concreto, ecuación 19.2.2.1(a) y 19.2.2.1(b) ACI 318-19

$$E_c = 4415.201 \text{ ksi}$$

- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal

$$f_y := 60000 \text{ psi}$$

- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo de estribos

$$f_{yt} := 60000 \text{ psi}$$

- Módulo de elasticidad del acero

$$E_s := 29000 \text{ ksi}$$

- Factor que relaciona la profundidad del bloque de whitney con el eje neutro, Tabla 22.2.2.4.3 ACI 318-19

$$\beta_1 = 0.75$$

2. Cargas aplicadas (Valores obtenidos del Analisis estructural)

- Carga axial maxima

$$P_{u,max} := 1705 \text{ kip}$$

- Momento ultimo

$$M_u := 14325 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Deformacion inelastica esperada

$$\delta_u := 6.10 \text{ in}$$

- Carga axial minima

$$P_{u,min} := 1015 \text{ kip}$$

- Cortante ultimo

$$V_u := 426 \text{ kip}$$

- Carga axial maxima debido a combinacion sismica

$$P_{u,S} := 1573 \text{ kip}$$

3. Propiedades del muro

3.1 Dimensiones de muro

$$l_w := 354 \text{ in} \quad (\text{Longitud del muro}) \quad h := 20 \text{ in} \quad (\text{Espesor de muro}) \quad r_w := 2 \text{ in} \quad (\text{Recubrimiento})$$

$$h_w := 29 \text{ m} \quad (\text{Altura total de muro}) \quad n_s := 7 \quad (\text{Niveles de piso}) \quad h_1 := 5 \text{ m} \quad (\text{Altura de primer nivel})$$

$$h_2 := \frac{h_w}{n_s} = 4.14 \text{ m} \quad (\text{Altura promedio de piso}) \quad h_u := \max(h_1, h_2) = 5 \text{ m} \quad (\text{Altura de muro a utilizar})$$

3.2 Armado del alma del muro

$$\phi_l := \frac{5}{8} \text{ in} \quad (\text{Diámetro de la varillas Longitudinales}) \quad \phi_t := \frac{5}{8} \text{ in} \quad (\text{Diámetro de la varillas Transversal})$$

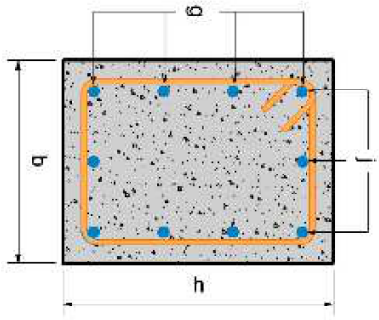
$$s_l := 12 \text{ in} \quad (\text{Separación de las varillas Longitudinales}) \quad s_t := 12 \text{ in} \quad (\text{Separación de las varillas Transversal})$$

$$n_{capas} := 2 \quad (\text{Numero de capas de acero})$$

3.3 Dimensiones de los elementos de borde

Nota: - Si no se pretende realizar un armado con elemento de borde, en el peralte colocar dimension de 0.15 lw, para futuras revisiones.

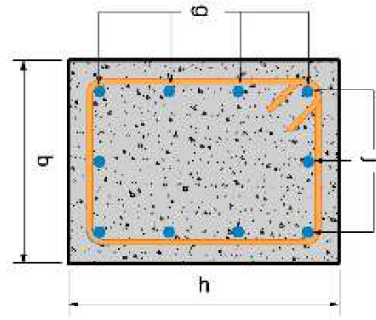
Elemento de borde izquierdo



$b_i := 20 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde izquierdo)

$h_i := 56 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde izquierdo)

Elemento de borde derecho



$b_d := 20 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde derecho)

$h_d := 56 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde derecho)

3.4 Armado longitudinal de ls elementos de borde

$\phi_{li} := \frac{6}{8} \text{ in}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde izquierdo)

$n_{vli} := 12$ (Cantidad de varillas en elemento de borde izquierdo)

$\phi_{ld} := \frac{6}{8} \text{ in}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde izquierdo)

$n_{vld} := 12$ (Cantidad de varillas en elemento de borde izquierdo)

3.5 Estribos en la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stconfi} := \frac{5}{8} \text{ in}$ (Diámetro de estribos en la zona de confinamiento izquierda)

$s_{confi} := 4 \text{ in}$ (Separación en zona de confinamiento izquierda)

$n_{confgi} := 5$ (Número de ramas de estribos en la dirección "g" izquierda)

$n_{confji} := 3$ (Número de ramas de estribos en la dirección "j" izquierda)

$\phi_{stconfd} := \frac{5}{8} \text{ in}$ (Diámetro de estribos en la zona de confinamiento derecha)

$s_{confd} := 4 \text{ in}$ (Separación en zona de confinamiento derecha)

$n_{confgd} := 5$ (Número de ramas de estribos en la dirección "g" derecha)

$n_{confjd} := 3$ (Número de ramas de estribos en la dirección "j" derecha)

3.5 Estribos fuera de la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stfi} := \frac{4}{8} \text{ in}$ (Diámetro de estribos fuera de la zona confinamiento izquierda)

$s_{stfi} := 6 \text{ in}$ (Separación fuera de zona de confinamiento izquierda)

$n_{stgi} := 5$ (Número de ramas de estribos en la dirección "g" izquierda)

$n_{stji} := 3$ (Número de ramas de estribos en la dirección "j" izquierda)

$\phi_{stfd} := \frac{4}{8} \text{ in}$ (Diámetro de estribos fuera de la zona de confinamiento derecha)

$s_{stfd} := 6 \text{ in}$ (Separación fuera de zona de confinamiento derecha)

$n_{stgd} := 5$ (Número de ramas de estribos en la dirección "g" derecha)

$n_{stjd} := 3$ (Número de ramas de estribos en la dirección "j" derecha)

3.6 Características del muro

$$A_{cv} = 7080 \text{ in}^2$$

(Área gruesa de muro)

$$\alpha_c = 2$$

(Coeficiente de contribucion del concreto)
ACI 318-19 Cap. 18.10.4.1)

$$\rho_l := \frac{n_{capas} \cdot n_l \cdot A\phi_l}{h \cdot 1 \text{ ft}} = 0.0026$$

(Cuantia longitudinal
Propuesta)

$$\rho_t := \frac{n_{capas} \cdot n_t \cdot A\phi_t}{h \cdot 1 \text{ ft}} = 0.0026$$

(Cuantia transversal
Propuesta)

4. Limitaciones de diseño.

4.1 Espesor minimo de alma de muro

a) El espesor minimo de muro debe cumplir con Cap. 11.3.1 donde el espesor minimo debe ser 4 in o $h_u/25$.

$$h_{req} := \max\left(4 \text{ in}, \frac{h_u}{25}\right) = 7.874 \text{ in}$$

if ($h_w \geq h_{req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(ACI 318-19 Cap. 11.3.1)

4.2 Armado de acero

a) La cuantias de acero deben de cumplir los requerimientos de ACI 318-19 CAP 18.10.2.1

$$\rho_{l_{req}} := 0.0025$$

(Cuantia longitudinal minima requerida)

$$\rho_{t_{req}} := 0.0025$$

(Cuantia transversal minima requerida)

if ($\rho_l \geq \rho_{l_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(La cuantia de acero longitudinal propuesta cumple)

if ($\rho_t \geq \rho_{t_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(La cuantia de acero transversal propuesta cumple)

b) Separacion maxima de acero

ACI 318-19 CAP 18.10.2.1

$$s_{l_{max}} := \min(3 \cdot h, 18 \text{ in}) = 18 \text{ in}$$

(Separacion longitudinal maxima permitida)

$$s_{t_{max}} := \min(3 \cdot h, 18 \text{ in}) = 18 \text{ in}$$

(Separacion transversal maxima permitida)

if ($s_{l_{max}} \geq s_l$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(La separacion de acero no supera el maximo permitido)

if ($s_{t_{max}} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(La separacion de acero no supera el maximo permitido)

3) Capas de refuerzo

ACI 318-19 CAP 18.10.2.2

$$n_{capas_{req}} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } V_u > 2 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \psi_i \cdot A_{cv} \\ \quad \parallel \\ \quad 2 \\ \text{else if } \frac{h_w}{l_w} \geq 2 \\ \quad \parallel \\ \quad 2 \\ \text{else} \\ \quad \parallel \\ \quad 1 \end{array} \right\| = 2$$

if ($n_{capas} = n_{capas_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

4.3 Armado de acero minimo en borde de muros esbeltos

a) La cuantías de acero en una longitud 0.15 lw del borde de compresion del muro debe de cumplir con lo siguiente.

$$\rho_{min0.15} := 6 \cdot \frac{\sqrt{f'_c \cdot \psi_i}}{f_y} = 0.0077$$

(Cuantia minima ACI 318-19 Cap. 18.10.2.4 (a))

$$Ag_{0.15i} = 1062 \text{ in}^2 \quad (\text{Area bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo})$$

$$Ag_{0.15d} = 1062 \text{ in}^2 \quad (\text{Area bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo})$$

$$As_{0.15i} = 5.0269 \text{ in}^2 \quad (\text{Area de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo})$$

$$As_{0.15d} = 5.0269 \text{ in}^2 \quad (\text{Area de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo})$$

$$\rho_{0.15i} := \frac{As_{0.15i}}{Ag_{0.15i}} = 0.0047 \quad (\text{Cuantia en 0.15 lw izquierdo})$$

$$\rho_{0.15d} := \frac{As_{0.15d}}{Ag_{0.15d}} = 0.0047 \quad (\text{Cuantia en 0.15 lw derecho})$$

if ($\rho_{0.15i} \geq \rho_{min0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Aumentar acero" (Revision en cuantia izquierda)

if ($\rho_{0.15d} \geq \rho_{min0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Aumentar acero" (Revision en cuantia derecha)

b) El refuerzo longitudinal debe extenderse una longitud vertical por encima y debajo de punto critico en el mayor valor de:

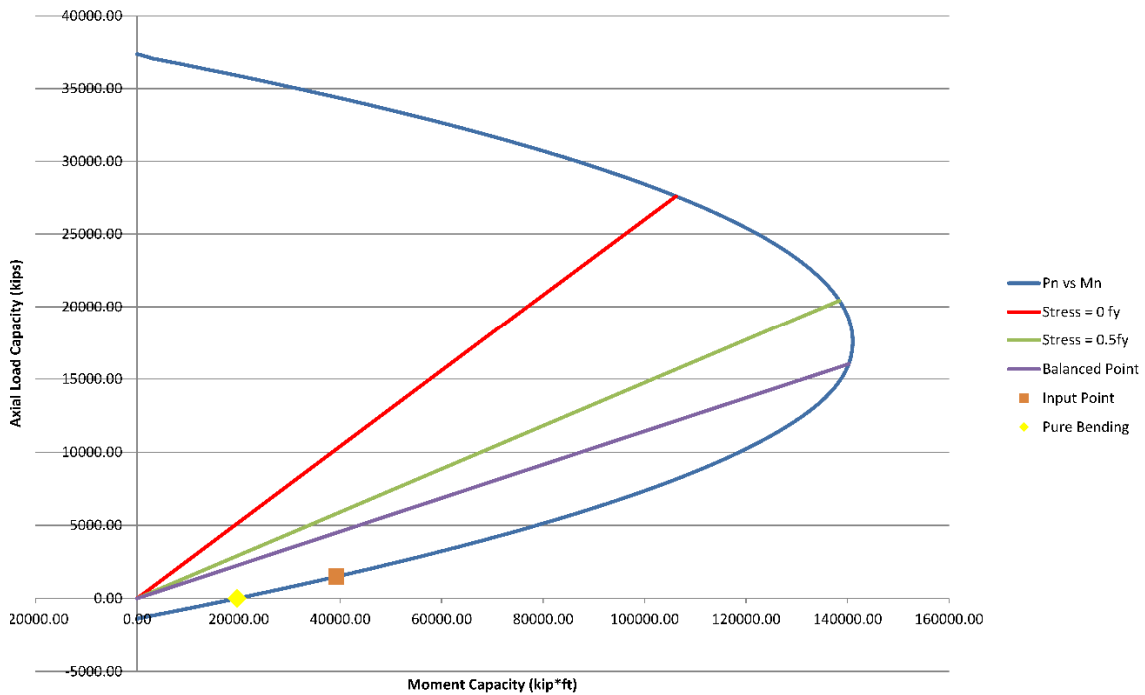
$$l_{0.15} := \max \left(l_w, \frac{M_u}{3 \cdot V_u} \right) = 354 \text{ in}$$

(ACI 318-19 Cap. 18.10.2.4 (b))

5. Diagramas de interaccion

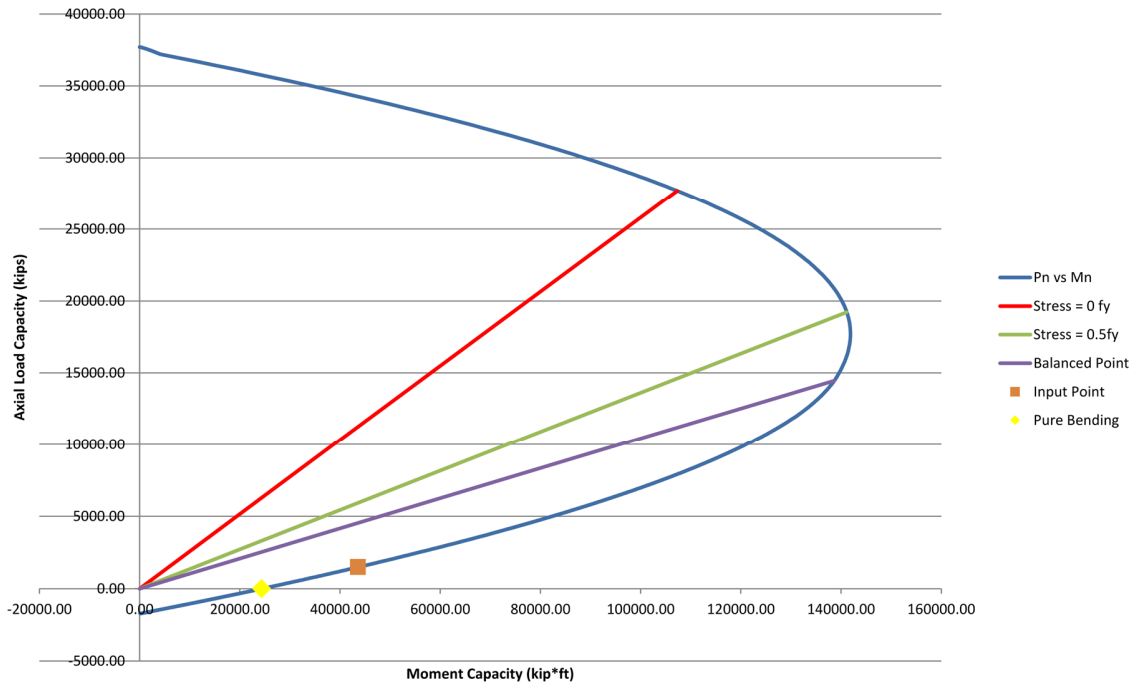
5.1 Diagrama de momento Nominal

Column Nominal Strength Interaction Diagram



5.2 Diagrama de momento maximo probable

Column Nominal Strength Interaction Diagram



- Momento nominal debido a carga axial maxima

$$\phi M_{n,max} := 36741 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Profundidad del Eje Neutro

$$c := 34.42 \text{ in}$$

- Momento nominal debido a carga axial minima

$$\phi M_{n,min} := 29307 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Momento ultimo debido a carga axial sismica

$$M_u S := 39294 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Momento maximo Probable

$$M_{pr} := 45092 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

6. Diseno a corte (Articulo 11.3.3 ACI 318-19)

6.1 Factor de Sobre resistencia

(ACI 318-19 Cap. 18.10.3.1.2)

$$\Omega_v := \begin{cases} \text{if } \frac{h_w}{l_w} \geq 1.5 \\ \quad \text{if } \frac{M_{pr}}{M_u} \geq 1.5 \\ \quad \quad \frac{M_{pr}}{M_u} \\ \quad \text{else} \\ \quad \quad 1.5 \\ \text{else} \\ 1 \end{cases} = 3.1478$$

6.2 Contribucion de Modos de Vibracion

$$n_s := \max \left(n_s, 0.007 \frac{h_w}{in} \right) = 7.9921 \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 18.10.3.1.3})$$

$$\omega_v := \begin{cases} \text{if } \frac{h_w}{l_w} \geq 2 \\ \quad \text{if } n_s \leq 6 \\ \quad \quad 0.9 + \frac{n_s}{10} \\ \quad \text{else} \\ \quad \quad \min \left(\left(1.3 + \frac{n_s}{30} \right), 1.8 \right) \\ \text{else} \\ 1 \end{cases} = 1.5664$$

6.2 Cortante Esperado

$$V_e := \min (\Omega_v \cdot \omega_v \cdot V_u, 3 \cdot V_u) = 1278 \text{ kip} \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 18.10.3.1})$$

6.4 Resistencia al cortante

$$V_n := A_{cv} \cdot (\alpha_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot psi} + \rho_t \cdot f_{yt}) = 2182.8873 \text{ kip} \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 18.10.4.1})$$

6.5 Cortante debido a momentos ultimos

$$V_u S := 2 \cdot \frac{M_u S}{h_1} = 4790.7245 \text{ kip} \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 21.2.4.1})$$

6.6 Limite de cortante

$$V_{n,max} := 10 \cdot \sqrt{f'_c \cdot psi} \cdot A_{cv} = 5484.1444 \text{ kip}$$

if ($V_{n,max} \geq V_e$, "Cumple", "Aumentar seccion de concreto") = "Cumple" (ACI 318-19 Cap. 18.10.4.4)

6.7 Factor de reduccion de esfuerzo

$$\phi_s := \begin{cases} \text{if } V_u S > V_{n,max} & = 0.75 \\ \quad \parallel & \\ \quad 0.60 & \\ \text{else} & \\ \quad \parallel & \\ \quad 0.75 & \end{cases} \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 21.2.4.1})$$

if ($\phi_s \cdot V_n \geq V_e$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

Como se puede notar ya no se calcula las propiedades del elemento de borde fuera de la zona critica por que este se realizo en el inciso 7.1.1.

7.1.3 MCRV-1 Y MCRV-8 NIVEL 5 AL 7

Se presentará el procedimiento de diseño a partir del nivel número 5, los pasos a seguir son los explicados que el inciso 7.1.1.

1. Propiedades de los materiales

- Resistencia del concreto

$$f'_c := 5000 \text{ psi}$$

- Factor para concreto de peso normal

$$\lambda := 1$$

- Peso específico del concreto

$$\gamma_c := 150 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$$

- Módulo de elasticidad del concreto, ecuación 19.2.2.1(a) y 19.2.2.1(b) ACI 318-19

$$E_c = 4030.5087 \text{ ksi}$$

- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal

$$f_y := 60000 \text{ psi}$$

- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo de estribos

$$f_{yt} := 60000 \text{ psi}$$

- Módulo de elasticidad del acero

$$E_s := 29000 \text{ ksi}$$

- Factor que relaciona la profundidad del bloque de whitney con el eje neutro, Tabla 22.2.2.4.3 ACI 318-19

$$\beta_1 = 0.8$$

2. Cargas aplicadas (Valores obtenidos del Analisis estructural)

- Carga axial maxima

$$P_{u,max} := 1002 \text{ kip}$$

- Momento ultimo

$$M_u := 5763 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Deformacion inelastica esperada

$$\delta_u := 6.10 \text{ in}$$

- Carga axial minima

$$P_{u,min} := 592 \text{ kip}$$

- Cortante ultimo

$$V_u := 315 \text{ kip}$$

- Carga axial maxima debido a combinacion sismica

$$P_{u,S} := 922 \text{ kip}$$

3. Propiedades del muro

3.1 Dimensiones de muro

$$l_w := 354 \text{ in} \quad (\text{Longitud del muro})$$

$$h := 16 \text{ in} \quad (\text{Espesor de muro})$$

$$r_w := 2 \text{ in} \quad (\text{Recubrimiento})$$

$$h_w := 29 \text{ m} \quad (\text{Altura total de muro})$$

$$n_s := 7 \quad (\text{Niveles de piso})$$

$$h_1 := 5 \text{ m} \quad (\text{Altura de primer nivel})$$

$$h_2 := \frac{h_w}{n_s} = 4.14 \text{ m} \quad (\text{Altura promedio de piso})$$

$$h_u := \max(h_1, h_2) = 5 \text{ m} \quad (\text{Altura de muro a utilizar})$$

3.2 Armado del alma del muro

$$\phi_l := \frac{5}{8} \text{ in} \quad (\text{Diámetro de la varillas Longitudinales})$$

$$\phi_t := \frac{5}{8} \text{ in} \quad (\text{Diámetro de la varillas Transversal})$$

$$s_l := 12 \text{ in} \quad (\text{Separación de las varillas Longitudinales})$$

$$s_t := 12 \text{ in} \quad (\text{Separación de las varillas Transversal})$$

$$n_{capas} := 2 \quad (\text{Numero de capas de acero})$$

Como se puede apreciar a partir de este nivel hay una reducción en el espesor del muro de concreto.

3.6 Características del muro

$A_{cv} = 5664 \text{ in}^2$	(Área gruesa de muro)	$\alpha_c = 2$	(Coeficiente de contribución del concreto) ACI 318-19 Cap. 18.10.4.1)
$\rho_l := \frac{n_{capas} \cdot n_l \cdot A\phi_l}{h \cdot 1 \text{ ft}} = 0.0032$	(Cuantía longitudinal Propuesta)	$\rho_t := \frac{n_{capas} \cdot n_t \cdot A\phi_t}{h \cdot 1 \text{ ft}} = 0.0032$	(Cuantía transversal Propuesta)

4. Limitaciones de diseño.

4.1 Espesor mínimo de alma de muro

a) El espesor mínimo de muro debe cumplir con Cap. 11.3.1 donde el espesor mínimo debe ser 4 in o $h_u/25$.

$$h_{req} := \max\left(4 \text{ in}, \frac{h_u}{25}\right) = 7.874 \text{ in}$$

if ($h_u \geq h_{req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(ACI 318-19 Cap. 11.3.1)

4.2 Armado de acero

a) La cuantías de acero deben de cumplir los requerimientos de ACI 318-19 CAP 18.10.2.1

$$\rho_{l_req} := 0.0025$$

(Cuantía longitudinal mínima requerida)

$$\rho_{t_req} := 0.0025$$

(Cuantía transversal mínima requerida)

if ($\rho_l \geq \rho_{l_req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(La cuantía de acero longitudinal propuesta cumple)

if ($\rho_t \geq \rho_{t_req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(La cuantía de acero transversal propuesta cumple)

b) Separación máxima de acero

ACI 318-19 CAP 18.10.2.1

$$s_{l_max} := \min(3 \cdot h, 18 \text{ in}) = 18 \text{ in}$$

(Separación longitudinal máxima permitida)

$$s_{t_max} := \min(3 \cdot h, 18 \text{ in}) = 18 \text{ in}$$

(Separación transversal máxima permitida)

if ($s_{l_max} \geq s_l$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(La separación de acero no supera el máximo permitido)

if ($s_{t_max} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(La separación de acero no supera el máximo permitido)

3) Capas de refuerzo

ACI 318-19 CAP 18.10.2.2

$$n_{capas_req} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } V_u > 2 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \psi \cdot A_{cv} \\ \quad \parallel 2 \\ \text{else if } \frac{h_w}{l_w} \geq 2 \\ \quad \parallel 2 \\ \text{else} \\ \quad \parallel 1 \end{array} \right\| = 2$$

if ($n_{capas} = n_{capas_req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

4.3 Armado de acero mínimo en borde de muros esbeltos

a) La cuantías de acero en una longitud 0.15 lw del borde de compresion del muro debe de cumplir con lo siguiente.

$$\rho_{min0.15} := 6 \cdot \frac{\sqrt{f'_c \cdot psi}}{f_y} = 0.0071$$

(Cuantia minima ACI 318-19 Cap. 18.10.2.4 (a))

$A_{g0.15i} = 849.6 \text{ in}^2$ (Area bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{g0.15d} = 849.6 \text{ in}^2$ (Area bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15i} = 12.1399 \text{ in}^2$ (Area de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15d} = 12.1399 \text{ in}^2$ (Area de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)

$$\rho_{0.15i} := \frac{A_{s0.15i}}{A_{g0.15i}} = 0.0143 \quad (\text{Cuantia en 0.15 lw izquierdo})$$

$$\rho_{0.15d} := \frac{A_{s0.15d}}{A_{g0.15d}} = 0.0143 \quad (\text{Cuantia en 0.15 lw derecho})$$

if ($\rho_{0.15i} \geq \rho_{min0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Cumple"

(Revision en cuantia izquierda)

if ($\rho_{0.15d} \geq \rho_{min0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Cumple"

(Revision en cuantia derecha)

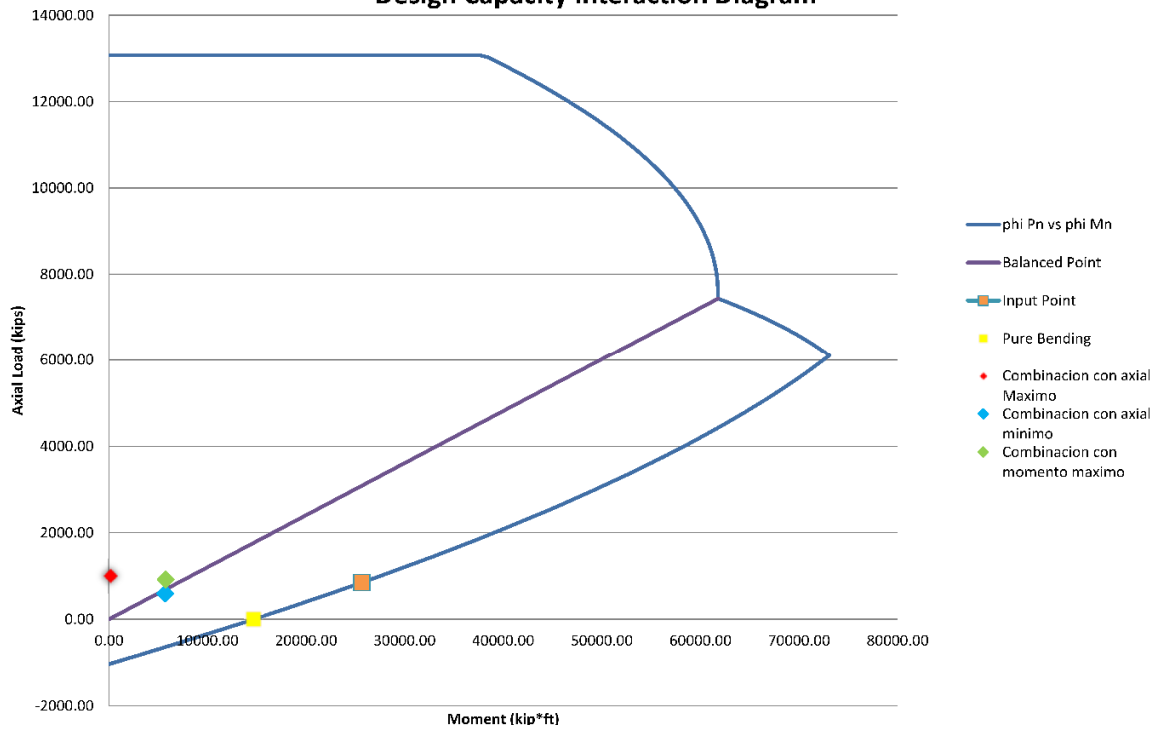
b) El refuerzo longitudinal debe extenderse una longitud vertical por encima y debajo de punto critico en el mayor valor de:

$$l_{0.15} := \max \left(l_w, \frac{M_u}{3 \cdot V_u} \right) = 354 \text{ in}$$

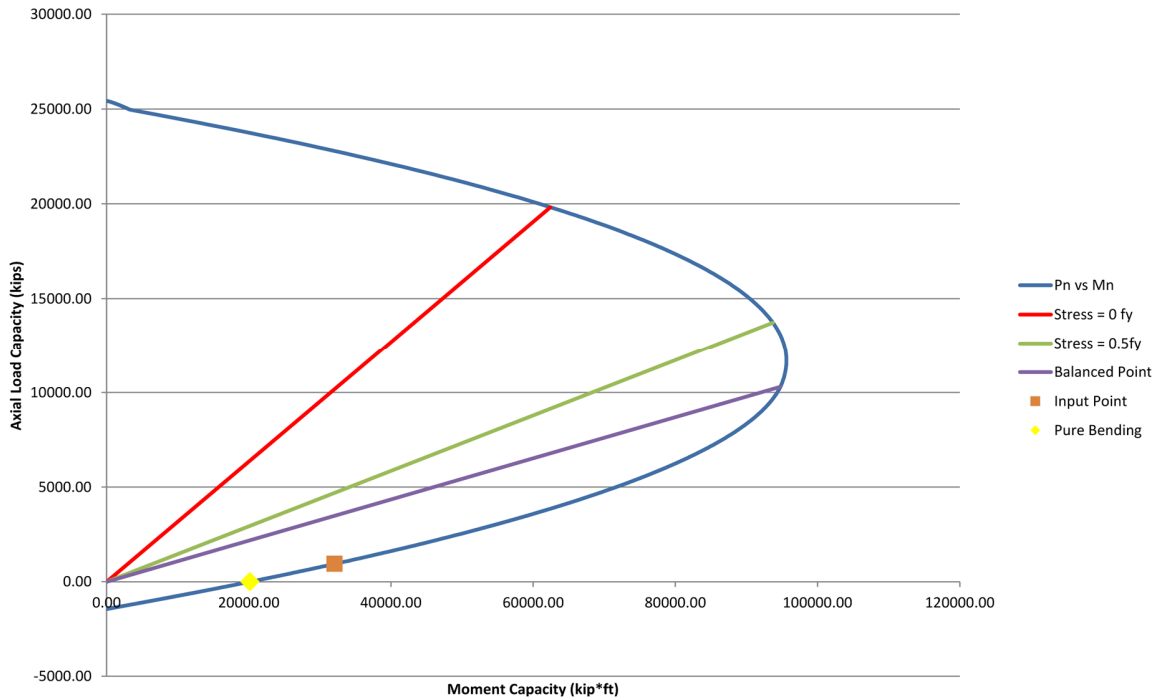
(ACI 318-19 Cap. 18.10.2.4 (b))

5. Diagramas de interaccion

5.1 Diagrama de momento Nominal Design Capacity Interaction Diagram



5.2 Diagrama de momento maximo probable



- Momento nominal debido a carga axial maxima

$$\phi M_{n,max} := 25649 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Momento nominal debido a carga axial minima

$$\phi M_{n,min} := 21303 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Momento ultimo debido a carga axial sismica

$$M_w S := 27580 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Profundidad del Eje Neutro

$$c := 33.81 \text{ in}$$

- Momento maximo Probable

$$M_{pr} := 32070 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

6. Diseno a corte (Articulo 11.3.3 ACI 318-19)

6.1 Factor de Sobre resistencia

(ACI 318-19 Cap. 18.10.3.1.2)

$$\Omega_v := \begin{cases} \text{if } \frac{h_w}{l_w} \geq 1.5 \\ \quad \text{if } \frac{M_{pr}}{M_u} \geq 1.5 \\ \quad \quad \frac{M_{pr}}{M_u} \\ \quad \text{else} \\ \quad \quad 1.5 \\ \text{else} \\ 1 \end{cases} = 5.5648$$

6.2 Contribucion de Modos de Vibracion

$$n_s := \max \left(n_s, 0.007 \frac{h_w}{in} \right) = 7.9921 \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 18.10.3.1.3})$$

$$\omega_v := \begin{cases} \text{if } \frac{h_w}{l_w} \geq 2 \\ \quad \text{if } n_s \leq 6 \\ \quad \quad 0.9 + \frac{n_s}{10} \\ \quad \text{else} \\ \quad \quad \min \left(\left(1.3 + \frac{n_s}{30} \right), 1.8 \right) \\ \text{else} \\ 1 \end{cases} = 1.5664$$

6.2 Cortante Esperado

$$V_e := \min(\Omega_v \cdot \omega_v \cdot V_u, 3 \cdot V_u) = 945 \text{ kip} \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 18.10.3.1})$$

6.4 Resistencia al cortante

$$V_n := A_{cv} \cdot (\alpha_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{psi} + \rho_t \cdot f_{yt}) = 1887.069 \text{ kip} \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 18.10.4.1})$$

6.5 Cortante debido a momentos ultimos

$$V_u S := 2 \cdot \frac{M_u S}{h_1} = 3362.5536 \text{ kip} \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 21.2.4.1})$$

6.6 Limite de cortante

$$V_{n_max} := 10 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{psi} \cdot A_{cv} = 4005.0528 \text{ kip}$$

if ($V_{n_max} \geq V_e$, "Cumple", "Aumentar seccion de concreto") = "Cumple" (ACI 318-19 Cap. 18.10.4.4)

6.7 Factor de reduccion de esfuerzo

$$\phi_s := \begin{cases} \text{if } V_u S > V_{n_max} & = 0.75 \\ \parallel & \\ 0.60 & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ 0.75 & \end{cases} \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 21.2.4.1})$$

if ($\phi_s \cdot V_n \geq V_e$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

Debido a que el cálculo de los muros es un proceso repetitivo, solo se refleja el cálculo de un muro en los puntos donde hay un cambio de armado o espesor de muro, el cálculo de los otros muros de concreto se ve reflejado en el apartado de Anexos.

7.2 Diseño de vigas de acople

Para el cálculo de la viga de acople se desarrolló una hoja en el programa Mathcad prime, se describirá el paso a paso para la utilización de la herramienta.

7.2.1 Viga de acople VAC-1

Para el cálculo de la viga de acople se indica las propiedades de los materiales a utilizar.

1. Propiedades de los materiales

- Resistencia del concreto

$$f'_c := 6000 \text{ psi}$$

- Factor para concreto de peso normal

$$\lambda := 1$$

- Peso específico del concreto

$$\gamma_c := 150 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$$

- Módulo de elasticidad del concreto, ecuación 19.2.2.1(a) y 19.2.2.1(b) ACI 318-19

$$E_c = 4415.201 \text{ ksi}$$

- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal

$$f_y := 60000 \text{ psi}$$

- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo de estribos

$$f_{yt} := 60000 \text{ psi}$$

- Módulo de elasticidad del acero

$$E_s := 29000 \text{ ksi}$$

- Factor que relaciona la profundidad del bloque de whitney con el eje neutro, Tabla 22.2.2.4.3 ACI 318-19

$$\beta_1 = 0.75$$

Se define la geométricas de la viga de acople.

1.2. Propiedades geométricas

1.2.1. Dimensiones del miembro

$$h := 280 \text{ cm} \quad (\text{Peralte})$$

$$b := 28 \text{ in} \quad (\text{Ancho})$$

$$r_i := 5 \text{ cm} \quad (\text{Recubrimiento inferior})$$

$$r_s := 5 \text{ cm} \quad (\text{Recubrimiento superior})$$

$$r_{lat} := 5 \text{ cm} \quad (\text{Recubrimiento lateral})$$

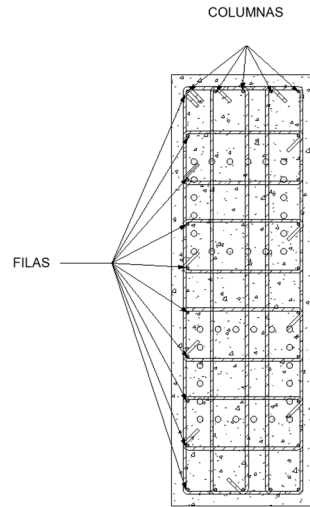
$$l_n := 1.30 \text{ m} \quad (\text{Longitud libre})$$

El refuerzo longitudinal exterior de la viga de acople se representa en forma de matriz, donde se indica el diámetro de las barras a utilizar en cada una de las posiciones de la matriz.

1.2.2. Acero de refuerzo longitudinal para momento negativo

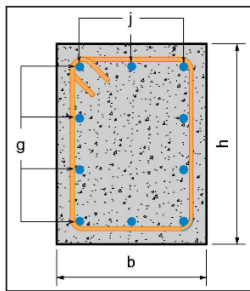
$$\phi_{el} := \begin{bmatrix} 4 & 4 & 4 & 4 & 4 \\ 4 & 0 & 0 & 0 & 4 \\ 4 & 0 & 0 & 0 & 4 \\ 4 & 0 & 0 & 0 & 4 \\ 4 & 0 & 0 & 0 & 4 \\ 4 & 0 & 0 & 0 & 4 \\ 4 & 0 & 0 & 0 & 4 \\ 4 & 0 & 0 & 0 & 4 \\ 4 & 0 & 0 & 0 & 4 \\ 4 & 0 & 0 & 0 & 4 \\ 4 & 0 & 0 & 0 & 4 \\ 4 & 0 & 0 & 0 & 4 \\ 4 & 0 & 0 & 0 & 4 \\ 4 & 0 & 0 & 0 & 4 \\ 4 & 0 & 0 & 0 & 4 \\ 4 & 4 & 4 & 4 & 4 \end{bmatrix} \frac{\text{in}}{8}$$

(Diámetro de las varillas de refuerzo longitudinal)



Se especifica las propiedades de los estribos a utilizar en la viga y el número de ramas en cada dirección.

1.2.3. Estribos de la viga



$$\phi_{est} := \frac{4}{8} \text{ in}$$

(Diámetro de los estribos)

$$s_{est} := 4 \text{ in}$$

(Separación de los estribos)

$$n_{estj} := 5$$

(Número de ramas de estribos en la dirección "j")

$$n_{estg} := 15$$

(Número de ramas de estribos en la dirección "g")

Se calcula la relación de aspecto largo entre peralte de viga, y se indica la carga última a la que la viga va a estar sometida a fin de verificar si la viga puede ser diseñada con refuerzos diagonales o debe ser diseñada como una viga especial a momento.

2. Determinación de los mecanismos de trabajo en la viga de acople (Art.18.10.7.1, Art.18.10.7.2 y Art.18.10.7.3 ACI 318-19)

$$\frac{l_n}{h} = 0.46$$

(Relación de aspecto)

$$V_u := 340 \text{ tonnef}$$

(Cortante último que incluye la componente sísmica)

$$f'_{c1} := \frac{f'_c}{\text{psi}} \quad A_{cw} := \frac{A_g}{\text{in}^2}$$

$$4 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_{c1}} \cdot A_{cw} \cdot lbf = 432.85 \text{ tonnef}$$

```

requisito := if  $\frac{l_n}{h} \geq 4$ 
  || "Requiere satisfacer el art.18.6"
else if  $\frac{l_n}{h} < 2 \wedge V_u \geq 4 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_{c1}} \cdot A_{cw} \cdot lbf$ 
  || "Diseñar con dos grupos de barras que se intersecan diagonalmente"
else
  || "Se puede diseñar con dos barras diagonales o como una viga de un SMF"

```

requisito = "Se puede diseñar con dos barras diagonales o como una viga de un SMF"

Como se puede observar la viga se puede diseñar como una viga a momento o como una viga con refuerzos diagonales. Por lo tanto, se diseña como una viga con doble refuerzo diagonal.

Se ingresan las dimensiones y el armado de los refuerzos diagonales de la viga de acople. Los refuerzos de diagonales se representan de igual forma como una matriz con los diámetros de las varillas.

3. Elementos diagonales

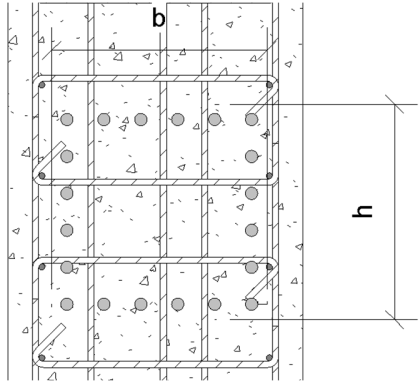
3.1. Dimensiones exteriores de los elementos diagonales

3.1.1. Dimensiones exteriores

$h_o := 24$ in (Peralte) $b_o := 18$ in (Ancho) $r_o := \frac{3}{4}$ in (Recubrimiento)

3.1.2. Acero de refuerzo longitudinal para momento negativo

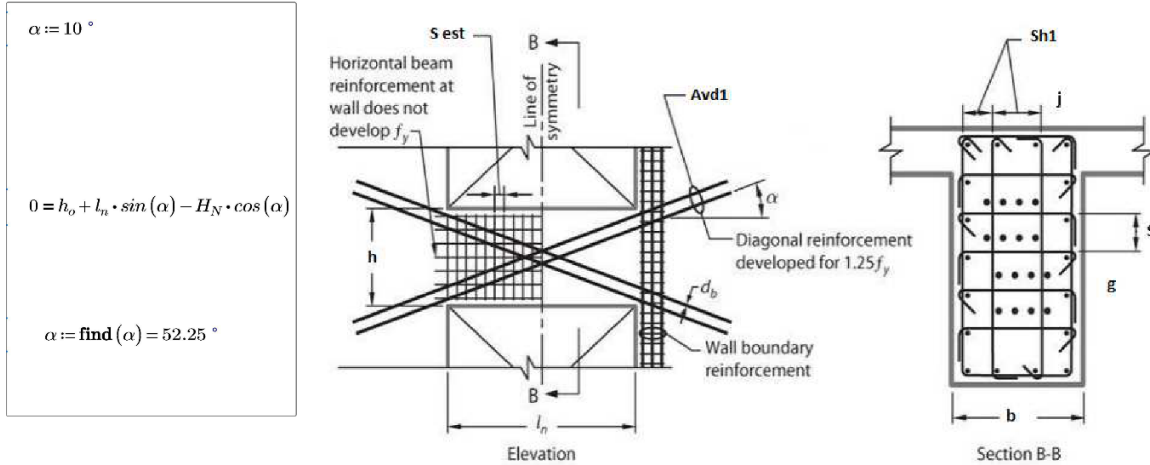
$\phi_{do} := \begin{bmatrix} 8 & 8 & 8 & 8 & 8 & 8 & 8 \\ 8 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 8 \\ 8 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 8 \\ 8 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 8 \\ 8 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 8 \\ 8 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 8 \\ 8 & 8 & 8 & 8 & 8 & 8 & 8 \end{bmatrix} \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de las varillas de refuerzo longitudinal)



En base a la geometría se calcula el ángulo que forman los refuerzos diagonales en la viga para posteriormente calcular la capacidad a cortante de la viga de acople.

3.2. Ángulo de inclinación de las diagonales

$$H_N := h - r_i - r_s - 2 \cdot \phi_{est} = 267.46 \text{ cm}$$



Se calcula la capacidad a cortante de la viga basado en lo establecido en el ACI 318-19 18.7.4.

3.3. Área requerida en los elementos diagonales

3.3.1. Cálculo de la relación demanda-capacidad

$\phi_v := 0.85$ (Factor de minoración de resistencia para elementos diagonales, Art.21.2.4.4 ACI-318-19)

$$V_{u1} := \frac{V_u}{\text{lbf}} \quad f_{y1} := \frac{f_{ys}}{\text{psi}} \quad A_{vdrdq} := \frac{V_{u1}}{2 \cdot \phi_v \cdot f_{y1} \cdot \sin(\alpha)} \text{ in}^2 = 60.23 \text{ cm}^2 \quad (\text{Área requerida del refuerzo diagonal})$$

$$A_{vd1} = 121.61 \text{ cm}^2 \quad (\text{Área del refuerzo diagonal disponible})$$

$$\phi V_n := 2 \cdot \phi_v \cdot A_{vd1} \cdot f_{y1} \cdot \sin(\alpha) \text{ lbf} = 686.54 \text{ tonnef} \quad A_{vd1} = 18.85 \quad 3.53 \text{ in}^2 = 22.77 \text{ cm}^2$$

$$10 \phi_v \cdot \sqrt{f'_{c1}} \cdot A_{cw} \cdot \text{lbf} = 919.8 \text{ tonnef}$$

$$\phi V_n := \min(\phi V_n, 10 \phi_v \cdot \sqrt{f'_{c1}} \cdot A_{cw} \cdot \text{lbf}) = 686.54 \text{ tonnef} \quad (\text{Ecuación 18.10.7.4 ACI 318-19})$$

$$DC := \frac{V_u}{\phi V_n} = 0.5 \quad \text{if}(DC \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Como se puede observar la viga es capaz de resistir los requerimientos de diseño.

7.3 Diseño de columnas

Para el cálculo de las columnas de concreto ordinarias se desarrolló una hoja en el programa Mathcad prime y una hoja en Microsoft Excel, se describirá el paso a paso para la utilización de las herramientas.

7.3.1 Columna C-1

Primeramente, se define las propiedades de los elementos que se utilizaran en la columna a diseñar. Los valores se ingresan en la hoja de columnas ordinarias realizada con el programa MathCad.

1. Propiedades de los materiales

- Resistencia del concreto

$$f'_c := 4500 \text{ psi}$$

- Factor para concreto de peso normal

$$\lambda := 1$$

- Peso específico del concreto

$$\gamma_c := 150 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$$

- Módulo de elasticidad del concreto, ecuación 19.2.2.1(a) y 19.2.2.1(b) ACI 318-19

$$E_c = 3823.7 \text{ ksi}$$

- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal

$$f_y := 60000 \text{ psi}$$

- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo de estribos

$$f_{yt} := 60000 \text{ psi}$$

- Módulo de elasticidad del acero

$$E_s := 29000 \text{ ksi}$$

- Factor que relaciona la profundidad del bloque de whitney con el eje neutro, Tabla 22.2.2.4.3 ACI 318-19

$$\beta_1 = 0.8$$

Posteriormente se agregan las cargas aplicadas al elemento producto del análisis estructural.

2. Cargas aplicadas (Valores obtenidos del Analisis estructural)

- Carga axial maxima

$$P_{u,max} := 1118 \text{ kip}$$

- Momento ultimo

$$M_u := 54.56 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Carga axial minima

$$P_{u,min} := 594 \text{ kip}$$

- Cortante ultimo

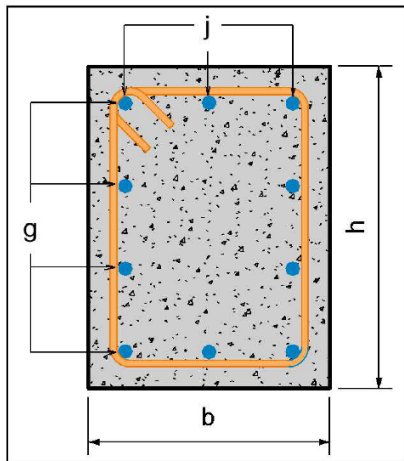
$$V_u := 25 \text{ kip}$$

Se indican las dimensiones de la columna, el recubrimiento, diámetro de las varillas de refuerzo longitudinal, cantidad de varillas de refuerzo que dispondrá, el diámetro

del acero de estribos, la separación de estribos y las ramas de estribos en cada dirección.

3. Propiedades del muro

3.1 Dimensiones columna



$h := 24 \text{ in}$	(Alto de columna)
$b := 24 \text{ in}$	(Ancho de columna)
$r_w := 2 \text{ in}$	(Recubrimiento)
$l_n := 5 \text{ m}$	(Longitud libre)
$\phi_t := \frac{6}{8} \text{ in}$	(Diámetro de la varilla en columna)
$n_{vld} := 16$	(Cantidad de varillas en columnas)

3.5 Estribos en la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stconf} := \frac{3}{8} \text{ in}$	(Diámetro de estribos)	$s_{conf} := 6 \text{ in}$	(Separación de estribos)
$n_{confg} := 4$	(Número de ramas de estribos en la dirección "g")	$n_{confj} := 4$	(Número de ramas de estribos en la dirección "j")

3.6 Características del muro

$A_g = 576 \text{ in}^2$	(Área gruesa de muro)	$A_s = 45.6037 \text{ cm}^2$	(Cuantía longitudinal Propuesta)
--------------------------	-----------------------	------------------------------	----------------------------------

Se revisa que la columna cumpla con los requerimientos mínimos de detallado de columnas establecido en el ACI 318-19 en el capítulo 10.

4. Limitaciones de diseño.

4.1 Refuerzo longitudinal

a) El área de refuerzo mínimo no deberá ser menor que el $0.01A_g$ y no mayor al $0.08A_g$ de la sección de concreto

$A_{smin} := 0.01 \cdot A_g = 37.2 \text{ cm}^2$	(Área de acero mínima longitudinal)	$A_{smax} := 0.08 \cdot A_g = 297.3 \text{ cm}^2$	(Área de acero máxima longitudinal)
--	-------------------------------------	---	-------------------------------------

if ($A_{smin} < A_s \wedge A_{smax} \geq A_s$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" (ACI 318-19 Cap. 10.6.1.1)

4.2 Refuerzo transversal

a) La cuantías de acero transversal deben de cumplir los requerimientos de ACI 318-19 CAP 10.6.2

$$A_{vmin1} := 0.75 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{psi} \cdot \frac{b_w \cdot s_{conf}}{f_{yt}} = 0.78 \text{ cm}^2 \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 10.6.2.2 (a)})$$

$$A_{vmin2} := 50 \text{ psi} \cdot \frac{b_w \cdot s_{conf}}{f_{yt}} = 0.77 \text{ cm}^2 \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 10.6.2.2 (b)})$$

$$A_{vmin} := \max(A_{vmin1}, A_{vmin2}) = 0.78 \text{ cm}^2 \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 10.6.2.2})$$

$$A_{vconf} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{stconf}^2 \quad (\text{Area de estribo})$$

$$A_{sh} := n_{confj} \cdot A_{vconf} = 2.9 \text{ cm}^2 \quad (\text{Area de acero transversal propuesta})$$

if ($A_{sh} > A_{vmin}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

a) La separacion de acero transversal deben de cumplir los requerimientos de ACI 318-19 CAP 25.7.2

$$s_{max} := \min(16 \cdot \phi_l, 48 \cdot \phi_{stconf}, b) = 12 \text{ in} \quad (\text{Artículo 25.7.2.1.b})$$

if ($(s_{conf} \leq s_{max})$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

Para la revisión de capacidad de la columna se desarrolló una hoja en Excel donde se construye el diagrama de interacción de la columna.

Primeramente, se ingresan todas las propiedades de la columna.

Tabla 23: Propiedades de columna

Geometría y propiedades de la sección	
No. de capas	5
$f'_c =$	4,500 psi
$\beta_1 =$	0.83
b =	24 in.
h =	24 in.
Spec. yield str. =	60
$f_y =$	60 ksi
$E_s =$	29,000 ksi
Barras Horizontales	3
Recubrimiento	2.00 in.
Barras Verticales	5

Fuente: Hoja de diagrama de interacción de muros – Excel

Se especifican las cargas de las combinaciones más críticas de diseño.

Tabla 24: Valores mecánicos de diseño

Combinacion con Axial Maximo	
P (Kip)	M (Kip-ft)
1,118	35

Combinacion con Axial Minimo	
P (Kip)	M (Kip-ft)
595	34

Combinacion con Momento Maximo	
P (Kip)	M (Kip-ft)
1,085	55

Fuente: Hoja de diagrama de interacción de muros – Excel

Se ingresa la cantidad de varillas por cada capa de refuerzo para cada capa de refuerzo que dispone las columnas.

Tabla 25: Posición y cantidad de barras en cada capa de refuerzo

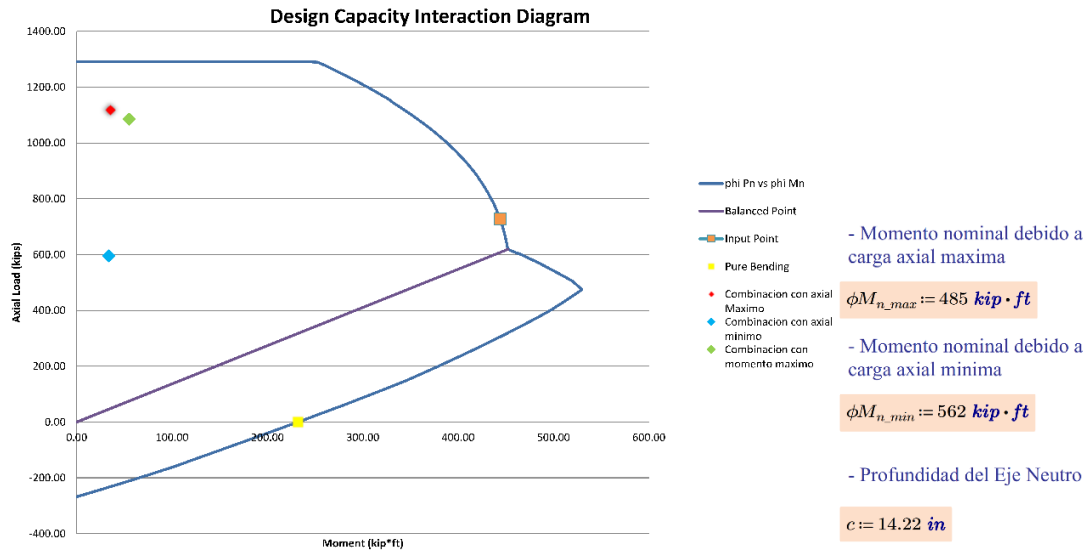
Numero de barras por capa			
Capa	d_i (in.)	No. Bar. Long	A_{si} (in. ²)
5	2.688	5	1.55
4	7.344	2	0.62
3	12.000	2	0.62
2	16.656	2	0.62
1	21.313	5	1.55
Σ			4.96

Fuente: Hoja de diagrama de interacción de muros – Excel

Se obtiene el diagrama de interacción y se puede observar que todas las cargas estan dentro del diagrama de interacción, por lo tanto, el diseño a flexo compresión de la columna es satisfactorio.

5. Diagramas de interaccion

5.1 Diagrama de momento Nominal



Se realiza la revisión de cortante para verificar que el acero provisto en el estribado es capaz de soportar las cargas del análisis estructural.

6. Diseño a corte (ACI 318-19)

6.1 Factor de Sobre resistencia

$$d := h - r_w - \phi_{stconf} - 0.5 \cdot \phi_l = 54 \text{ cm} \quad (\text{Peralte efectivo})$$

$$\phi V_c := 0.75 \cdot 2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{psi} \cdot b_w \cdot d = 51.3 \text{ kip} \quad (\text{Table 22.5.5.1 - Considerando concreto normal y si aporte de axial})$$

if ($\phi V_c > V_u$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

Como se puede observar la columna es capaz de soportar todas las cargas de diseño.

7.3.2 Columna C-2

Seguimos el mismo procedimiento que en el inciso 7.3.1.

1. Propiedades de los materiales

- Resistencia del concreto

$$f'_c := 4500 \text{ psi}$$

- Factor para concreto de peso normal

$$\lambda := 1$$

- Peso específico del concreto

$$\gamma_c := 150 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$$

- Módulo de elasticidad del concreto, ecuación 19.2.2.1(a) y 19.2.2.1(b) ACI 318-19

$$E_c = 3823.7 \text{ ksi}$$

- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal

$$f_y := 60000 \text{ psi}$$

- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo de estribos

$$f_{yt} := 60000 \text{ psi}$$

- Módulo de elasticidad del acero

$$E_s := 29000 \text{ ksi}$$

- Factor que relaciona la profundidad del bloque de whitney con el eje neutro, Tabla 22.2.2.4.3 ACI 318-19

$$\beta_1 = 0.8$$

2. Cargas aplicadas (Valores obtenidos del Analisis estructural)

- Carga axial maxima

$$P_{u,max} := 58 \text{ kip}$$

- Momento ultimo

$$M_u := 130 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Carga axial minima

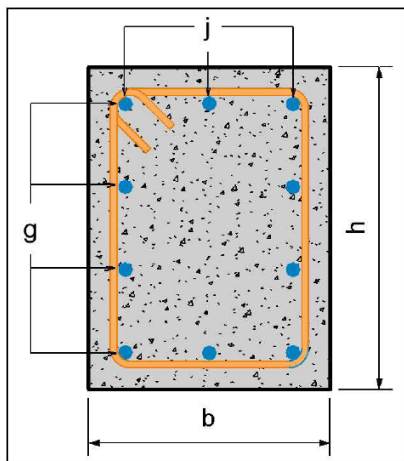
$$P_{u,min} := 26 \text{ kip}$$

- Cortante ultimo

$$V_u := 26 \text{ kip}$$

3. Propiedades del muro

3.1 Dimensiones columna



$$h := 20 \text{ in} \quad (\text{Alto de columna})$$

$$b := 20 \text{ in} \quad (\text{Ancho de columna})$$

$$r_w := 2 \text{ in} \quad (\text{Recubrimiento})$$

$$l_n := 4 \text{ m} \quad (\text{Longitud libre})$$

$$\phi_l := \frac{6}{8} \text{ in} \quad (\text{Diametro de la varilla en columna})$$

$$n_{varilla} := 12 \quad (\text{Cantidad de varillas en columnas})$$

3.5 Estribos en la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stconf} := \frac{3}{8} \text{ in}$	(Diámetro de estribos)	$s_{conf} := 6 \text{ in}$	(Separación de estribos)
$n_{confg} := 4$	(Número de ramas de estribos en la dirección "g")	$n_{confj} := 4$	(Número de ramas de estribos en la dirección "j")

3.6 Características del muro

$A_g = 400 \text{ in}^2$	(Área gruesa de muro)	$A_s = 34.2028 \text{ cm}^2$	(Cuantía longitudinal Propuesta)
--------------------------	-----------------------	------------------------------	----------------------------------

4. Limitaciones de diseño.

4.1 Refuerzo longitudinal

a) El área de refuerzo mínimo no deberá ser menor que el 0.01Ag y no mayor al 0.08Ag de la sección de concreto

$A_{smin} := 0.01 \cdot A_g = 25.8 \text{ cm}^2$	(Área de acero mínima longitudinal)	$A_{smax} := 0.08 \cdot A_g = 206.5 \text{ cm}^2$	(Área de acero máxima longitudinal)
--	-------------------------------------	---	-------------------------------------

if ($A_{smin} < A_s \wedge A_{smax} \geq A_s$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" (ACI 318-19 Cap. 10.6.1.1)

4.2 Refuerzo transversal

a) La cuantías de acero transversal deben de cumplir los requerimientos de ACI 318-19 CAP 10.6.2

$$A_{vmin1} := 0.75 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{psi} \cdot \frac{b_w \cdot s_{conf}}{f_{yt}} = 0.65 \text{ cm}^2 \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 10.6.2.2 (a)})$$

$$A_{vmin2} := 50 \text{ psi} \cdot \frac{b_w \cdot s_{conf}}{f_{yt}} = 0.65 \text{ cm}^2 \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 10.6.2.2 (b)})$$

$$A_{vmin} := \max(A_{vmin1}, A_{vmin2}) = 0.65 \text{ cm}^2 \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 10.6.2.2})$$

$$A_{vconf} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{stconf}^2 \quad (\text{Área de estribo})$$

$$A_{sh} := n_{confj} \cdot A_{vconf} = 2.9 \text{ cm}^2 \quad (\text{Área de acero transversal propuesta})$$

if ($A_{sh} > A_{vmin}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

a) La separación de acero transversal deben de cumplir los requerimientos de ACI 318-19 CAP 25.7.2

$$s_{max} := \min(16 \cdot \phi_l, 48 \cdot \phi_{stconf}, b) = 12 \text{ in} \quad (\text{Artículo 25.7.2.1.b})$$

if ($(s_{conf} \leq s_{max})$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

Tabla 26: Propiedades de columna

Geometría y propiedades de la sección	
No. de capas	4
$f'_c =$	4,500 psi
$\beta_1 =$	0.83
b =	20 in.
h =	20 in.
Spec. yield str. =	60
$f_y =$	60 ksi
$E_s =$	29,000 ksi
Barras Horizontales	3
Recubrimiento	2.00 in.
Barras Verticales	5

Fuente: Hoja de diagrama de interacción de muros – Excel

Se ingresa las cargas de las combinaciones más críticas de diseño.

Tabla 27: Valores mecánicos de diseño

Combinacion con Axial Maximo	
P (Kip)	M (Kip-ft)
58	110

Combinacion con Axial Minimo	
P (Kip)	M (Kip-ft)
26	88

Combinacion con Momento Maximo	
P (Kip)	M (Kip-ft)
49	130

Fuente: Hoja de diagrama de interacción de muros – Excel

Se ingresa la cantidad de varillas por cada capa de refuerzo para cada capa de refuerzo que dispone las columnas.

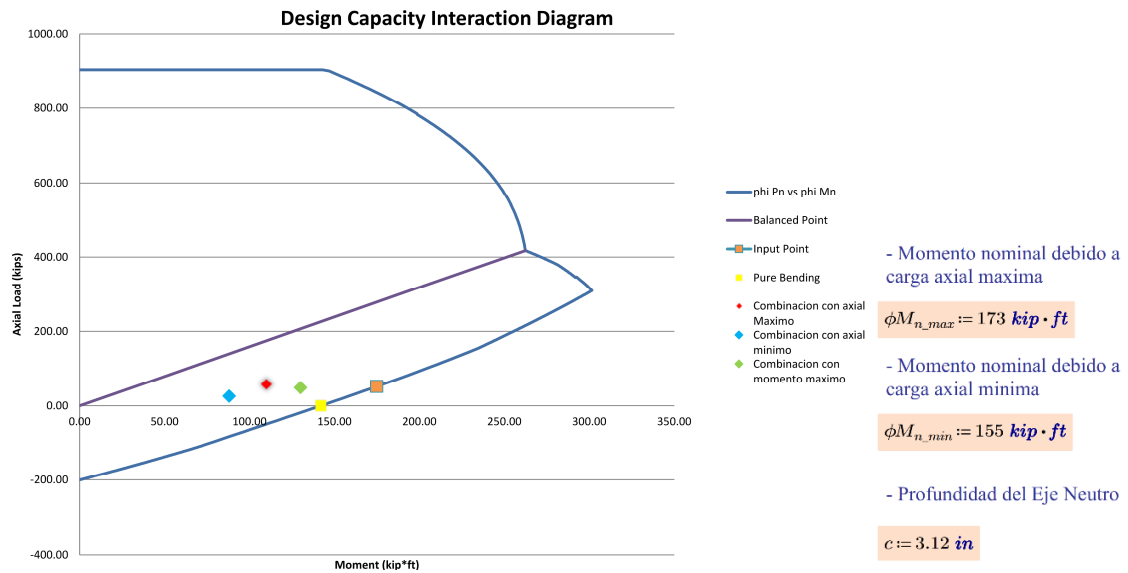
Tabla 28: Posición y cantidad de barras en cada capa de refuerzo

Numero de barras por capa			
Capa	d_i (in.)	No. Bar. Long	A_{si} (in. ²)
4	2.688	4	1.24
3	7.563	2	0.62
2	12.438	2	0.62
1	17.313	4	1.24
Σ			3.72

Fuente: Hoja de diagrama de interacción de muros – Excel

5. Diagramas de interaccion

5.1 Diagrama de momento Nominal



6. Diseno a corte (ACI 318-19)

6.1 Factor de Sobre resistencia

$d := h - r_w - \phi_{stconf} - 0.5 \cdot \phi_l = 43.8 \text{ cm}$ (Peralte efectivo)

$\phi V_c := 0.75 \cdot 2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{psi} \cdot b_w \cdot d = 34.7 \text{ kip}$ (Table 22.5.5.1 - Considerando concreto normal y si aporte de axial)

if ($\phi V_c > V_u$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

7.4 Diseño de vigas

Para el cálculo de la viga ordinarias se desarrolló una hoja en el programa Mathcad prime, se describirá el paso a paso para la utilización de la herramienta.

7.4.1 Viga VE-1

Primeramente, se definen las propiedades de los elementos que se utilizaran el diseño de la viga. Los valores se ingresan en la hoja de vigas ordinarias realizada con el programa MathCad.

1. Propiedades de los materiales

- Resistencia del concreto

$$f'_c := 4500 \text{ psi}$$

- Factor para concreto de peso normal

$$\lambda := 1$$

- Peso específico del concreto

$$\gamma_c := 150 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$$

- Módulo de elasticidad del concreto, ecuación 19.2.2.1(a) y 19.2.2.1(b) ACI 318-19

$$E_c = 3823.7 \text{ ksi}$$

- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal

$$f_y := 60000 \text{ psi}$$

- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo de estribos

$$f_{yt} := 60000 \text{ psi}$$

- Módulo de elasticidad del acero

$$E_s := 29000 \text{ ksi}$$

- Factor que relaciona la profundidad del bloque de whitney con el eje neutro, Tabla 22.2.2.4.3 ACI 318-19

$$\beta_1 = 0.8$$

Posteriormente se agregan las cargas aplicadas al elemento producto del análisis estructural.

2. Cargas aplicadas (Valores obtenidos del Analisis estructural)

- Carga axial

$$P_u := 0 \text{ kip}$$

- Momento ultimo positivo

$$M_u := 166 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Momento ultimo positivo en el nodo

$$M_{unodo} := 0 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Cortante maximo

$$V_u := 42.20 \text{ kip}$$

- Momento ultimo negativo

$$M'_u := 0 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Momento ultimo negativo en el nodo

$$M'_{unodo} := 255 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Se define las propiedades geométricas y de armado de la viga.

3. Propiedades de la viga

3.1 Dimensiones

$h := 24 \text{ in}$	(Alto de viga)	$r_w := 2 \text{ in}$	(Recubrimiento)
$b := 12 \text{ in}$	(Ancho de viga)	$l_n := 9 \text{ m}$	(Longitud libre)

3.2 Armado de refuerzo negativo

$\phi_{vln} := \frac{8}{8} \text{ in}$	(Diámetro de la varilla longitudinal para acero negativo)	$n_{vln} := 3$	(Cantidad de varillas longitudinales para acero negativo)
$\phi_{vbn} := \frac{6}{8} \text{ in}$	(Diámetro de los bastones para acero negativo)	$n_{vbn} := 2$	(Cantidad de bastones para acero negativo)
$A'_s = 15.2 \text{ cm}^2$	(Área de acero para momento negativo)	$A'_{sb} = 5.7 \text{ cm}^2$	(Área de bastones para momento negativo)

3.3 Armado de refuerzo positivo

$\phi_{vlp} := \frac{8}{8} \text{ in}$	(Diámetro de la varilla longitudinal para acero positivo)	$n_{vlp} := 3$	(Cantidad de varillas longitudinales para acero positivo)
$\phi_{vbp} := \frac{6}{8} \text{ in}$	(Diámetro de los bastones para acero positivo)	$n_{vbp} := 0$	(Cantidad de bastones para acero positivo)
$A_s = 15.2 \text{ cm}^2$	(Área de acero para momento positivo)	$A_{sb} = 0 \text{ cm}^2$	(Área de bastones para momento positivo)

3.4 Armado de Estribos

$\phi_{est} := \frac{3}{8} \text{ in}$	(Diámetro de los estribos fuera de la zona de confinamiento)	$n_{est} := 2$	(Ramas del estribo de estribos)
$s_{est} := 10 \text{ in}$	(Separación de estribos)	$A_{vest} = 1.4 \text{ cm}^2$	(Área total de estribo)

Basado en la geometría de la viga se calculan los peraltes efectivos y el área gruesa de la viga.

3.5 Propiedades de la seccion

$d = 21.1 \text{ in}$	(Profundidad efectiva del acero para flexión positiva)	$d' = 3.3 \text{ in}$	(Profundidad efectiva del acero para flexión negativa)
$A_g = 288 \text{ in}^2$	(Área gruesa de viga)		

Se revisa que la viga cumpla con los requerimientos mínimos de vigas ordinarias establecidos en el ACI 318-19 Capítulo 9.

4. Limitaciones de diseño.

4.1 Refuerzo longitudinal

a) El area de refuerzo minimo no debera ser menor que el (i) o (ii)

$$\text{i) } A_{smin1} := \frac{3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \psi_i}{f_y} \cdot b \cdot d = 5.5 \text{ cm}^2 \quad (\text{Área de acero minima longitudinal})$$

$$\text{ii) } A_{smin2} := \frac{200 \psi_i}{f_y} \cdot b \cdot d = 5.5 \text{ cm}^2 \quad (\text{Área de acero minima longitudinal})$$

$$A_{smin} := \max(A_{smin1}, A_{smin2}) = 5.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{if}(A_{smin} < A_s, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"} \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 9.6.1.2})$$

$$\text{if}(A_{smin} < A'_s, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"} \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 9.6.1.2})$$

4.2 Refuerzo transversal

a) La cuantias de acero transversal deben de cumplir los requerimientos de ACI 318-19 CAP 9.6.3.4

$$A_{vmin1} := 0.75 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \psi_i \cdot \frac{b_w \cdot s_{est}}{f_{yt}} = 0.65 \text{ cm}^2 \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 10.6.2.2 (a)})$$

$$A_{vmin2} := 50 \psi_i \cdot \frac{b_w \cdot s_{est}}{f_{yt}} = 0.65 \text{ cm}^2 \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 10.6.2.2 (b)})$$

$$A_{vmin} := \max(A_{vmin1}, A_{vmin2}) = 0.65 \text{ cm}^2 \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 10.6.2.2})$$

$$A_{vconf} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{est}^2 \quad (\text{Area de estribo})$$

$$A_{sh} := n_{est} \cdot A_{vconf} = 1.4 \text{ cm}^2 \quad (\text{Area de estribo total})$$

$$\text{if}(A_{sh} > A_{vmin}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

4.3 Separacion maxima de estribo

$$s_{max} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } A_{vmin} < 4 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\psi_i}} \cdot b \cdot d \\ \left\| \max\left(\frac{d}{2}, 24 \text{ in}\right) \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \min\left(\frac{d}{4}, 12 \text{ in}\right) \right\| \end{array} \right\| = 24 \text{ in} \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 9.7.6.2})$$
$$\text{if}(A_{sh} > A_{vmin}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

Se realiza el diseño de la viga a flexión y cortante a como se estableció en el inciso 5.4.1.1 más atrás en este documento.

5. Diseño a flexion.

4.1 Resistencia nominal

- Resistencia a la flexión por momento negativo en el nodo

$$\phi_b := 0.9$$

$$a' := \frac{A'_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} + \frac{A'_{sb} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 10.8 \text{ cm} \quad (\text{Profundidad del bloque de whitney})$$

$$d_p := h - d' = 52.7 \text{ cm} \quad (\text{Peralte efectivo del acero para flexión negativo})$$

$$\phi M'_{modo} := \phi_b \cdot (A'_s \cdot f_y + A'_{sb} \cdot f_y) \cdot \left(d_p - \frac{a'}{2} \right) = 271.6 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Resistencia a la flexión por momento negativo fuera del nodo

$$a' := \frac{A'_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 7.8 \text{ cm} \quad (\text{Profundidad del bloque de whitney})$$

$$\phi M'_n := \phi_b \cdot (A'_s \cdot f_y) \cdot \left(d_p - \frac{a'}{2} \right) = 203.7 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Resistencia a la flexión por momento positivo en el nodo

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} + \frac{A_{sb} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 7.8 \text{ cm} \quad (\text{Profundidad del bloque de whitney})$$

$$d_p := d = 53.7 \text{ cm} \quad (\text{Peralte efectivo del acero para flexión negativo})$$

$$\phi M_{modo} := \phi_b \cdot (A_s \cdot f_y + A_{sb} \cdot f_y) \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = 207.7 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Resistencia a la flexión por momento positivo fuera del nodo

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 7.8 \text{ cm} \quad (\text{Profundidad del bloque de whitney})$$

$$\phi M_n := \phi_b \cdot (A_s \cdot f_y) \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = 207.7 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

4.2 Resumen de diseno de flexion

$$\text{if } (\phi M'_{modo} > M'_{modo}, \text{ "Cumple", "No cumple"}) = \text{ "Cumple"}$$

$$\text{if } (\phi M'_n > M'_n, \text{ "Cumple", "No cumple"}) = \text{ "Cumple"}$$

$$\text{if } (\phi M_{modo} > M_{modo}, \text{ "Cumple", "No cumple"}) = \text{ "Cumple"}$$

$$\text{if } (\phi M_n > M_n, \text{ "Cumple", "No cumple"}) = \text{ "Cumple"}$$

5. Diseño a corte.

4.1 Calculo de resistencia al cortante

Ignorando la carga axial y usando concreto normal, aplicando la ecuacion de la tabla 22.5.5.1a

$$\phi_c := 0.75$$

$$V_c := 2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{psi} \cdot b \cdot d = 34 \text{ kip} \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 22.5.5.1.a})$$

$$V_{sconf} := \frac{A_{sh} \cdot f_{yt} \cdot d}{s_{est}} = 28 \text{ kip} \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 22.5.8.5.3})$$

$$\phi V_n := \phi_v \cdot (V_c + V_{sconf}) = 46.5 \text{ kip} \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 22.5.1.1})$$

if ($\phi V_n > V_u$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

Como se puede apreciar la viga cumple con los requerimientos de diseño establecido por el ACI 318-19 para vigas ordinarias.

7.4.2 Viga VE-2

Seguimos el mismo procedimiento que en el inciso 7.4.1.

1. Propiedades de los materiales

- Resistencia del concreto

$$f'_c := 4500 \text{ psi}$$

- Factor para concreto de peso normal

$$\lambda := 1$$

- Peso específico del concreto

$$\gamma_c := 150 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$$

- Módulo de elasticidad del concreto, ecuación 19.2.2.1(a) y 19.2.2.1(b) ACI 318-19

$$E_c = 3823.7 \text{ ksi}$$

- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal

$$f_y := 60000 \text{ psi}$$

- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo de estribos

$$f_{yt} := 60000 \text{ psi}$$

- Módulo de elasticidad del acero

$$E_s := 29000 \text{ ksi}$$

- Factor que relaciona la profundidad del bloque de whitney con el eje neutro, Tabla 22.2.2.4.3 ACI 318-19

$$\beta_1 = 0.8$$

2. Cargas aplicadas (Valores obtenidos del Analisis estructural)

- Carga axial

$$P_u := 0 \text{ kip}$$

- Momento ultimo positivo

$$M_u := 103 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Momento ultimo positivo en el nodo

$$M_{unodo} := 0 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Cortante maximo

$$V_u := 28.50 \text{ kip}$$

- Momento ultimo negativo

$$M'_u := 0 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Momento ultimo negativo en el nodo

$$M'_{unodo} := 157 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

3. Propiedades de la viga

3.1 Dimensiones

$$h := 20 \text{ in} \quad (\text{Alto de viga})$$

$$r_w := 2 \text{ in} \quad (\text{Recubrimiento})$$

$$b := 10 \text{ in} \quad (\text{Ancho de viga})$$

$$l_n := 9 \text{ m} \quad (\text{Longitud libre})$$

3.2 Armado de refuerzo negativo

$$\phi_{vln} := \frac{8}{8} \text{ in} \quad (\text{Diámetro de la varilla longitudinal para acero negativo})$$

$$n_{vln} := 3 \quad (\text{Cantidad de varillas longitudinales para acero negativo})$$

$$\phi_{vbn} := \frac{6}{8} \text{ in} \quad (\text{Diámetro de los bastones para acero negativo})$$

$$n_{vbn} := 0 \quad (\text{Cantidad de bastones para acero negativo})$$

$$A'_s = 15.2 \text{ cm}^2 \quad (\text{Área de acero para momento negativo})$$

$$A'_{sb} = 0 \text{ cm}^2 \quad (\text{Área de bastones para momento negativo})$$

3.3 Armado de refuerzo positivo

$$\phi_{vlp} := \frac{8}{8} \text{ in} \quad (\text{Diámetro de la varilla longitudinal para acero positivo})$$

$$n_{vlp} := 3 \quad (\text{Cantidad de varillas longitudinales para acero positivo})$$

$$\phi_{ebp} := \frac{6}{8} \text{ in}$$

(Diámetro de los bastones para acero positivo)

$$n_{ebp} := 0$$

(Cantidad de bastones para acero positivo)

$$A_s = 15.2 \text{ cm}^2$$

(Área de acero para momento positivo)

$$A_{sb} = 0 \text{ cm}^2$$

(Área de bastones para momento positivo)

3.4 Armado de Estribos

$$\phi_{est} := \frac{3}{8} \text{ in}$$

(Diámetro de los estribos fuera de la zona de confinamiento)

$$n_{est} := 2$$

(Ramas del estribo de estribos)

$$s_{est} := 10 \text{ in}$$

(Separación de estribos)

$$A_{vest} = 1.4 \text{ cm}^2$$

(Área total de estribo)

3.5 Propiedades de la seccion

$$d = 17.1 \text{ in}$$

(Profundidad efectiva del acero para flexión positiva)

$$d' = 2.9 \text{ in}$$

(Profundidad efectiva del acero para flexión negativa)

$$A_g = 200 \text{ in}^2$$

(Área gruesa de viga)

4. Limitaciones de diseño.

4.1 Refuerzo longitudinal

a) El area de refuerzo minimo no debera ser menor que el (i) o (ii)

$$\text{i) } A_{smin1} := \frac{3 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{psi}}}{f_y} \cdot b \cdot d = 3.7 \text{ cm}^2 \quad (\text{Área de acero minima longitudinal})$$

$$\text{ii) } A_{smin2} := \frac{200 \text{ psi}}{f_y} \cdot b \cdot d = 3.7 \text{ cm}^2 \quad (\text{Área de acero minima longitudinal})$$

$$A_{smin} := \max(A_{smin1}, A_{smin2}) = 3.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{if}(A_{smin} < A_s, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

(ACI 318-19 Cap. 9.6.1.2)

$$\text{if}(A_{smin} < A'_s, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

(ACI 318-19 Cap. 9.6.1.2)

4.2 Refuerzo transversal

a) La cuantías de acero transversal deben de cumplir los requerimientos de ACI 318-19 CAP 9.6.3.4

$$A_{vmin1} := 0.75 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{psi}} \cdot \frac{b_w \cdot s_{est}}{f_{yt}} = 0.54 \text{ cm}^2 \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 10.6.2.2 (a)})$$

$$A_{vmin2} := 50 \text{ psi} \cdot \frac{b_w \cdot s_{est}}{f_{yt}} = 0.54 \text{ cm}^2 \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 10.6.2.2 (b)})$$

$$A_{vmin} := \max(A_{vmin1}, A_{vmin2}) = 0.54 \text{ cm}^2 \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 10.6.2.2})$$

$$A_{vconf} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{est}^2 \quad (\text{Area de estribo})$$

$$A_{sh} := n_{est} \cdot A_{vconf} = 1.4 \text{ cm}^2 \quad (\text{Arca de estribo total})$$

if ($A_{sh} > A_{vmin}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

4.3 Separación máxima de estribo

$$s_{max} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } A_{vmin} < 4 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{psi}} \cdot b \cdot d \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \max\left(\frac{d}{2}, 24 \text{ in}\right) \\ \text{else} \\ \min\left(\frac{d}{4}, 12 \text{ in}\right) \end{array} \right\| \\ \end{array} \right\| = 24 \text{ in} \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 9.7.6.2})$$

if ($A_{sh} > A_{vmin}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

5. Diseño a flexión.

4.1 Resistencia nominal

- Resistencia a la flexión por momento negativo en el nodo

$$\phi_b := 0.9$$

$$a' := \frac{A'_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} + \frac{A'_{sb} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 9.4 \text{ cm} \quad (\text{Profundidad del bloque de whitney})$$

$$d_p := h - d' = 43.5 \text{ cm} \quad (\text{Peralte efectivo del acero para flexión negativo})$$

$$\phi M'_{modo} := \phi_b \cdot (A'_s \cdot f_y + A'_{sb} \cdot f_y) \cdot \left(d_p - \frac{a'}{2} \right) = 162 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Resistencia a la flexión por momento negativo fuera del nodo

$$a' := \frac{A'_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 9.4 \text{ cm} \quad (\text{Profundidad del bloque de whitney})$$

$$\phi M'_n := \phi_b \cdot (A'_s \cdot f_y) \cdot \left(d_p - \frac{a'}{2} \right) = 162 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Resistencia a la flexión por momento positivo en el nodo

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} + \frac{A_{sb} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 9.4 \text{ cm} \quad (\text{Profundidad del bloque de whitney})$$

$$d_p := d = 43.5 \text{ cm} \quad (\text{Peralte efectivo del acero para flexión negativo})$$

$$\phi M_{modo} := \phi_b \cdot (A_s \cdot f_y + A_{sb} \cdot f_y) \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = 162 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

- Resistencia a la flexión por momento positivo fuera del nodo

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 9.4 \text{ cm} \quad (\text{Profundidad del bloque de whitney})$$

$$\phi M_n := \phi_b \cdot (A_s \cdot f_y) \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = 162 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

4.2 Resumen de diseño de flexion

if ($\phi M'_{modo} > M'_{unodo}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($\phi M'_n > M'_u$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($\phi M_{modo} > M_{unodo}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($\phi M_n > M_u$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

5. Diseño a corte.

4.1 Calculo de resistencia al cortante

Ignorando la carga axial y usando concreto normal, aplicando la ecuacion de la tabla 22.5.5.1a

$\phi_v := 0.75$

$$V_c := 2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{psi} \cdot b \cdot d = 23 \text{ kip} \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 22.5.5.1.a})$$

$$V_{scorf} := \frac{A_{sh} \cdot f_{yt} \cdot d}{s_{est}} = 22.7 \text{ kip} \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 22.5.8.5.3})$$

$$\phi V_n := \phi_v \cdot (V_c + V_{scorf}) = 34.3 \text{ kip} \quad (\text{ACI 318-19 Cap. 22.5.1.1})$$

if ($\phi V_n > V_u$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

Conclusiones

De acuerdo a los resultados obtenidos se han llegado a las siguientes conclusiones:

- Al emplear el análisis modal espectral se obtuvo un periodo de 0.29 segundos para un periodo de traslación en sentido Y del edificio, periodo de 0.25 segundos para un modo de traslación en sentido X y un periodo de 0.24 segundos para un periodo de rotación, por lo cual la estructura presenta un buen comportamiento modal. La edificación cuenta con el 90% de la participación de las masas en la sumatoria de todos sus modos de vibración. El cortante basal dinámico obtenido del análisis estructural cumple con el 80% mínimo del cortante basal estático establecido en el RNC-07.
- El edificio cumple con los requisitos de derivas según lo establecido en RNC-07 incluyendo los criterios de agrietamiento de concreto establecidos en el ACI 318-19 Cap. 6.6.3.1.1 El desplazamiento máximo obtenido del análisis estructural es de 3 cm. Lo sistema de muros especiales son capaces de resistir grandes esfuerzos con pocos desplazamientos.
- Los muros son capaces de soportar las fuerzas obtenidas del análisis estructural mediante los procedimientos del RNC-07 y el diseño mediante el ACI 318-19 Cap. 18.10. Dando como resultados unos muros esbeltos con un espesor máximo de 28 pulgadas (70 cm) en la base del núcleo de muros y con una reducción de sección a 24 pulgadas (60 cm) a partir del nivel 4, con armado en el alma de varillas #6 a cada 12 pulgadas (30 cm) y elementos de bordes conformados por varillas #8. En los muros alrededor del perímetro del edificio el espesor máximo de muro es de 20 pulgadas (50 cm) en la base de los muros y con una reducción de sección a 16 pulgadas (40 cm) a partir del nivel 4, con armado en el alma de varillas #6 a cada 12 pulgadas (30 cm) y elementos de bordes conformados por varillas #8. El armado transversal varia en cada nivel hasta llegar al armado por acero mínimo para lograr una optimización de la estructura.

- Los marcos ordinarios son capaces de lograr una buena distribución de las cargas gravitacionales del sistema, dando como resultados columnas cuadradas de 24 pulgadas (24 in) desde la base hasta el nivel 4 y posterior a ello columnas cuadradas de 20 pulgadas (20 in), con vigas de concreto de dimensiones 12 in x 24 in en dirección Y y vigas de concreto de 10 in x 20 in en dirección X del edificio.

Recomendaciones

- Realizar análisis de la edificación en estudio con otros tipos de sistemas estructurales, tales como un sistema dual, a fin de obtener una comparativa en cuanto respuesta sísmicas, disipación de energía, costo, e incluso detallado de los elementos vs los considerados en este documento monográfico.
- Elaborar un análisis no lineal de la estructura a fin de conocer su nivel de desempeño.
- Revisar la propuesta de diseño basado en el nuevo reglamento de la construcción para la ciudad de Managua a fin de conocer si el edificio cumple con los nuevos requerimientos de sismo resistencia de la ciudad.
- Diseñar los diafragmas del edificio, a fin de conocer si los espesores propuestos son capaces de realizar una correcta transmisión de cargas.

Bibliografía

- I. ASCE/SEI 07-16 (2016). Minimum Design Loads and associated criteria for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers. Estados Unidos.
- II. Desarrollo Urbano de Nicaragua, <https://www.centralamericadata.com/es/search?q1=content+es+le%3A%22desarrollo+urbano%22&q2=mattersInCountry+es+le%3A%22Nicaragua%22>
- III. Edward Nawy Quinta Edición, Prentice Hall, c1988 - Concreto Reforzado, Un Enfoque Básico.
- IV. Ghosh and Andrew W. Taylor, Changes in ACI 318 Code Provisions for Earthquake-Resistant Structures, Part 1.
- V. Ghosh and Andrew W. Taylor, Changes in ACI 318 Code Provisions for Earthquake-Resistant Structures, Part 2.
- VI. Historia sísmica en Nicaragua, <https://web-geofisica.ineter.gob.ni//sis/hist-fuertes.html>
- VII. <https://revistaconstruir.com/no-aumentan-las-construcciones-altura-nicaragua/>
- VIII. José González y Joel López (2018), Desarrollo de software para el diseño de vigas, columnas, Uniones viga-columna, muros de corte y vigas de acople de Concreto reforzado en base al ACI 318-14.
- IX. Lagos Ramírez, Diego Arturo Y Valle Siles, Jordy Efrén (2016). Diseño de edificio de seis niveles de concreto resistente a fuerzas laterales con marcos y muros (sistema dual).
- X. Luis Alvarado, Santos Pineda y Joaquín Ventura (2004), Diseño de elementos estructurales en edificios de concreto reforzado.
- XI. Nadim Hassoun, M y Al-Manaseer, Akthem (2020). Structural Concrete Theory and Design. John Wiley & Sons, Inc. Seventh edition. Estados Unidos.
- XII. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 6 (2011). Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams a

- Guide for Practicing Engineers, National Institute of Standards and Technology. Second Edition. Estados Unidos.
- XIII. NIST GCR 14-917-25 Recommendations for Seismic Design of Reinforced Concrete Wall Buildings Based on Studies of the 2010 Maule, Chile Earthquake.
- XIV. Normas de construcción nicaragüense, <https://construccion-nicaragua.blogspot.com/p/normativa-nacional.html>
- XV. Manual de cálculo y diseño de muros estructurales de concreto armado, Bárbula, Nov 2012.
- XVI. Ramon Álvarez, Eduardo Pavón y Raúl Rodríguez. Terremoto de Lorca, Efectos en los edificios- INTEMAC.
- XVII. 2018 IBC SEAOC STRUCTURAL/SEISMIC DESIGN MANUAL (2018), VOLUME 3.

ANEXOS

Anexo A.1 – Memoria de cálculo de muros especiales

MCRV-1 Y MCRV-8 NIVEL 1 AL 3

1. Propiedades de los materiales

- Resistencia del concreto	$f'_c = 6000 \text{ psi}$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal	$f_y = 60000 \text{ psi}$
- Factor para concreto de peso normal	$\lambda = 1$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo de estribos	$f_{yt} = 60000 \text{ psi}$
- Peso específico del concreto	$\gamma_c := 150 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$	- Módulo de elasticidad del acero	$E_s = 29000 \text{ ksi}$
- Módulo de elasticidad del concreto	$E_c = 4415.201 \text{ ksi}$	- Factor del bloque de Whitney con el eje neutro	$\beta_1 = 0.75$

2. Cargas aplicadas (Valores obtenidos del Analisis estructural)

- Carga axial maxima	$P_u \text{max} = 2423 \text{ kip}$	- Carga axial minima	$P_u \text{min} = 1452 \text{ kip}$	- Cortante ultimo	$V_u = 739 \text{ kip}$
- Momento ultimo	$M_u = 32442 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	- Deformacion inelastica	$\delta_u = 6.1 \text{ in}$	- Axial debido a sismica	$P_u S = 2147 \text{ kip}$

3. Propiedades del muro

3.1 Dimensiones de muro

$l_w = 354 \text{ in}$ (Longitud del muro)	$h = 20 \text{ in}$ (Espesor de muro)	$r_w = 2 \text{ in}$ (Recubrimiento)
$h_w = 29 \text{ m}$ (Altura total de muro)	$n_{s1} = 7$ (Niveles de piso)	$h_1 = 5 \text{ m}$ (Altura de primer nivel)

3.2 Armado del alma del muro

$\phi_l = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varillas Longitudinales)	$\phi_t = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varillas Transversal)	$n_{\text{capas}} = 2$ (Numero de capas de acero)
$s_l = 12 \text{ in}$ (Separación de las varillas Longitudinales)	$s_t = 6 \text{ in}$ (Separación de las varillas Transversal)	

3.3 Dimensiones de los elementos de borde

Nota: - Si no se pretende realizar un armado con elemento de borde, en el peralte colocar dimension de 0.15 l_w , para futuras revisiones.

$b_i = 20 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde izquierdo)	$b_d = 20 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde derecho)
$h_i = 56 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde izquierdo)	$h_d = 56 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde derecho)

3.4 Armado longitudinal de los elementos de borde

$\phi_{li} = 8 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemeno de borde izquierdo)	$\phi_{ld} = 8 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemeno de borde derecho)
$n_{vli} = 12$ (Cantidad de varillas elemeno de borde izquierdo)	$n_{vld} = 12$ (Cantidad de varillas elemeno de borde derecho)

3.5 Estribos en la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stconfi} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos en la zona de confinamiento izquierda)	$\phi_{stconfd} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos en la zona de confinamiento derecha)
$s_{confi} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada izq)	$s_{confd} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada der)
$n_{confji} = 5$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{confjd} = 5$ (Ramas de estribos "g" der)
$n_{confji} = 3$ (Ramas de estribos "j" izq)	$n_{confjd} = 3$ (Ramas de estribos "j" der)

3.6 Estribos fuera de la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stfi} = 4 \frac{in}{8}$	(Dia. estribos fuera de la zona confinamiento izquierda)	$\phi_{stfd} = 4 \frac{in}{8}$	(Dia. de estribos fuera de la zona de confinamiento derecha)
$s_{sti} = 6 in$	(Sep. fuera de zona de confinada izq)	$s_{std} = 6 in$	(Sep fuera de zona de confinada der)
$n_{stgi} = 5$	(Ramas de estribos "g" izq)	$n_{stgd} = 5$	(Ramas de estribos "g" der)
$n_{stji} = 3$	(Ramas de estribos "j" izq)	$n_{stjd} = 3$	(Ramas de estribos "j" der)

3.6 Características del muro

$A_{cv} = 7080 in^2$	(Área muro)	$\alpha_c = 2$	(Coe. de concreto)	$\rho_l = 0.0037$	(Cuantia long)	$\rho_t = 0.0074$	(Cuantia trans)
----------------------	-------------	----------------	--------------------	-------------------	----------------	-------------------	-----------------

4. Limitaciones de diseño.

4.1 Espesor mínimo de alma de muro

$h_{req} = 7.874 in$	(Espesor mínimo)	if ($h_w \geq h_{req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"	(Cumple espesor mínimo de muro)
----------------------	------------------	---	---------------------------------

4.2 Armado de acero

- Requisito de cuantía mínima

if ($\rho_t \geq \rho_{t_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($\rho_l \geq \rho_{l_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de separacion maxima

if ($s_{t_{max}} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($s_{l_{max}} \geq s_l$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de capas de refuerzo minimo

if ($n_{capas} = n_{capas_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

4.3 Armado de acero minimo en borde de muros esbeltos

a) La cuantías de acero en una longitud 0.15 lw del borde de compresion del muro debe de cumplir con lo siguiente. $\rho_{min0.15} = 0.0077$

$A_{g0.15i} = 1062 in^2$	(Area bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)	$A_{g0.15d} = 1062 in^2$	(Area bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)
$A_{s0.15i} = 8.9367 in^2$	(Area de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)	$A_{s0.15d} = 8.9367 in^2$	(Area de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)
$\rho_{0.15i} = 0.0084$	(Cuantia en 0.15 lw izquierdo)	$\rho_{0.15d} = 0.0084$	(Cuantia en 0.15 lw derecho)

if ($\rho_{0.15i} \geq \rho_{min0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Cumple"

if ($\rho_{0.15d} \geq \rho_{min0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Cumple"

5. Diagramas de interaccion

- Momento nominal debido a carga axial maxima	- Momento nominal debido a carga axial minima	- Momento ultimo debido a carga axial sismica	- Momento maximo Probable	- Profundidad del Eje Neutro
$\phi M_{n_{max}} = 53402.3 kip \cdot ft$	$\phi M_{n_{min}} = 43551.9 kip \cdot ft$	$M_u S = 57353 kip \cdot ft$	$M_{pr} = 65756 kip \cdot ft$	$c = 47.56 in$

6. Diseno a corte (Articulo 11.3.3 ACI 318-19)

6.1 Factor de Sobre resistencia	6.2 Cons Modos Vibracion	6.3 Cortante Esperado	6.4 Resistencia al cortante
$\Omega_n = 2.0269$	$n_s = 7.9921$ $\omega_n = 1.5664$	$V_e = 2217 kip$	$V_n = 4224.6771 kip$
6.5 Cortante por Mu	6.6 Limite de cortante	if ($V_n \geq V_e$, "Cumple", "Aum. seccion de concreto") = "Cumple"	
$V_u S = 6992.4778 kip$	$V_n \geq 5484.1444 kip$		
6.7 Factor de reduccion de esfuerzo	if ($\phi_s \cdot V_u \geq V_e$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" (Cumple con el diseno por corte)		
$\phi_s = 0.6$			

7. Elemento De Borde (Artículo 11.3.3 ACI 318-19)

7.1 Requerimiento de borde por ACI 318-19 Cap. 18.10.6.2

a) Es necesario un Elemento especial de borde si se cumple que ACI 318-19 Cap 18.10.6.2 o Cap. 18.10.6.3

$$\delta_u = 6.1 \text{ in} \quad \text{if} \left(\frac{1.5 \cdot \delta_u}{h_w} \geq \frac{l_w}{600 \cdot c}, \text{ "Requiere SBE", "No Requiere SBE"} \right) = \text{"No Requiere SBE"}$$

b) Si un elemento de borde especial es requerido debe cumplir con (i) y (ii) o (iii)

i) $l_{SBE} = 354 \text{ in}$ ii) $SBE_{I1} = \text{"No cumple"}$ $SBE_{D1} = \text{"No cumple"}$ iii) $SBE_{I2} = \text{"Cumple"}$ $SBE_{D2} = \text{"Cumple"}$

7.2 Requerimiento de borde por ACI 318-19 Cap. 18.10.6.3

$\sigma_{c\text{lim}} = 1200 \text{ psi}$ (Esf. elem. borde) $e_u = 181.3246 \text{ in}$ (Exc. debido a cargas ultimas) $\sigma_u = 1235.2222 \text{ psi}$ (Esf. compresion cargas ultimas)

$\text{if} (\sigma_u \geq \sigma_{c\text{lim}}, \text{"Requiere elementos de borde", "N.A"}) = \text{"Requiere elementos de borde"}$

7.3 Requerimientos mínimos de Elemento de Borde

$h_{SBD} = 23.78 \text{ in}$ $\text{if} (h_i \geq h_{SBD}, \text{"Cumple", "No cumple"}) = \text{"Cumple"}$ $\text{if} (h_d \geq h_{SBD}, \text{"Cumple", "No cumple"}) = \text{"Cumple"}$

$b_{SBD} = 12.3 \text{ in}$ $\text{if} (b_i \geq b_{SBD}, \text{"Cumple", "No cumple"}) = \text{"Cumple"}$ $\text{if} (b_d \geq b_{SBD}, \text{"Cumple", "No cumple"}) = \text{"Cumple"}$

$\text{if} \left(\left(\frac{h_m}{l_w} \geq 2 \right) \wedge \left(\frac{c}{l_w} \geq \frac{3}{8} \right), \text{"Espesor mínimo de 30 cm", "No aplica"} \right) = \text{"No aplica"}$

$x_i = 6.88 \text{ in}$ (Sep. var. long. sop. lat.) $x_j = 12.94 \text{ in}$ (Sep. var. long. sop. lat.) $h_x = 12.94 \text{ in}$ (Sep. max. entre est.)

$\text{if} (h_x \leq 14 \text{ in}, \text{"Cumple", "No cumple"}) = \text{"Cumple"}$ $s_{max} = 4.3533 \text{ in}$

$\text{if} ((s_{confi} \leq s_{max}) \wedge (s_{confd} \leq s_{max}), \text{"Cumple", "No cumple"}) = \text{"Cumple"}$

$\text{if} \left(\left(h_x \leq \frac{2}{3} \cdot b_i \right) \wedge \left(h_x \leq \frac{2}{3} \cdot b_d \right), \text{"Cumple", "No cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$

$\text{if} (A_{std} > A_{st\text{mín}}), \text{"Cumple", "No cumple"} = \text{"Cumple"}$ (Acero de cortante mínimo permitido en elemento de borde izquierdo)

$\text{if} (A_{std} > A_{st\text{máx}}), \text{"Cumple", "No cumple"} = \text{"Cumple"}$ (Acero de cortante mínimo permitido en elemento de borde derecho)

$f'_c \text{ losa} = 4500 \text{ psi}$ - El fc de la losa debe de ser 0.7fc del muro de concreto $\text{if} (0.7 \cdot f'_c < f'_c \text{ losa}, \text{"Cumple", "No cumple"}) = \text{"Cumple"}$

7.4 Requerimientos mínimos de Elemento de Borde fuera de la zona crítica

a) Si el acero en el elemento de borde supera la cuantía de 400/fy debiera de cumplir con lo especificado con 18.10.6.4 de a hasta e.

$\text{if} \left(\rho_{wei} \geq \frac{400}{f_y} \cdot \text{psi}, \text{"Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)", "N.A"} \right) = \text{"Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)"}$

$\text{if} \left(\rho_{wed} \geq \frac{400}{f_y} \cdot \text{psi}, \text{"Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)", "N.A"} \right) = \text{"Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)"}$

$s_{sti} = 6 \text{ in}$ (Separacion de estribos fuera de zona crítica en elemento de borde izquierdo) $\text{if} (s_{sti} \leq s_{maxfi}, \text{"Cumple", "No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$

$s_{std} = 6 \text{ in}$ (Separacion de estribos fuera de zona crítica en elemento de borde derecho) $\text{if} (s_{std} \leq s_{maxfd}, \text{"Cumple", "No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$

MCRV-1 Y MCRV-8 NIVEL 3 AL 5

1. Propiedades de los materiales

- Resistencia del concreto	$f'_c = 6000 \text{ psi}$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal	$f_y = 60000 \text{ psi}$
- Factor para concreto de peso normal	$\lambda = 1$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo de estribos	$f_{yt} = 60000 \text{ psi}$
- Peso específico del concreto	$\gamma_c := 150 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$	- Módulo de elasticidad del acero	$E_s = 29000 \text{ ksi}$
- Módulo de elasticidad del concreto	$E_c = 4415.201 \text{ ksi}$	- Factor del bloque de Whitney con el eje neutro	$\beta_1 = 0.75$

2. Cargas aplicadas (Valores obtenidos del Analisis estructural)

- Carga axial maxima	$P_{u,max} = 1705 \text{ kip}$	- Carga axial minima	$P_{u,min} = 1015 \text{ kip}$	- Cortante ultimo	$V_u = 426 \text{ kip}$
- Momento ultimo	$M_u = 14325 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	- Deformacion inelastica	$\delta_u = 6.1 \text{ in}$	- Axial debido a sismica	$P_w S = 1573 \text{ kip}$

3. Propiedades del muro

3.1 Dimensiones de muro

$l_w = 354 \text{ in}$ (Longitud del muro)	$h = 20 \text{ in}$ (Espesor de muro)	$r_w = 2 \text{ in}$ (Recubrimiento)
$h_w = 29 \text{ m}$ (Altura total de muro)	$n_{s1} = 7$ (Niveles de piso)	$h_1 = 5 \text{ m}$ (Altura de primer nivel)

3.2 Armado del alma del muro

$\phi_l = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de las varillas Longitudinales)	$\phi_t = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de las varillas Transversal)	$n_{capas} = 2$ (Numero de capas de acero)
$s_l = 12 \text{ in}$ (Separación de las varillas Longitudinales)	$s_t = 12 \text{ in}$ (Separación de las varillas Transversal)	

3.3 Dimensiones de los elementos de borde

Nota: - Si no se pretende realizar un armado con elemento de borde, en el peralte colocar dimension de 0.15 l_w , para futuras revisiones.

$b_l = 20 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde izquierdo)	$b_d = 20 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde derecho)
$h_l = 56 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde izquierdo)	$h_d = 56 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde derecho)

3.4 Armado longitudinal de los elementos de borde

$\phi_{li} = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde izquierdo)	$\phi_{ld} = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde derecho)
$n_{vli} = 12$ (Cantidad de varillas elemento de borde izquierdo)	$n_{vld} = 12$ (Cantidad de varillas elemento de borde derecho)

3.5 Estribos en la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stconfi} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos en la zona de confinamiento izquierda)	$\phi_{stconfd} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos en la zona de confinamiento derecha)
$s_{confi} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada izq)	$s_{confd} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada der)
$n_{confgi} = 5$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{confgd} = 5$ (Ramas de estribos "g" der)
$n_{confji} = 3$ (Ramas de estribos "j" izq)	$n_{confjld} = 3$ (Ramas de estribos "j" der)

3.6 Estribos fuera de la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stfi} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos fuera de la zona confinamiento izquierda)	$\phi_{stfd} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos fuera de la zona de confinamiento derecha)
$s_{stfi} = 6 \text{ in}$ (Sep. fuera de zona de confinada izq)	$s_{stfd} = 6 \text{ in}$ (Sep fuera de zona de confinada der)
$n_{stgi} = 5$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{stgd} = 5$ (Ramas de estribos "g" der)

$n_{stji} = 3$ (Ramas de estribos "j" izq)

$n_{stjd} = 3$ (Ramas de estribos "j" der)

3.6 Características del muro

$A_{cv} = 7080 \text{ in}^2$ (Área muro) $\alpha_c = 2$ (Coe. de concreto) $\rho_l = 0.0026$ (Cuantia long) $\rho_t = 0.0026$ (Cuantia trans)

4. Limitaciones de diseño.

4.1 Espesor mínimo de alma de muro

$h_{req} = 7.874 \text{ in}$ (Espesor mínimo) **if** ($h_w \geq h_{req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" (Cumple espesor mínimo de muro)

4.2 Armado de acero

- Requisito de cuantía mínima

if ($\rho_t \geq \rho_{t_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($\rho_t \geq \rho_{t_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de separación máxima

if ($s_{t_{max}} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($s_{t_{max}} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de capas de refuerzo mínimo

if ($n_{capas} = n_{capas_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

4.3 Armado de acero mínimo en borde de muros esbeltos

a) La cuantías de acero en una longitud 0.15 lw del borde de compresión del muro debe de cumplir con lo siguiente. $\rho_{min0.15} = 0.0077$

$A_{g0.15i} = 1062 \text{ in}^2$ (Área bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{g0.15d} = 1062 \text{ in}^2$ (Área bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15i} = 5.0269 \text{ in}^2$ (Área de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15d} = 5.0269 \text{ in}^2$ (Área de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)

$\rho_{0.15i} = 0.0047$ (Cuantia en 0.15 lw izquierdo)

$\rho_{0.15d} = 0.0047$ (Cuantia en 0.15 lw derecho)

if ($\rho_{0.15i} \geq \rho_{min0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Aumentar acer" **if** ($\rho_{0.15d} \geq \rho_{min0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Aumentar a"

5. Diagramas de interacción

- Momento nominal debido a carga axial máxima

$\phi M_{n_{max}} = 36741 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento nominal debido a carga axial mínima

$\phi M_{n_{min}} = 29307 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento último debido a carga axial sísmica

$M_{us} = 39294 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento máximo Probable

$M_{pr} = 45092 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Profundidad del Eje Neutro

$c = 34.42 \text{ in}$

6. Diseño a corte (Artículo 11.3.3 ACI 318-19)

6.1 Factor de Sobre resistencia

$\Omega_n = 3.1478$

6.2 Cons Modos Vibración

$n_s = 7.9921$ $\omega_n = 1.5664$

6.3 Cortante Esperado

$V_e = 1278 \text{ kip}$

6.4 Resistencia al cortante

$V_n = 2182.8873 \text{ kip}$

6.5 Cortante por Mu

$V_u S = 4790.7245 \text{ kip}$

6.6 Límite de cortante

$V_{n_{max}} = 5484.1444 \text{ kip}$

if ($V_{n_{max}} \geq V_e$, "Cumple", "Aum. sección de concreto") = "Cumple"

6.7 Factor de reducción de esfuerzo

$\phi_s = 0.75$

if ($\phi_s \cdot V_n \geq V_e$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(Cumple con el diseño por corte)

7. Elemento De Borde (Artículo 11.3.3 ACI 318-19)

7.1 Requerimiento de borde por ACI 318-19 Cap. 18.10.6.2

a) Es necesario un Elemento especial de borde si se cumple que ACI 318-19 Cap 18.10.6.2 o Cap. 18.10.6.3

$\delta_u = 6.1 \text{ in}$ **if** ($\frac{1.5 \cdot \delta_u}{h_w} \geq \frac{l_w}{600 \cdot c}$, "Requiere SBE", "No Requiere SBE") = "No Requiere SBE"

b) Si un elemento de borde especial es requerido debe cumplir con (i) y (ii) o (iii)

i) $l_{SBE} = 354 \text{ in}$

ii) $SBE_{I1} = \text{"Cumple"}$

$SBE_{D1} = \text{"Cumple"}$

iii) $SBE_{I2} = \text{"Cumple"}$

$SBE_{D2} = \text{"Cumple"}$

7.2 Requerimiento de borde por ACTI 318-19 Cap. 18.10.6.3

$\sigma_{clim} = 1200 \text{ psi}$ (Esf. elem. borde) $e_u = 109.2816 \text{ in}$ (Exc. debido a cargas ultimas) $\sigma_u = 633.6948 \text{ psi}$ (Esf. compresion cargas ultimas)

if ($\sigma_u \geq \sigma_{clim}$, "Requiere elementos de borde", "N.A") = "N.A"

7.3 Requerimientos minimos de Elemento de Borde

$h_{SBD} = 17.21 \text{ in}$ if ($h_i \geq h_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" if ($h_d \geq h_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

$b_{SBD} = 12.3 \text{ in}$ if ($b_i \geq b_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" if ($b_d \geq b_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($\left(\frac{h_w}{l_w} \geq 2\right) \wedge \left(\frac{c}{l_w} \geq \frac{3}{8}\right)$, "Espesor minimo de 30 cm", "No aplica") = "No aplica"

$x_i = 6.88 \text{ in}$ (Sep. var. long. sop. lat.) $x_j = 12.44 \text{ in}$ (Sep. var. long. sop. lat.) $h_x = 12.44 \text{ in}$ (Sep. max. entre est.)

if ($h_x \leq 14 \text{ in}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" $s_{max} = 3.75 \text{ in}$

if ($(s_{confi} \leq s_{max}) \wedge (s_{confd} \leq s_{max})$, "Cumple", "No cumple") = "No cumple"

if ($\left(h_x \leq \frac{2}{3} \cdot b_i\right) \wedge \left(h_x \leq \frac{2}{3} \cdot b_d\right)$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($A_{shl} > A_{shmini}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" (Acero de cortante minimo permitido en elemento de borde izquierdo)

if ($A_{shd} > A_{shmind}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" (Acero de cortante minimo permitido en elemento de borde derecho)

$f'_c losa = 4500 \text{ psi}$ - El fc de la losa debe de ser 0.7fc del muro de concreto if ($0.7 \cdot f'_c < f'_c losa$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

7.4 Requerimientos minimos de Elemento de Borde fuera de la zona critica

a) Si el acero en el elemento de borde supera la cuantia de 400/fy debera de cumplir con lo especificado con 18.10.6.4 de a hasta e.

if ($\rho_{bei} \geq \frac{400}{f_y} \cdot \text{psi}$, "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)", "N.A") = "N.A"

if ($\rho_{bed} \geq \frac{400}{f_y} \cdot \text{psi}$, "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)", "N.A") = "N.A"

$s_{sti} = 6 \text{ in}$ (Separacion de estribos fuera de zona critica en elemento de borde izquierdo)

if ($s_{sti} \leq s_{maxfi}$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

$s_{std} = 6 \text{ in}$ (Separacion de estribos fuera de zona critica en elemento de borde derecho)

if ($s_{std} \leq s_{maxfd}$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

MCRV-1 Y MCRV-8 NIVEL 5 AL 7

1. Propiedades de los materiales

- Resistencia del concreto	$f'_c = 5000 \text{ psi}$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal	$f_y = 60000 \text{ psi}$
- Factor para concreto de peso normal	$\lambda = 1$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo de estribos	$f_{yt} = 60000 \text{ psi}$
- Peso específico del concreto	$\gamma_c := 150 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$	- Módulo de elasticidad del acero	$E_s = 29000 \text{ ksi}$
- Módulo de elasticidad del concreto	$E_c = 4030.5087 \text{ ksi}$	- Factor del bloque de Whitney con el eje neutro	$\beta_1 = 0.8$

2. Cargas aplicadas (Valores obtenidos del Analisis estructural)

- Carga axial maxima	$P_{u,max} = 1002 \text{ kip}$	- Carga axial minima	$P_{u,min} = 592 \text{ kip}$	- Cortante ultimo	$V_u = 315 \text{ kip}$
- Momento ultimo	$M_u = 5763 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	- Deformacion inelastica	$\delta_u = 6.1 \text{ in}$	- Axial debido a sismica	$P_{uS} = 922 \text{ kip}$

3. Propiedades del muro

3.1 Dimensiones de muro

$l_w = 354 \text{ in}$ (Longitud del muro)	$h = 16 \text{ in}$ (Espesor de muro)	$r_w = 2 \text{ in}$ (Recubrimiento)
$h_w = 29 \text{ m}$ (Altura total de muro)	$n_{s1} = 7$ (Niveles de piso)	$h_1 = 5 \text{ m}$ (Altura de primer nivel)

3.2 Armado del alma del muro

$\phi_l = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varillas Longitudinales)	$\phi_t = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varillas Transversal)	$n_{capas} = 2$ (Numero de capas de acero)
$s_l = 12 \text{ in}$ (Separación de las varillas Longitudinales)	$s_t = 12 \text{ in}$ (Separación de las varillas Transversal)	

3.3 Dimensiones de los elementos de borde

Nota: - Si no se pretende realizar un armado con elemento de borde, en el peralte colocar dimension de 0.15 l_w , para futuras revisiones.

$b_i = 0 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde izquierdo)	$b_d = 0 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde derecho)
$h_i = 0 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde izquierdo)	$h_d = 0 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde derecho)

3.4 Armado longitudinal de los elementos de borde

$\phi_{li} = 8 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde izquierdo)	$\phi_{ld} = 8 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde derecho)
$n_{vli} = 12$ (Cantidad de varillas elemento de borde izquierdo)	$n_{vld} = 12$ (Cantidad de varillas elemento de borde derecho)

3.5 Estribos en la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stconfi} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos en la zona de confinamiento izquierda)	$\phi_{stconfd} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos en la zona de confinamiento derecha)
$s_{confi} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada izq)	$s_{confd} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada der)
$n_{confgi} = 5$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{confgd} = 5$ (Ramas de estribos "g" der)
$n_{confji} = 3$ (Ramas de estribos "j" izq)	$n_{confjd} = 3$ (Ramas de estribos "j" der)

3.6 Estribos fuera de la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stfi} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos fuera de la zona confinamiento izquierda)	$\phi_{stfd} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos fuera de la zona de confinamiento derecha)
$s_{stfi} = 6 \text{ in}$ (Sep. fuera de zona de confinada izq)	$s_{stfd} = 6 \text{ in}$ (Sep fuera de zona de confinada der)
$n_{stgi} = 5$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{stgd} = 5$ (Ramas de estribos "g" der)

$n_{stji} = 3$ (Ramas de estribos "j" izq)

$n_{stjd} = 3$ (Ramas de estribos "j" der)

3.6 Características del muro

$A_{cv} = 5664 \text{ in}^2$ (Área muro) $\alpha_c = 2$ (Coe. de concreto) $\rho_l = 0.0032$ (Cuantia long) $\rho_t = 0.0032$ (Cuantia trans)

4. Limitaciones de diseño.

4.1 Espesor mínimo de alma de muro

$h_{req} = 7.874 \text{ in}$ (Espesor mínimo) **if** ($h_w \geq h_{req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" (Cumple espesor mínimo de muro)

4.2 Armado de acero

- Requisito de cuantía mínima

if ($\rho_t \geq \rho_{t_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($\rho_t \geq \rho_{t_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de separación máxima

if ($s_{t_{max}} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($s_{t_{max}} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de capas de refuerzo mínimo

if ($n_{capas} = n_{capas_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

4.3 Armado de acero mínimo en borde de muros esbeltos

a) La cuantías de acero en una longitud 0.15 lw del borde de compresión del muro debe de cumplir con lo siguiente. $\rho_{min0.15} = 0.0071$

$A_{g0.15i} = 849.6 \text{ in}^2$ (Área bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{g0.15d} = 849.6 \text{ in}^2$ (Área bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15i} = 12.1399 \text{ in}^2$ (Área de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15d} = 12.1399 \text{ in}^2$ (Área de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)

$\rho_{0.15i} = 0.0143$ (Cuantia en 0.15 lw izquierdo)

$\rho_{0.15d} = 0.0143$ (Cuantia en 0.15 lw derecho)

if ($\rho_{0.15i} \geq \rho_{min0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Cumple"

if ($\rho_{0.15d} \geq \rho_{min0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Cumple"

5. Diagramas de interacción

- Momento nominal debido a carga axial máxima

$\phi M_{n_{max}} = 25649 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento nominal debido a carga axial mínima

$\phi M_{n_{min}} = 21303 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento último debido a carga axial sísmica

$M_{uS} = 27580 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento máximo Probable

$M_{pr} = 32070 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Profundidad del Eje Neutro

$c = 33.81 \text{ in}$

6. Diseño a corte (Artículo 11.3.3 ACI 318-19)

6.1 Factor de Sobre resistencia

$\Omega_n = 5.5648$

6.2 Cons Modos Vibración

$n_s = 7.9921$ $\omega_n = 1.5664$

6.3 Cortante Esperado

$V_e = 945 \text{ kip}$

6.4 Resistencia al cortante

$V_n = 1887.069 \text{ kip}$

6.5 Cortante por Mu

$V_uS = 3362.5536 \text{ kip}$

6.6 Limite de cortante

$V_{n_{max}} = 4005.0528 \text{ kip}$

if ($V_{n_{max}} \geq V_e$, "Cumple", "Aum. sección de concreto") = "Cumple"

6.7 Factor de reducción de esfuerzo

$\phi_s = 0.75$

if ($\phi_s \cdot V_n \geq V_e$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(Cumple con el diseño por corte)

MCRV-2 Y MCRV-7 NIVEL 1 AL 4

1. Propiedades de los materiales

- Resistencia del concreto	$f'_c = 6000 \text{ psi}$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal	$f_y = 60000 \text{ psi}$
- Factor para concreto de peso normal	$\lambda = 1$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo de estribos	$f_{yt} = 60000 \text{ psi}$
- Peso específico del concreto	$\gamma_c := 150 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$	- Módulo de elasticidad del acero	$E_s = 29000 \text{ ksi}$
- Módulo de elasticidad del concreto	$E_c = 4415.201 \text{ ksi}$	- Factor del bloque de Whitney con el eje neutro	$\beta_1 = 0.75$

2. Cargas aplicadas (Valores obtenidos del Analisis estructural)

- Carga axial maxima	$P_{u,max} = 2692 \text{ kip}$	- Carga axial minima	$P_{u,min} = 1133 \text{ kip}$	- Cortante ultimo	$V_u = 1446 \text{ kip}$
- Momento ultimo	$M_u = 36392 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	- Deformacion inelastica	$\delta_u = 6.2402 \text{ in}$	- Axial debido a sismica	$P_{uS} = 2229 \text{ kip}$

3. Propiedades del muro

3.1 Dimensiones de muro

$l_w = 382 \text{ in}$ (Longitud del muro)	$h = 28 \text{ in}$ (Espesor de muro)	$r_w = 2 \text{ in}$ (Recubrimiento)
$h_w = 31.7 \text{ m}$ (Altura total de muro)	$n_{s1} = 8$ (Niveles de piso)	$h_1 = 5 \text{ m}$ (Altura de primer nivel)

3.2 Armado del alma del muro

$\phi_l = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de las varillas Longitudinales)	$\phi_t = 7 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de las varillas Transversal)	$n_{capas} = 2$ (Numero de capas de acero)
$s_l = 12 \text{ in}$ (Separación de las varillas Longitudinales)	$s_t = 4 \text{ in}$ (Separación de las varillas Transversal)	

3.3 Dimensiones de los elementos de borde

Nota: - Si no se pretende realizar un armado con elemento de borde, en el peralte colocar dimension de 0.15 l_w , para futuras revisiones.

$b_l = 28 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde izquierdo)	$b_d = 28 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde derecho)
$h_l = 28 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde izquierdo)	$h_d = 28 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde derecho)

3.4 Armado longitudinal de los elementos de borde

$\phi_{li} = 8 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde izquierdo)	$\phi_{ld} = 8 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde derecho)
$n_{vli} = 16$ (Cantidad de varillas elemento de borde izquierdo)	$n_{vld} = 16$ (Cantidad de varillas elemento de borde derecho)

3.5 Estribos en la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stconfi} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos en la zona de confinamiento izquierda)	$\phi_{stconfd} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos en la zona de confinamiento derecha)
$s_{confi} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada izq)	$s_{confd} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada der)
$n_{confgi} = 4$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{confgd} = 4$ (Ramas de estribos "g" der)
$n_{confji} = 4$ (Ramas de estribos "j" izq)	$n_{confjld} = 4$ (Ramas de estribos "j" der)

3.6 Estribos fuera de la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stfi} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos fuera de la zona confinamiento izquierda)	$\phi_{stfd} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos fuera de la zona de confinamiento derecha)
$s_{stfi} = 6 \text{ in}$ (Sep. fuera de zona de confinada izq)	$s_{stfd} = 6 \text{ in}$ (Sep fuera de zona de confinada der)
$n_{stgi} = 4$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{stgd} = 4$ (Ramas de estribos "g" der)

$n_{stji} = 4$

(Ramas de estribos "j" izq)

$n_{stjd} = 4$

(Ramas de estribos "j" der)

3.6 Características del muro

$A_{cv} = 10696 \text{ in}^2$

(Área muro)

$\alpha_c = 2$

(Coe. de concreto)

$\rho_l = 0.0026$

(Cuantia long)

$\rho_t = 0.0107$

(Cuantia trans)

4. Limitaciones de diseño.**4.1 Espesor mínimo de alma de muro**

$h_{req} = 7.874 \text{ in}$

(Espesor mínimo)

if ($h_w \geq h_{req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(Cumple espesor mínimo de muro)

4.2 Armado de acero

- Requisito de cuantía mínima

if ($\rho_t \geq \rho_{t,req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"if ($\rho_t \geq \rho_{t,req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de separación máxima

if ($s_{t,max} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"if ($s_{t,max} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de capas de refuerzo mínimo

if ($n_{capas} = n_{capas,req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"**4.3 Armado de acero mínimo en borde de muros esbeltos**

a) La cuantías de acero en una longitud 0.15 lw del borde de compresión del muro debe de cumplir con lo siguiente.

$\rho_{min0.15} = 0.0077$

$A_{g0.15i} = 1604.4 \text{ in}^2$

(Área bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{g0.15d} = 1604.4 \text{ in}^2$

(Área bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15i} = 14.7238 \text{ in}^2$

(Área de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15d} = 14.7238 \text{ in}^2$

(Área de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)

$\rho_{0.15i} = 0.0092$

(Cuantia en 0.15 lw izquierdo)

$\rho_{0.15d} = 0.0092$

(Cuantia en 0.15 lw derecho)

if ($\rho_{0.15i} \geq \rho_{min0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Cumple"if ($\rho_{0.15d} \geq \rho_{min0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Cumple"**5. Diagramas de interacción**

- Momento nominal debido a carga axial máxima

$\phi M_{n,max} = 69784 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento nominal debido a carga axial mínima

$\phi M_{n,min} = 68317 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento último debido a carga axial sísmica

$M_u S = 76048 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento máximo Probable

$M_{pr} = 87755 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Profundidad del Eje Neutro

$c = 35.9 \text{ in}$

6. Diseño a corte (Artículo 11.3.3 ACI 318-19)**6.1 Factor de Sobre resistencia**

$\Omega_n = 2.4114$

6.2 Cons Modos Vibración

$n_s = 8.7362$

$\omega_n = 1.5912$

6.3 Cortante Esperado

$V_e = 4338 \text{ kip}$

6.4 Resistencia al cortante

$V_n = 8548.1498 \text{ kip}$

6.5 Cortante por Mu

$V_u S = 9271.7722 \text{ kip}$

6.6 Límite de cortante

$V_{n,max} = 8285.086 \text{ kip}$

if ($V_{n,max} \geq V_e$, "Cumple", "Aum. sección de concreto") = "Cumple"**6.7 Factor de reducción de esfuerzo**

$\phi_s = 0.6$

if ($\phi_s \cdot V_n \geq V_e$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(Cumple con el diseño por corte)

7. Elemento De Borde (Artículo 11.3.3 ACI 318-19)**7.1 Requerimiento de borde por ACI 318-19 Cap. 18.10.6.2**

a) Es necesario un Elemento especial de borde si se cumple que ACI 318-19 Cap 18.10.6.2 o Cap. 18.10.6.3

$\delta_u = 6.2402 \text{ in}$ if $\left(\frac{1.5 \cdot \delta_u}{h_w} \geq \frac{l_w}{600 \cdot c} \right)$, "Requiere SBE", "No Requiere SBE" = "No Requiere SBE"

b) Si un elemento de borde especial es requerido debe cumplir con (i) y (ii) o (iii)

i) $l_{SBE} = 382 \text{ in}$

ii) $SBE_{I1} = \text{"Cumple"}$

$SBE_{D1} = \text{"Cumple"}$

iii) $SBE_{I2} = \text{"Cumple"}$

$SBE_{D2} = \text{"Cumple"}$

7.2 Requerimiento de borde por ACT 318-19 Cap. 18.10.6.3

$\sigma_{clim} = 1200 \text{ psi}$ (Esf. elem. borde) $e_u = 195.9192 \text{ in}$ (Exc. debido a cargas ultimas) $\sigma_u = 849.6845 \text{ psi}$ (Esf. compresion cargas ultimas)

if ($\sigma_u \geq \sigma_{clim}$, "Requiere elementos de borde", "N.A") = "N.A"

7.3 Requerimientos minimos de Elemento de Borde

$h_{SBD} = 17.95 \text{ in}$ if ($h_i \geq h_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" if ($h_d \geq h_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

$b_{SBD} = 12.3 \text{ in}$ if ($b_i \geq b_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" if ($b_d \geq b_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($\left(\frac{h_m}{l_w} \geq 2\right) \wedge \left(\frac{c}{l_w} \geq \frac{3}{8}\right)$, "Espesor minimo de 30 cm", "No aplica") = "No aplica"

$x_i = 7.25 \text{ in}$ (Sep. var. long. sop. lat.) $x_j = 7.25 \text{ in}$ (Sep. var. long. sop. lat.) $h_x = 7.25 \text{ in}$ (Sep. max. entre est.)

if ($h_x \leq 14 \text{ in}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" $s_{max} = 4.5 \text{ in}$

if ($(s_{confi} \leq s_{max}) \wedge (s_{confd} \leq s_{max})$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($\left(h_x \leq \frac{2}{3} \cdot b_i\right) \wedge \left(h_x \leq \frac{2}{3} \cdot b_d\right)$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($A_{shl} > A_{shmini}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" (Acero de cortante minimo permitido en elemento de borde izquierdo)

if ($A_{shd} > A_{shmind}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" (Acero de cortante minimo permitido en elemento de borde derecho)

$f'_c losa = 4500 \text{ psi}$ - El fc de la losa debe de ser 0.7fc del muro de concreto if ($0.7 \cdot f'_c < f'_c losa$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

7.4 Requerimientos minimos de Elemento de Borde fuera de la zona critica

a) Si el acero en el elemento de borde supera la cuantia de 400/fy debera de cumplir con lo especificado con 18.10.6.4 de a hasta e.

if ($\rho_{bei} \geq \frac{400}{f_y} \cdot \text{psi}$, "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)", "N.A") = "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)"

if ($\rho_{bed} \geq \frac{400}{f_y} \cdot \text{psi}$, "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)", "N.A") = "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)"

$s_{sti} = 6 \text{ in}$ (Separacion de estribos fuera de zona critica en elemento de borde izquierdo) if ($s_{sti} \leq s_{maxfi}$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

$s_{std} = 6 \text{ in}$ (Separacion de estribos fuera de zona critica en elemento de borde derecho) if ($s_{std} \leq s_{maxfd}$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

MCRV-2 Y MCRV-7 NIVEL 4 AL 5

1. Propiedades de los materiales

- Resistencia del concreto	$f'_c = 6000 \text{ psi}$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal	$f_y = 60000 \text{ psi}$
- Factor para concreto de peso normal	$\lambda = 1$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo de estribos	$f_{yt} = 60000 \text{ psi}$
- Peso específico del concreto	$\gamma_c := 150 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$	- Módulo de elasticidad del acero	$E_s = 29000 \text{ ksi}$
- Módulo de elasticidad del concreto	$E_c = 4415.201 \text{ ksi}$	- Factor del bloque de Whitney con el eje neutro	$\beta_1 = 0.75$

2. Cargas aplicadas (Valores obtenidos del Analisis estructural)

- Carga axial maxima	$P_u \text{max} = 1506 \text{ kip}$	- Carga axial minima	$P_u \text{min} = 724 \text{ kip}$	- Cortante ultimo	$V_u = 1450 \text{ kip}$
- Momento ultimo	$M_u = 14555 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	- Deformacion inelastica	$\delta_u = 6.2402 \text{ in}$	- Axial debido a sismica	$P_u S = 1338 \text{ kip}$

3. Propiedades del muro

3.1 Dimensiones de muro

$l_w = 382 \text{ in}$ (Longitud del muro)	$h = 28 \text{ in}$ (Espesor de muro)	$r_w = 2 \text{ in}$ (Recubrimiento)
$h_w = 31.7 \text{ m}$ (Altura total de muro)	$n_{s1} = 8$ (Niveles de piso)	$h_1 = 5 \text{ m}$ (Altura de primer nivel)

3.2 Armado del alma del muro

$\phi_l = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varillas Longitudinales)	$\phi_t = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varillas Transversal)	$n_{\text{capas}} = 2$ (Numero de capas de acero)
$s_l = 12 \text{ in}$ (Separación de las varillas Longitudinales)	$s_t = 4 \text{ in}$ (Separación de las varillas Transversal)	

3.3 Dimensiones de los elementos de borde

Nota: - Si no se pretende realizar un armado con elemento de borde, en el peralte colocar dimension de 0.15 l_w , para futuras revisiones.

$b_l = 28 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde izquierdo)	$b_d = 28 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde derecho)
$h_l = 28 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde izquierdo)	$h_d = 28 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde derecho)

3.4 Armado longitudinal de los elementos de borde

$\phi_{li} = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde izquierdo)	$\phi_{ld} = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde derecho)
$n_{vli} = 16$ (Cantidad de varillas elemento de borde izquierdo)	$n_{vld} = 16$ (Cantidad de varillas elemento de borde derecho)

3.5 Estribos en la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stconfi} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos en la zona de confinamiento izquierda)	$\phi_{stconfd} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos en la zona de confinamiento derecha)
$s_{confi} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada izq)	$s_{confd} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada der)
$n_{confgi} = 4$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{confgd} = 4$ (Ramas de estribos "g" der)
$n_{confji} = 4$ (Ramas de estribos "j" izq)	$n_{confjd} = 4$ (Ramas de estribos "j" der)

3.6 Estribos fuera de la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stfi} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos fuera de la zona confinamiento izquierda)	$\phi_{stfd} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos fuera de la zona de confinamiento derecha)
$s_{stfi} = 6 \text{ in}$ (Sep. fuera de zona de confinada izq)	$s_{stfd} = 6 \text{ in}$ (Sep fuera de zona de confinada der)
$n_{stgi} = 4$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{stgd} = 4$ (Ramas de estribos "g" der)

$n_{stji} = 4$

(Ramas de estribos "j" izq)

 $n_{stjd} = 4$

(Ramas de estribos "j" der)

3.6 Características del muro $A_{cv} = 10696 \text{ in}^2$ (Área muro) $\alpha_c = 2$ (Coe. de concreto) $\rho_l = 0.0026$ (Cuantía long) $\rho_t = 0.0079$ (Cuantía trans)**4. Limitaciones de diseño.****4.1 Espesor mínimo de alma de muro** $h_{req} = 7.874 \text{ in}$ (Espesor mínimo) **if** ($h_w \geq h_{req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" (Cumple espesor mínimo de muro)**4.2 Armado de acero**

- Requisito de cuantía mínima

if ($\rho_t \geq \rho_{t_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"**if** ($\rho_t \geq \rho_{t_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de separación máxima

if ($s_{t_{max}} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"**if** ($s_{t_{max}} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de capas de refuerzo mínimo

if ($n_{capas} = n_{capas_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"**4.3 Armado de acero mínimo en borde de muros esbeltos**a) La cuantías de acero en una longitud $0.15 l_w$ del borde de compresión del muro debe de cumplir con lo siguiente. $\rho_{mín0.15} = 0.0077$ $A_{g0.15i} = 1604.4 \text{ in}^2$ (Área bruta de concreto en $0.15 l_w$ izquierdo) $A_{g0.15d} = 1604.4 \text{ in}^2$ (Área bruta de concreto en $0.15 l_w$ izquierdo) $A_{s0.15i} = 9.226 \text{ in}^2$ (Área de acero longitudinal en $0.15 l_w$ izquierdo) $A_{s0.15d} = 9.226 \text{ in}^2$ (Área de acero longitudinal en $0.15 l_w$ izquierdo) $\rho_{0.15i} = 0.0058$ (Cuantía en $0.15 l_w$ izquierdo) $\rho_{0.15d} = 0.0058$ (Cuantía en $0.15 l_w$ derecho)**if** ($\rho_{0.15i} \geq \rho_{mín0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Aumentar acer" **if** ($\rho_{0.15d} \geq \rho_{mín0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Aumentar a**5. Diagramas de interacción**

- Momento nominal debido a carga axial máxima

 $\phi M_{n_{max}} = 43238 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento nominal debido a carga axial mínima

 $\phi M_{n_{min}} = 36680 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento último debido a carga axial sísmica

 $M_{us} = 46788 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento máximo Probable

 $M_{pr} = 54714 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Profundidad del Eje Neutro

 $c = 23.7 \text{ in}$ **6. Diseño a corte (Artículo 11.3.3 ACI 318-19)****6.1 Factor de Sobre resistencia** $\Omega_n = 3.7591$ **6.2 Cons Modos Vibración** $n_s = 8.7362$ $\omega_n = 1.5912$ **6.3 Cortante Esperado** $V_e = 4350 \text{ kip}$ **6.4 Resistencia al cortante** $V_n = 6719.8901 \text{ kip}$ **6.5 Cortante por Mu** $V_u S = 5704.393 \text{ kip}$ **6.6 Límite de cortante** $V_{n_{max}} = 8285.086 \text{ kip}$ **if** ($V_{n_{max}} \geq V_e$, "Cumple", "Aum. sección de concreto") = "Cumple"**6.7 Factor de reducción de esfuerzo** $\phi_s = 0.75$ **if** ($\phi_s \cdot V_n \geq V_e$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(Cumple con el diseño por corte)

7. Elemento De Borde (Artículo 11.3.3 ACI 318-19)**7.1 Requerimiento de borde por ACI 318-19 Cap. 18.10.6.2**

a) Es necesario un Elemento especial de borde si se cumple que ACI 318-19 Cap 18.10.6.2 o Cap. 18.10.6.3

 $\delta_u = 6.2402 \text{ in}$ **if** ($\frac{1.5 \cdot \delta_u}{h_w} \geq \frac{l_w}{600 \cdot c}$, "Requiere SBE", "No Requiere SBE") = "No Requiere SBE"

b) Si un elemento de borde especial es requerido debe cumplir con (i) y (ii) o (iii)

i) $l_{SBE} = 382 \text{ in}$ ii) $SBE_{I1} = \text{"Cumple"}$ $SBE_{D1} = \text{"Cumple"}$ iii) $SBE_{I2} = \text{"Cumple"}$ $SBE_{D2} = \text{"Cumple"}$

7.2 Requerimiento de borde por ACTI 318-19 Cap. 18.10.6.3

$\sigma_{clim} = 1200 \text{ psi}$ (Esf. elem. borde) $e_u = 130.5381 \text{ in}$ (Exc. debido a cargas ultimas) $\sigma_u = 381.5773 \text{ psi}$ (Esf. compresion cargas ultimas)

if ($\sigma_u \geq \sigma_{clim}$, "Requiere elementos de borde", "N.A") = "N.A"

7.3 Requerimientos minimos de Elemento de Borde

$h_{SBD} = 11.85 \text{ in}$ if ($h_i \geq h_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" if ($h_d \geq h_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

$b_{SBD} = 12.3 \text{ in}$ if ($b_i \geq b_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" if ($b_d \geq b_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($\left(\frac{h_m}{l_w} \geq 2\right) \wedge \left(\frac{c}{l_w} \geq \frac{3}{8}\right)$, "Espesor minimo de 30 cm", "No aplica") = "No aplica"

$x_i = 7.25 \text{ in}$ (Sep. var. long. sop. lat.) $x_j = 7.25 \text{ in}$ (Sep. var. long. sop. lat.) $h_x = 7.25 \text{ in}$ (Sep. max. entre est.)

if ($h_x \leq 14 \text{ in}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" $s_{max} = 4.5 \text{ in}$

if ($(s_{confi} \leq s_{max}) \wedge (s_{confd} \leq s_{max})$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($\left(h_x \leq \frac{2}{3} \cdot b_i\right) \wedge \left(h_x \leq \frac{2}{3} \cdot b_d\right)$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($A_{shl} > A_{shlmin}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" (Acero de cortante minimo permitido en elemento de borde izquierdo)

if ($A_{shd} > A_{shdmin}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" (Acero de cortante minimo permitido en elemento de borde derecho)

$f'_c l_{losa} = 4500 \text{ psi}$ - El fc de la losa debe de ser 0.7fc del muro de concreto if ($0.7 \cdot f'_c < f'_c l_{losa}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

7.4 Requerimientos minimos de Elemento de Borde fuera de la zona critica

a) Si el acero en el elemento de borde supera la cuantia de 400/fy debera de cumplir con lo especificado con 18.10.6.4 de a hasta e.

if ($\rho_{bei} \geq \frac{400}{f_y} \cdot \text{psi}$, "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)", "N.A") = "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)"

if ($\rho_{bed} \geq \frac{400}{f_y} \cdot \text{psi}$, "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)", "N.A") = "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)"

$s_{sti} = 6 \text{ in}$ (Separacion de estribos fuera de zona critica en elemento de borde izquierdo) if ($s_{sti} \leq s_{maxfi}$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

$s_{std} = 6 \text{ in}$ (Separacion de estribos fuera de zona critica en elemento de borde derecho) if ($s_{std} \leq s_{maxfd}$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

MCRV-2 Y MCRV-7 NIVEL 5 AL 8

1. Propiedades de los materiales

- Resistencia del concreto	$f'_c = 5000 \text{ psi}$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal	$f_y = 60000 \text{ psi}$
- Factor para concreto de peso normal	$\lambda = 1$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo de estribos	$f_{yt} = 60000 \text{ psi}$
- Peso específico del concreto	$\gamma_c := 150 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$	- Módulo de elasticidad del acero	$E_s = 29000 \text{ ksi}$
- Módulo de elasticidad del concreto	$E_c = 4030.5087 \text{ ksi}$	- Factor del bloque de Whitney con el eje neutro	$\beta_1 = 0.8$

2. Cargas aplicadas (Valores obtenidos del Analisis estructural)

- Carga axial maxima	$P_{u,max} = 1132 \text{ kip}$	- Carga axial minima	$P_{u,min} = 573 \text{ kip}$	- Cortante ultimo	$V_u = 1181 \text{ kip}$
- Momento ultimo	$M_u = 9392 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	- Deformacion inelastica	$\delta_u = 6.2402 \text{ in}$	- Axial debido a sismica	$P_{uS} = 915 \text{ kip}$

3. Propiedades del muro

3.1 Dimensiones de muro

$l_w = 382 \text{ in}$ (Longitud del muro)	$h = 24 \text{ in}$ (Espesor de muro)	$r_w = 2 \text{ in}$ (Recubrimiento)
$h_w = 31.7 \text{ m}$ (Altura total de muro)	$n_{s1} = 8$ (Niveles de piso)	$h_1 = 5 \text{ m}$ (Altura de primer nivel)

3.2 Armado del alma del muro

$\phi_l = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varillas Longitudinales)	$\phi_t = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varillas Transversal)	$n_{capas} = 2$ (Numero de capas de acero)
$s_l = 12 \text{ in}$ (Separación de las varillas Longitudinales)	$s_t = 4 \text{ in}$ (Separación de las varillas Transversal)	

3.3 Dimensiones de los elementos de borde

Nota: - Si no se pretende realizar un armado con elemento de borde, en el peralte colocar dimension de 0.15 l_w , para futuras revisiones.

$b_i = 0 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde izquierdo)	$b_d = 0 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde derecho)
$h_i = 0 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde izquierdo)	$h_d = 0 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde derecho)

3.4 Armado longitudinal de los elementos de borde

$\phi_{li} = 8 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde izquierdo)	$\phi_{ld} = 8 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde derecho)
$n_{vli} = 16$ (Cantidad de varillas elemento de borde izquierdo)	$n_{vld} = 16$ (Cantidad de varillas elemento de borde derecho)

3.5 Estribos en la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stconfi} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos en la zona de confinamiento izquierda)	$\phi_{stconfd} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos en la zona de confinamiento derecha)
$s_{confi} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada izq)	$s_{confd} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada der)
$n_{confgi} = 4$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{confgd} = 4$ (Ramas de estribos "g" der)
$n_{confji} = 4$ (Ramas de estribos "j" izq)	$n_{confjd} = 4$ (Ramas de estribos "j" der)

3.6 Estribos fuera de la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stfi} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos fuera de la zona confinamiento izquierda)	$\phi_{stfd} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos fuera de la zona de confinamiento derecha)
$s_{stfi} = 6 \text{ in}$ (Sep. fuera de zona de confinada izq)	$s_{stfd} = 6 \text{ in}$ (Sep fuera de zona de confinada der)
$n_{stgi} = 4$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{stgd} = 4$ (Ramas de estribos "g" der)

$n_{stji} = 4$

(Ramas de estribos "j" izq)

$n_{stjd} = 4$

(Ramas de estribos "j" der)

3.6 Características del muro

$A_{cv} = 9168 \text{ in}^2$

(Área muro)

$\alpha_c = 2$

(Coe. de concreto)

$\rho_l = 0.0031$

(Cuantia long)

$\rho_t = 0.0092$

(Cuantia trans)

4. Limitaciones de diseño.

4.1 Espesor mínimo de alma de muro

$h_{req} = 7.874 \text{ in}$

(Espesor mínimo)

if ($h_w \geq h_{req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(Cumple espesor mínimo de muro)

4.2 Armado de acero

- Requisito de cuantía mínima

if ($\rho_t \geq \rho_{t_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"if ($\rho_t \geq \rho_{t_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de separación máxima

if ($s_{t_{max}} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"if ($s_{t_{max}} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de capas de refuerzo mínimo

if ($n_{capas} = n_{capas_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

4.3 Armado de acero mínimo en borde de muros esbeltos

a) La cuantías de acero en una longitud 0.15 lw del borde de compresión del muro debe de cumplir con lo siguiente.

$\rho_{mín0.15} = 0.0071$

$A_{g0.15i} = 1375.2 \text{ in}^2$

(Área bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{g0.15d} = 1375.2 \text{ in}^2$

(Área bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15i} = 16.7854 \text{ in}^2$

(Área de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15d} = 16.7854 \text{ in}^2$

(Área de acero longitudinal en 0.15 lw derecho)

$\rho_{0.15i} = 0.0122$

(Cuantia en 0.15 lw izquierdo)

$\rho_{0.15d} = 0.0122$

(Cuantia en 0.15 lw derecho)

if ($\rho_{0.15i} \geq \rho_{mín0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Cumple"if ($\rho_{0.15d} \geq \rho_{mín0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Cumple"

5. Diagramas de interacción

- Momento nominal debido a carga axial máxima

$\phi M_{n_{max}} = 36824 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento nominal debido a carga axial mínima

$\phi M_{n_{min}} = 35591 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento último debido a carga axial sísmica

$M_{uS} = 40000 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento máximo Probable

$M_{pr} = 46888 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Profundidad del Eje Neutro

$c = 30.22 \text{ in}$

6. Diseño a corte (Artículo 11.3.3 ACI 318-19)

6.1 Factor de Sobre resistencia

$\Omega_n = 4.9923$

6.2 Cons Modos Vibración

$n_s = 8.7362$

$\omega_n = 1.5912$

6.3 Cortante Esperado

$V_e = 3543 \text{ kip}$

6.4 Resistencia al cortante

$V_n = 6359.4239 \text{ kip}$

6.5 Cortante por Mu

$V_uS = 4876.8 \text{ kip}$

6.6 Límite de cortante

$V_{n_{max}} = 6482.755 \text{ kip}$

if ($V_{n_{max}} \geq V_e$, "Cumple", "Aum. sección de concreto") = "Cumple"

6.7 Factor de reducción de esfuerzo

$\phi_s = 0.75$

if ($\phi_s \cdot V_n \geq V_e$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(Cumple con el diseño por corte)

MCRV-3, MCRV-4, MCRV-5 Y MCRV-6 NIVEL 1 AL 4

1. Propiedades de los materiales

- Resistencia del concreto	$f'_c = 6000 \text{ psi}$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal	$f_y = 60000 \text{ psi}$
- Factor para concreto de peso normal	$\lambda = 1$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo de estribos	$f_{yt} = 60000 \text{ psi}$
- Peso específico del concreto	$\gamma_c := 150 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$	- Módulo de elasticidad del acero	$E_s = 29000 \text{ ksi}$
- Módulo de elasticidad del concreto	$E_c = 4415.201 \text{ ksi}$	- Factor del bloque de Whitney con el eje neutro	$\beta_1 = 0.75$

2. Cargas aplicadas (Valores obtenidos del Analisis estructural)

- Carga axial maxima	$P_u \text{max} = 2209 \text{ kip}$	- Carga axial minima	$P_u \text{min} = -518 \text{ kip}$	- Cortante ultimo	$V_u = 653 \text{ kip}$
- Momento ultimo	$M_u = 4566 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	- Deformacion inelastica	$\delta_u = 6.2402 \text{ in}$	- Axial debido a sismica	$P_u S = -128 \text{ kip}$

3. Propiedades del muro

3.1 Dimensiones de muro

$l_w = 168 \text{ in}$ (Longitud del muro)	$h = 28 \text{ in}$ (Espesor de muro)	$r_w = 2 \text{ in}$ (Recubrimiento)
$h_w = 31.7 \text{ m}$ (Altura total de muro)	$n_{s1} = 8$ (Niveles de piso)	$h_1 = 5 \text{ m}$ (Altura de primer nivel)

3.2 Armado del alma del muro

$\phi_l = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de las varillas Longitudinales)	$\phi_t = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de las varillas Transversal)	$n_{\text{capas}} = 2$ (Numero de capas de acero)
$s_l = 12 \text{ in}$ (Separación de las varillas Longitudinales)	$s_t = 4 \text{ in}$ (Separación de las varillas Transversal)	

3.3 Dimensiones de los elementos de borde

Nota: - Si no se pretende realizar un armado con elemento de borde, en el peralte colocar dimension de 0.15 l_w , para futuras revisiones.

$b_l = 28 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde izquierdo)	$b_d = 28 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde derecho)
$h_l = 28 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde izquierdo)	$h_d = 28 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde derecho)

3.4 Armado longitudinal de los elementos de borde

$\phi_{li} = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde izquierdo)	$\phi_{ld} = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde derecho)
$n_{vli} = 16$ (Cantidad de varillas elemento de borde izquierdo)	$n_{vld} = 16$ (Cantidad de varillas elemento de borde derecho)

3.5 Estribos en la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stconfi} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos en la zona de confinamiento izquierda)	$\phi_{stconfd} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos en la zona de confinamiento derecha)
$s_{confi} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada izq)	$s_{confd} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada der)
$n_{confgi} = 4$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{confgd} = 4$ (Ramas de estribos "g" der)
$n_{confji} = 4$ (Ramas de estribos "j" izq)	$n_{confjd} = 4$ (Ramas de estribos "j" der)

3.6 Estribos fuera de la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stfi} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos fuera de la zona confinamiento izquierda)	$\phi_{stfd} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos fuera de la zona de confinamiento derecha)
$s_{stfi} = 6 \text{ in}$ (Sep. fuera de zona de confinada izq)	$s_{stfd} = 6 \text{ in}$ (Sep fuera de zona de confinada der)
$n_{stgi} = 4$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{stgd} = 4$ (Ramas de estribos "g" der)

$n_{stji} = 4$

(Ramas de estribos "j" izq)

$n_{stjd} = 4$

(Ramas de estribos "j" der)

3.6 Características del muro

$A_{cv} = 4704 \text{ in}^2$

(Área muro)

$\alpha_c = 2$

(Coe. de concreto)

$\rho_l = 0.0026$

(Cuantia long)

$\rho_t = 0.0079$

(Cuantia trans)

4. Limitaciones de diseño.

4.1 Espesor mínimo de alma de muro

$h_{req} = 7.874 \text{ in}$

(Espesor mínimo)

if ($h_w \geq h_{req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(Cumple espesor mínimo de muro)

4.2 Armado de acero

- Requisito de cuantía mínima

if ($\rho_t \geq \rho_{t,req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"if ($\rho_t \geq \rho_{t,req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de separación máxima

if ($s_{t,max} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"if ($s_{t,max} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de capas de refuerzo mínimo

if ($n_{capas} = n_{capas,req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

4.3 Armado de acero mínimo en borde de muros esbeltos

a) La cuantías de acero en una longitud 0.15 lw del borde de compresión del muro debe de cumplir con lo siguiente.

$\rho_{min0.15} = 0.0077$

$A_{g0.15i} = 705.6 \text{ in}^2$

(Área bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{g0.15d} = 705.6 \text{ in}^2$

(Área bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15i} = 6.3617 \text{ in}^2$

(Área de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15d} = 6.3617 \text{ in}^2$

(Área de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)

$\rho_{0.15i} = 0.009$

(Cuantia en 0.15 lw izquierdo)

$\rho_{0.15d} = 0.009$

(Cuantia en 0.15 lw derecho)

if ($\rho_{0.15i} \geq \rho_{min0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Cumple"if ($\rho_{0.15d} \geq \rho_{min0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Cumple"

5. Diagramas de interacción

- Momento nominal debido a carga axial máxima

$\phi M_{n,max} = 19047 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento nominal debido a carga axial mínima

$\phi M_{n,min} = 5427 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento último debido a carga axial sísmica

$M_u S = 8098 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento máximo Probable

$M_{pr} = 23030 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Profundidad del Eje Neutro

$c = 25.86 \text{ in}$

6. Diseño a corte (Artículo 11.3.3 ACI 318-19)

6.1 Factor de Sobre resistencia

$\Omega_n = 5.0438$

6.2 Cons Modos Vibración

$n_s = 8.7362$

$\omega_n = 1.5912$

6.3 Cortante Esperado

$V_e = 1959 \text{ kip}$

6.4 Resistencia al cortante

$V_n = 2955.3443 \text{ kip}$

6.5 Cortante por Mu

$V_u S = 987.3082 \text{ kip}$

6.6 Límite de cortante

$V_{n,max} = 3643.7027 \text{ kip}$

if ($V_{n,max} \geq V_e$, "Cumple", "Aum. sección de concreto") = "Cumple"

6.7 Factor de reducción de esfuerzo

$\phi_s = 0.75$

if ($\phi_s \cdot V_n \geq V_e$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(Cumple con el diseño por corte)

7. Elemento De Borde (Artículo 11.3.3 ACI 318-19)

7.1 Requerimiento de borde por ACI 318-19 Cap. 18.10.6.2

a) Es necesario un Elemento especial de borde si se cumple que ACI 318-19 Cap 18.10.6.2 o Cap. 18.10.6.3

$\delta_u = 6.2402 \text{ in}$ if $\left(\frac{1.5 \cdot \delta_u}{h_w} \geq \frac{l_w}{600 \cdot c} \right)$, "Requiere SBE", "No Requiere SBE" = "No Requiere SBE"

b) Si un elemento de borde especial es requerido debe cumplir con (i) y (ii) o (iii)

i) $l_{SBE} = 168 \text{ in}$

ii) $SBE_{I1} = \text{"Cumple"}$

$SBE_{D1} = \text{"Cumple"}$

iii) $SBE_{I2} = \text{"Cumple"}$

$SBE_{D2} = \text{"Cumple"}$

7.2 Requerimiento de borde por ACTI 318-19 Cap. 18.10.6.3

$\sigma_{clim} = 1200 \text{ psi}$ (Esf. elem. borde) $e_u = -428.0625 \text{ in}$ (Exc. debido a cargas ultimas) $\sigma_u = 388.7877 \text{ psi}$ (Esf. compresion cargas ultimas)

if ($\sigma_u \geq \sigma_{clim}$, "Requiere elementos de borde", "N.A") = "N.A"

7.3 Requerimientos minimos de Elemento de Borde

$h_{SBD} = 12.93 \text{ in}$ if ($h_i \geq h_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" if ($h_d \geq h_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

$b_{SBD} = 12.3 \text{ in}$ if ($b_i \geq b_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" if ($b_d \geq b_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($\left(\frac{h_w}{l_w} \geq 2\right) \wedge \left(\frac{c}{l_w} \geq \frac{3}{8}\right)$, "Espesor minimo de 30 cm", "No aplica") = "No aplica"

$x_i = 7.25 \text{ in}$ (Sep. var. long. sop. lat.) $x_j = 7.25 \text{ in}$ (Sep. var. long. sop. lat.) $h_x = 7.25 \text{ in}$ (Sep. max. entre est.)

if ($h_x \leq 14 \text{ in}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" $s_{max} = 4.5 \text{ in}$

if ($(s_{confi} \leq s_{max}) \wedge (s_{confd} \leq s_{max})$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($\left(h_x \leq \frac{2}{3} \cdot b_i\right) \wedge \left(h_x \leq \frac{2}{3} \cdot b_d\right)$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($A_{shl} > A_{shmini}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" (Acero de cortante minimo permitido en elemento de borde izquierdo)

if ($A_{shd} > A_{shmind}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" (Acero de cortante minimo permitido en elemento de borde derecho)

$f'_c losa = 4500 \text{ psi}$ - El fc de la losa debe de ser 0.7fc del muro de concreto if ($0.7 \cdot f'_c < f'_c losa$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

7.4 Requerimientos minimos de Elemento de Borde fuera de la zona critica

a) Si el acero en el elemento de borde supera la cuantia de 400/fy debera de cumplir con lo especificado con 18.10.6.4 de a hasta e.

if ($\rho_{bei} \geq \frac{400}{f_y} \cdot \text{psi}$, "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)", "N.A") = "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)"

if ($\rho_{bed} \geq \frac{400}{f_y} \cdot \text{psi}$, "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)", "N.A") = "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)"

$s_{sti} = 6 \text{ in}$ (Separacion de estribos fuera de zona critica en elemento de borde izquierdo) if ($s_{sti} \leq s_{maxfi}$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

$s_{std} = 6 \text{ in}$ (Separacion de estribos fuera de zona critica en elemento de borde derecho) if ($s_{std} \leq s_{maxfd}$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

MCRV-3, MCRV-4, MCRV-5 Y MCRV-6 NIVEL 4 AL 5

1. Propiedades de los materiales

- Resistencia del concreto	$f'_c = 6000 \text{ psi}$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal	$f_y = 60000 \text{ psi}$
- Factor para concreto de peso normal	$\lambda = 1$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo de estribos	$f_{yt} = 60000 \text{ psi}$
- Peso específico del concreto	$\gamma_c := 150 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$	- Módulo de elasticidad del acero	$E_s = 29000 \text{ ksi}$
- Módulo de elasticidad del concreto	$E_c = 4415.201 \text{ ksi}$	- Factor del bloque de Whitney con el eje neutro	$\beta_1 = 0.75$

2. Cargas aplicadas (Valores obtenidos del Analisis estructural)

- Carga axial maxima	$P_u \text{max} = 1140 \text{ kip}$	- Carga axial minima	$P_u \text{min} = -137 \text{ kip}$	- Cortante ultimo	$V_u = 468 \text{ kip}$
- Momento ultimo	$M_u = 2318 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	- Deformacion inelastica	$\delta_u = 6.2402 \text{ in}$	- Axial debido a sismica	$P_u S = -60 \text{ kip}$

3. Propiedades del muro

3.1 Dimensiones de muro

$l_w = 168 \text{ in}$ (Longitud del muro)	$h = 28 \text{ in}$ (Espesor de muro)	$r_w = 2 \text{ in}$ (Recubrimiento)
$h_w = 31.7 \text{ m}$ (Altura total de muro)	$n_{s1} = 8$ (Niveles de piso)	$h_1 = 5 \text{ m}$ (Altura de primer nivel)

3.2 Armado del alma del muro

$\phi_l = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de las varillas Longitudinales)	$\phi_t = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de las varillas Transversal)	$n_{capas} = 2$ (Numero de capas de acero)
$s_l = 12 \text{ in}$ (Separación de las varillas Longitudinales)	$s_t = 6 \text{ in}$ (Separación de las varillas Transversal)	

3.3 Dimensiones de los elementos de borde

Nota: - Si no se pretende realizar un armado con elemento de borde, en el peralte colocar dimension de 0.15 l_w , para futuras revisiones.

$b_l = 28 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde izquierdo)	$b_d = 28 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde derecho)
$h_l = 28 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde izquierdo)	$h_d = 28 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde derecho)

3.4 Armado longitudinal de los elementos de borde

$\phi_{li} = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde izquierdo)	$\phi_{ld} = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde derecho)
$n_{vli} = 16$ (Cantidad de varillas elemento de borde izquierdo)	$n_{vld} = 16$ (Cantidad de varillas elemento de borde derecho)

3.5 Estribos en la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stconfi} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos en la zona de confinamiento izquierda)	$\phi_{stconfd} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos en la zona de confinamiento derecha)
$s_{confi} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada izq)	$s_{confd} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada der)
$n_{confgi} = 4$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{confgd} = 4$ (Ramas de estribos "g" der)
$n_{confji} = 4$ (Ramas de estribos "j" izq)	$n_{confjd} = 4$ (Ramas de estribos "j" der)

3.6 Estribos fuera de la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stfi} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos fuera de la zona confinamiento izquierda)	$\phi_{stfd} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos fuera de la zona de confinamiento derecha)
$s_{stfi} = 6 \text{ in}$ (Sep. fuera de zona de confinada izq)	$s_{stfd} = 6 \text{ in}$ (Sep fuera de zona de confinada der)
$n_{stgi} = 4$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{stgd} = 4$ (Ramas de estribos "g" der)

$n_{stji} = 4$

(Ramas de estribos "j" izq)

$n_{stjd} = 4$

(Ramas de estribos "j" der)

3.6 Características del muro

$A_{cv} = 4704 \text{ in}^2$

(Área muro)

$\alpha_c = 2$

(Coe. de concreto)

$\rho_l = 0.0026$

(Cuantia long)

$\rho_t = 0.0053$

(Cuantia trans)

4. Limitaciones de diseño.

4.1 Espesor mínimo de alma de muro

$h_{req} = 7.874 \text{ in}$

(Espesor mínimo)

if ($h_w \geq h_{req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(Cumple espesor mínimo de muro)

4.2 Armado de acero

- Requisito de cuantía mínima

if ($\rho_t \geq \rho_{t_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"if ($\rho_t \geq \rho_{t_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de separación máxima

if ($s_{t_{max}} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"if ($s_{t_{max}} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de capas de refuerzo mínimo

if ($n_{capas} = n_{capas_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

4.3 Armado de acero mínimo en borde de muros esbeltos

a) La cuantías de acero en una longitud 0.15 lw del borde de compresión del muro debe de cumplir con lo siguiente.

$\rho_{min0.15} = 0.0077$

$A_{g0.15i} = 705.6 \text{ in}^2$

(Área bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{g0.15d} = 705.6 \text{ in}^2$

(Área bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15i} = 6.3617 \text{ in}^2$

(Área de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15d} = 6.3617 \text{ in}^2$

(Área de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)

$\rho_{0.15i} = 0.009$

(Cuantia en 0.15 lw izquierdo)

$\rho_{0.15d} = 0.009$

(Cuantia en 0.15 lw derecho)

if ($\rho_{0.15i} \geq \rho_{min0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Cumple"if ($\rho_{0.15d} \geq \rho_{min0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Cumple"

5. Diagramas de interacción

- Momento nominal debido a carga axial máxima

$\phi M_{n_{max}} = 13986 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento nominal debido a carga axial mínima

$\phi M_{n_{min}} = 7504 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento último debido a carga axial sísmica

$M_u S = 8759 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento máximo Probable

$M_{pr} = 17520 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Profundidad del Eje Neutro

$c = 18 \text{ in}$

6. Diseño a corte (Artículo 11.3.3 ACI 318-19)

6.1 Factor de Sobre resistencia

$\Omega_n = 7.5582$

6.2 Cons Modos Vibración

$n_s = 8.7362$

$\omega_n = 1.5912$

6.3 Cortante Esperado

$V_e = 1404 \text{ kip}$

6.4 Resistencia al cortante

$V_n = 2213.1431 \text{ kip}$

6.5 Cortante por Mu

$V_u S = 1067.8973 \text{ kip}$

6.6 Límite de cortante

$V_{n_{max}} = 3643.7027 \text{ kip}$

if ($V_{n_{max}} \geq V_e$, "Cumple", "Aum. sección de concreto") = "Cumple"

6.7 Factor de reducción de esfuerzo

$\phi_s = 0.75$

if ($\phi_s \cdot V_n \geq V_e$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(Cumple con el diseño por corte)

7. Elemento De Borde (Artículo 11.3.3 ACI 318-19)

7.1 Requerimiento de borde por ACI 318-19 Cap. 18.10.6.2

a) Es necesario un Elemento especial de borde si se cumple que ACI 318-19 Cap 18.10.6.2 o Cap. 18.10.6.3

$\delta_u = 6.2402 \text{ in}$

if ($\frac{1.5 \cdot \delta_u}{h_w} \geq \frac{l_w}{600 \cdot c}$, "Requiere SBE", "No Requiere SBE") = "No Requiere SBE"

b) Si un elemento de borde especial es requerido debe cumplir con (i) y (ii) o (iii)

i) $l_{SBE} = 168 \text{ in}$

ii) $SBE_{I1} = \text{"Cumple"}$

$SBE_{D1} = \text{"Cumple"}$

iii) $SBE_{I2} = \text{"Cumple"}$

$SBE_{D2} = \text{"Cumple"}$

7.2 Requerimiento de borde por ACT 318-19 Cap. 18.10.6.3

$\sigma_{clim} = 1200 \text{ psi}$ (Esf. elem. borde) $e_u = -463.6 \text{ in}$ (Exc. debido a cargas ultimas) $\sigma_u = 198.4329 \text{ psi}$ (Esf. compresion cargas ultimas)

if ($\sigma_u \geq \sigma_{clim}$, "Requiere elementos de borde", "N.A") = "N.A"

7.3 Requerimientos minimos de Elemento de Borde

$h_{SBD} = 9 \text{ in}$ if ($h_i \geq h_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" if ($h_d \geq h_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

$b_{SBD} = 12.3 \text{ in}$ if ($b_i \geq b_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" if ($b_d \geq b_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($\left(\frac{h_m}{l_w} \geq 2\right) \wedge \left(\frac{c}{l_w} \geq \frac{3}{8}\right)$, "Espesor minimo de 30 cm", "No aplica") = "No aplica"

$x_i = 7.25 \text{ in}$ (Sep. var. long. sop. lat.) $x_j = 7.25 \text{ in}$ (Sep. var. long. sop. lat.) $h_x = 7.25 \text{ in}$ (Sep. max. entre est.)

if ($h_x \leq 14 \text{ in}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" $s_{max} = 4.5 \text{ in}$

if ($(s_{confi} \leq s_{max}) \wedge (s_{confd} \leq s_{max})$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($\left(h_x \leq \frac{2}{3} \cdot b_i\right) \wedge \left(h_x \leq \frac{2}{3} \cdot b_d\right)$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($A_{shd} > A_{shmini}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" (Acero de cortante minimo permitido en elemento de borde izquierdo)

if ($A_{shd} > A_{shmaxd}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" (Acero de cortante minimo permitido en elemento de borde derecho)

$f'_c l_{losa} = 4500 \text{ psi}$ - El fc de la losa debe de ser 0.7fc del muro de concreto if ($0.7 \cdot f'_c < f'_c l_{losa}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

7.4 Requerimientos minimos de Elemento de Borde fuera de la zona critica

a) Si el acero en el elemento de borde supera la cuantia de 400/fy debera de cumplir con lo especificado con 18.10.6.4 de a hasta e.

if ($\rho_{bei} \geq \frac{400}{f_y} \cdot \text{psi}$, "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)", "N.A") = "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)"

if ($\rho_{bed} \geq \frac{400}{f_y} \cdot \text{psi}$, "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)", "N.A") = "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)"

$s_{sti} = 6 \text{ in}$ (Separacion de estribos fuera de zona critica en elemento de borde izquierdo) if ($s_{sti} \leq s_{maxfi}$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

$s_{std} = 6 \text{ in}$ (Separacion de estribos fuera de zona critica en elemento de borde derecho) if ($s_{std} \leq s_{maxfd}$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

MCRV-3, MCRV-4, MCRV-5 Y MCRV-6 NIVEL 5 AL 8

1. Propiedades de los materiales

- Resistencia del concreto	$f'_c = 5000 \text{ psi}$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal	$f_y = 60000 \text{ psi}$
- Factor para concreto de peso normal	$\lambda = 1$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo de estribos	$f_{yt} = 60000 \text{ psi}$
- Peso específico del concreto	$\gamma_c := 150 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$	- Módulo de elasticidad del acero	$E_s = 29000 \text{ ksi}$
- Módulo de elasticidad del concreto	$E_c = 4030.5087 \text{ ksi}$	- Factor del bloque de Whitney con el eje neutro	$\beta_1 = 0.8$

2. Cargas aplicadas (Valores obtenidos del Analisis estructural)

- Carga axial maxima	$P_u \text{max} = 797 \text{ kip}$	- Carga axial minima	$P_u \text{min} = -33 \text{ kip}$	- Cortante ultimo	$V_u = 388 \text{ kip}$
- Momento ultimo	$M_u = 1718 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	- Deformacion inelastica	$\delta_u = 6.2402 \text{ in}$	- Axial debido a sismica	$P_u S = 137 \text{ kip}$

3. Propiedades del muro

3.1 Dimensiones de muro

$l_w = 168 \text{ in}$ (Longitud del muro)	$h = 24 \text{ in}$ (Espesor de muro)	$r_w = 2 \text{ in}$ (Recubrimiento)
$h_w = 31.7 \text{ m}$ (Altura total de muro)	$n_{s1} = 8$ (Niveles de piso)	$h_1 = 5 \text{ m}$ (Altura de primer nivel)

3.2 Armado del alma del muro

$\phi_l = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varillas Longitudinales)	$\phi_t = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varillas Transversal)	$n_{capas} = 2$ (Numero de capas de acero)
$s_l = 12 \text{ in}$ (Separación de las varillas Longitudinales)	$s_t = 6 \text{ in}$ (Separación de las varillas Transversal)	

3.3 Dimensiones de los elementos de borde

Nota: - Si no se pretende realizar un armado con elemento de borde, en el peralte colocar dimension de 0.15 l_w , para futuras revisiones.

$b_i = 0 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde izquierdo)	$b_d = 0 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde derecho)
$h_i = 0 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde izquierdo)	$h_d = 0 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde derecho)

3.4 Armado longitudinal de los elementos de borde

$\phi_{li} = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde izquierdo)	$\phi_{ld} = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde derecho)
$n_{vli} = 16$ (Cantidad de varillas elemento de borde izquierdo)	$n_{vld} = 16$ (Cantidad de varillas elemento de borde derecho)

3.5 Estribos en la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stconfi} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos en la zona de confinamiento izquierda)	$\phi_{stconfd} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos en la zona de confinamiento derecha)
$s_{confi} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada izq)	$s_{confd} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada der)
$n_{confgi} = 4$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{confgd} = 4$ (Ramas de estribos "g" der)
$n_{confji} = 4$ (Ramas de estribos "j" izq)	$n_{confjd} = 4$ (Ramas de estribos "j" der)

3.6 Estribos fuera de la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stfi} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos fuera de la zona confinamiento izquierda)	$\phi_{stfd} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos fuera de la zona de confinamiento derecha)
$s_{stfi} = 6 \text{ in}$ (Sep. fuera de zona de confinada izq)	$s_{stfd} = 6 \text{ in}$ (Sep fuera de zona de confinada der)
$n_{stgi} = 4$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{stgd} = 4$ (Ramas de estribos "g" der)

$n_{stji} = 4$

(Ramas de estribos "j" izq)

$n_{stjd} = 4$

(Ramas de estribos "j" der)

3.6 Características del muro

$A_{cv} = 4032 \text{ in}^2$

(Área muro)

$\alpha_c = 2$

(Coe. de concreto)

$\rho_l = 0.0031$

(Cuantia long)

$\rho_t = 0.0061$

(Cuantia trans)

4. Limitaciones de diseño.

4.1 Espesor mínimo de alma de muro

$h_{req} = 7.874 \text{ in}$

(Espesor mínimo)

if ($h_w \geq h_{req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(Cumple espesor mínimo de muro)

4.2 Armado de acero

- Requisito de cuantía mínima

if ($\rho_t \geq \rho_{t,req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"if ($\rho_t \geq \rho_{t,req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de separación máxima

if ($s_{t,max} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"if ($s_{t,max} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de capas de refuerzo mínimo

if ($n_{capas} = n_{capas,req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

4.3 Armado de acero mínimo en borde de muros esbeltos

a) La cuantías de acero en una longitud 0.15 lw del borde de compresión del muro debe de cumplir con lo siguiente.

$\rho_{min0.15} = 0.0071$

$A_{g0.15i} = 604.8 \text{ in}^2$

(Área bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{g0.15d} = 604.8 \text{ in}^2$

(Área bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15i} = 8.9241 \text{ in}^2$

(Área de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15d} = 8.9241 \text{ in}^2$

(Área de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)

$\rho_{0.15i} = 0.0148$

(Cuantia en 0.15 lw izquierdo)

$\rho_{0.15d} = 0.0148$

(Cuantia en 0.15 lw derecho)

if ($\rho_{0.15i} \geq \rho_{min0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Cumple"if ($\rho_{0.15d} \geq \rho_{min0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Cumple"

5. Diagramas de interacción

- Momento nominal debido a carga axial máxima

$\phi M_{n,max} = 8867.6 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento nominal debido a carga axial mínima

$\phi M_{n,min} = 4644 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento último debido a carga axial sísmica

$M_{uS} = 6062 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento máximo Probable

$M_{pr} = 11004 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Profundidad del Eje Neutro

$c = 16.71 \text{ in}$

6. Diseño a corte (Artículo 11.3.3 ACI 318-19)

6.1 Factor de Sobre resistencia

$\Omega_n = 6.4051$

6.2 Cons Modos Vibración

$n_s = 8.7362$

$\omega_n = 1.5912$

6.3 Cortante Esperado

$V_e = 1164 \text{ kip}$

6.4 Resistencia al cortante

$V_n = 2054.6134 \text{ kip}$

6.5 Cortante por Mu

$V_u S = 739.079 \text{ kip}$

6.6 Límite de cortante

$V_{n,max} = 2851.0545 \text{ kip}$

if ($V_{n,max} \geq V_e$, "Cumple", "Aum. sección de concreto") = "Cumple"

6.7 Factor de reducción de esfuerzo

$\phi_s = 0.75$

if ($\phi_s \cdot V_n \geq V_e$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(Cumple con el diseño por corte)

MCRL-1, MCRL-2, MCRL-3 Y MCRL-4 NIVEL 1 AL 4

1. Propiedades de los materiales

- Resistencia del concreto	$f'_c = 6000 \text{ psi}$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal	$f_y = 60000 \text{ psi}$
- Factor para concreto de peso normal	$\lambda = 1$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo de estribos	$f_{yt} = 60000 \text{ psi}$
- Peso específico del concreto	$\gamma_c := 150 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$	- Módulo de elasticidad del acero	$E_s = 29000 \text{ ksi}$
- Módulo de elasticidad del concreto	$E_c = 4415.201 \text{ ksi}$	- Factor del bloque de Whitney con el eje neutro	$\beta_1 = 0.75$

2. Cargas aplicadas (Valores obtenidos del Analisis estructural)

- Carga axial maxima	$P_u \text{max} = 2872 \text{ kip}$	- Carga axial minima	$P_u \text{min} = -178 \text{ kip}$	- Cortante ultimo	$V_u = 1185 \text{ kip}$
- Momento ultimo	$M_u = 11315 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	- Deformacion inelastica	$\delta_u = 6.2402 \text{ in}$	- Axial debido a sismica	$P_u S = 363 \text{ kip}$

3. Propiedades del muro

3.1 Dimensiones de muro

$l_w = 262 \text{ in}$ (Longitud del muro)	$h = 28 \text{ in}$ (Espesor de muro)	$r_w = 2 \text{ in}$ (Recubrimiento)
$h_w = 31.7 \text{ m}$ (Altura total de muro)	$n_{s1} = 8$ (Niveles de piso)	$h_1 = 5 \text{ m}$ (Altura de primer nivel)

3.2 Armado del alma del muro

$\phi_l = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varillas Longitudinales)	$\phi_t = 7 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varillas Transversal)	$n_{\text{capas}} = 2$ (Numero de capas de acero)
$s_l = 12 \text{ in}$ (Separación de las varillas Longitudinales)	$s_t = 4 \text{ in}$ (Separación de las varillas Transversal)	

3.3 Dimensiones de los elementos de borde

Nota: - Si no se pretende realizar un armado con elemento de borde, en el peralte colocar dimension de 0.15 l_w , para futuras revisiones.

$b_l = 28 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde izquierdo)	$b_d = 28 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde derecho)
$h_l = 28 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde izquierdo)	$h_d = 28 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde derecho)

3.4 Armado longitudinal de los elementos de borde

$\phi_{li} = 8 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemeno de borde izquierdo)	$\phi_{ld} = 8 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemeno de borde derecho)
$n_{vli} = 16$ (Cantidad de varillas elemeno de borde izquierdo)	$n_{vld} = 16$ (Cantidad de varillas elemeno de borde derecho)

3.5 Estribos en la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stconfi} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos en la zona de confinamiento izquierda)	$\phi_{stconfd} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos en la zona de confinamiento derecha)
$s_{confi} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada izq)	$s_{confd} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada der)
$n_{confgi} = 4$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{confgd} = 4$ (Ramas de estribos "g" der)
$n_{confji} = 4$ (Ramas de estribos "j" izq)	$n_{confjd} = 4$ (Ramas de estribos "j" der)

3.6 Estribos fuera de la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stfi} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos fuera de la zona confinamiento izquierda)	$\phi_{stfd} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos fuera de la zona de confinamiento derecha)
$s_{stfi} = 6 \text{ in}$ (Sep. fuera de zona de confinada izq)	$s_{stfd} = 6 \text{ in}$ (Sep fuera de zona de confinada der)
$n_{stgi} = 4$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{stgd} = 4$ (Ramas de estribos "g" der)

$n_{stji} = 4$

(Ramas de estribos "j" izq)

$n_{stjd} = 4$

(Ramas de estribos "j" der)

3.6 Características del muro

$A_{cv} = 7336 \text{ in}^2$

(Área muro)

$\alpha_c = 2$

(Coe. de concreto)

$\rho_l = 0.0026$

(Cuantia long)

$\rho_t = 0.0107$

(Cuantia trans)

4. Limitaciones de diseño.

4.1 Espesor mínimo de alma de muro

$h_{req} = 7.874 \text{ in}$

(Espesor mínimo)

if ($h_w \geq h_{req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(Cumple espesor mínimo de muro)

4.2 Armado de acero

- Requisito de cuantía mínima

if ($\rho_t \geq \rho_{t_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"if ($\rho_t \geq \rho_{t_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de separación máxima

if ($s_{t_{max}} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"if ($s_{t_{max}} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de capas de refuerzo mínimo

if ($n_{capas} = n_{capas_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

4.3 Armado de acero mínimo en borde de muros esbeltos

a) La cuantías de acero en una longitud 0.15 lw del borde de compresión del muro debe de cumplir con lo siguiente.

$\rho_{min0.15} = 0.0077$

$A_{g0.15i} = 1100.4 \text{ in}^2$

(Área bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{g0.15d} = 1100.4 \text{ in}^2$

(Área bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15i} = 13.3984 \text{ in}^2$

(Área de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15d} = 13.3984 \text{ in}^2$

(Área de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)

$\rho_{0.15i} = 0.0122$

(Cuantia en 0.15 lw izquierdo)

$\rho_{0.15d} = 0.0122$

(Cuantia en 0.15 lw derecho)

if ($\rho_{0.15i} \geq \rho_{min0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Cumple"if ($\rho_{0.15d} \geq \rho_{min0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Cumple"

5. Diagramas de interacción

- Momento nominal debido a carga axial máxima

$\phi M_{n_{max}} = 47302 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento nominal debido a carga axial mínima

$\phi M_{n_{min}} = 20312 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento último debido a carga axial sísmica

$M_u S = 27758 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento máximo Probable

$M_{pr} = 58060 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Profundidad del Eje Neutro

$c = 37.08 \text{ in}$

6. Diseño a corte (Artículo 11.3.3 ACI 318-19)

6.1 Factor de Sobre resistencia

$\Omega_n = 5.1312$

6.2 Cons Modos Vibración

$n_s = 8.7362$

$\omega_n = 1.5912$

6.3 Cortante Esperado

$V_e = 3555 \text{ kip}$

6.4 Resistencia al cortante

$V_n = 5862.8671 \text{ kip}$

6.5 Cortante por Mu

$V_u S = 3384.2554 \text{ kip}$

6.6 Limite de cortante

$V_{n_{max}} = 5682.4412 \text{ kip}$

if ($V_{n_{max}} \geq V_e$, "Cumple", "Aum. seccion de concreto") = "Cumple"

6.7 Factor de reducción de esfuerzo

$\phi_s = 0.75$

if ($\phi_s \cdot V_n \geq V_e$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(Cumple con el diseño por corte)

7. Elemento De Borde (Artículo 11.3.3 ACI 318-19)

7.1 Requerimiento de borde por ACI 318-19 Cap. 18.10.6.2

a) Es necesario un Elemento especial de borde si se cumple que ACI 318-19 Cap 18.10.6.2 o Cap. 18.10.6.3

$\delta_u = 6.2402 \text{ in}$

if ($\frac{1.5 \cdot \delta_u}{h_w} \geq \frac{l_w}{600 \cdot c}$, "Requiere SBE", "No Requiere SBE") = "No Requiere SBE"

b) Si un elemento de borde especial es requerido debe cumplir con (i) y (ii) o (iii)

i) $l_{SBE} = 262 \text{ in}$

ii) $SBE_{I1} = \text{"Cumple"}$

$SBE_{D1} = \text{"Cumple"}$

iii) $SBE_{I2} = \text{"Cumple"}$

$SBE_{D2} = \text{"Cumple"}$

7.2 Requerimiento de borde por ACT 318-19 Cap. 18.10.6.3

$\sigma_{clim} = 1200 \text{ psi}$ (Esf. elem. borde) $e_u = 374.0496 \text{ in}$ (Exc. debido a cargas ultimas) $\sigma_u = 473.3459 \text{ psi}$ (Esf. compresion cargas ultimas)

if ($\sigma_u \geq \sigma_{clim}$, "Requiere elementos de borde", "N.A") = "N.A"

7.3 Requerimientos minimos de Elemento de Borde

$h_{SBD} = 18.54 \text{ in}$ if ($h_i \geq h_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" if ($h_d \geq h_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

$b_{SBD} = 12.3 \text{ in}$ if ($b_i \geq b_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" if ($b_d \geq b_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($\left(\frac{h_m}{l_w} \geq 2\right) \wedge \left(\frac{c}{l_w} \geq \frac{3}{8}\right)$, "Espesor minimo de 30 cm", "No aplica") = "No aplica"

$x_i = 7.25 \text{ in}$ (Sep. var. long. sop. lat.) $x_j = 7.25 \text{ in}$ (Sep. var. long. sop. lat.) $h_x = 7.25 \text{ in}$ (Sep. max. entre est.)

if ($h_x \leq 14 \text{ in}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" $s_{max} = 4.5 \text{ in}$

if ($(s_{confi} \leq s_{max}) \wedge (s_{confd} \leq s_{max})$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($\left(h_x \leq \frac{2}{3} \cdot b_i\right) \wedge \left(h_x \leq \frac{2}{3} \cdot b_d\right)$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($A_{shl} > A_{shlmin}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" (Acero de cortante minimo permitido en elemento de borde izquierdo)

if ($A_{shd} > A_{shdmin}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" (Acero de cortante minimo permitido en elemento de borde derecho)

$f'_c losa = 4500 \text{ psi}$ - El fc de la losa debe de ser 0.7fc del muro de concreto if ($0.7 \cdot f'_c < f'_c losa$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

7.4 Requerimientos minimos de Elemento de Borde fuera de la zona critica

a) Si el acero en el elemento de borde supera la cuantia de 400/fy debera de cumplir con lo especificado con 18.10.6.4 de a hasta e.

if ($\rho_{bei} \geq \frac{400}{f_y} \cdot \text{psi}$, "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)", "N.A") = "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)"

if ($\rho_{bed} \geq \frac{400}{f_y} \cdot \text{psi}$, "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)", "N.A") = "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)"

$s_{sti} = 6 \text{ in}$ (Separacion de estribos fuera de zona critica en elemento de borde izquierdo) if ($s_{sti} \leq s_{maxfi}$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

$s_{std} = 6 \text{ in}$ (Separacion de estribos fuera de zona critica en elemento de borde derecho) if ($s_{std} \leq s_{maxfd}$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

MCRL-1, MCRL-2, MCRL-3 Y MCRL-4 NIVEL 4 AL 5

1. Propiedades de los materiales

- Resistencia del concreto	$f'_c = 6000 \text{ psi}$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal	$f_y = 60000 \text{ psi}$
- Factor para concreto de peso normal	$\lambda = 1$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo de estribos	$f_{yt} = 60000 \text{ psi}$
- Peso específico del concreto	$\gamma_c := 150 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$	- Módulo de elasticidad del acero	$E_s = 29000 \text{ ksi}$
- Módulo de elasticidad del concreto	$E_c = 4415.201 \text{ ksi}$	- Factor del bloque de Whitney con el eje neutro	$\beta_1 = 0.75$

2. Cargas aplicadas (Valores obtenidos del Analisis estructural)

- Carga axial maxima	$P_u \text{max} = 1553 \text{ kip}$	- Carga axial minima	$P_u \text{min} = -25 \text{ kip}$	- Cortante ultimo	$V_u = 1150 \text{ kip}$
- Momento ultimo	$M_u = 4864 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	- Deformacion inelastica	$\delta_u = 6.2402 \text{ in}$	- Axial debido a sismica	$P_u S = 383 \text{ kip}$

3. Propiedades del muro

3.1 Dimensiones de muro

$l_w = 262 \text{ in}$ (Longitud del muro)	$h = 28 \text{ in}$ (Espesor de muro)	$r_w = 2 \text{ in}$ (Recubrimiento)
$h_w = 31.7 \text{ m}$ (Altura total de muro)	$n_{s1} = 8$ (Niveles de piso)	$h_1 = 5 \text{ m}$ (Altura de primer nivel)

3.2 Armado del alma del muro

$\phi_l = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de las varillas Longitudinales)	$\phi_t = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de las varillas Transversal)	$n_{\text{capas}} = 2$ (Numero de capas de acero)
$s_l = 12 \text{ in}$ (Separación de las varillas Longitudinales)	$s_t = 4 \text{ in}$ (Separación de las varillas Transversal)	

3.3 Dimensiones de los elementos de borde

Nota: - Si no se pretende realizar un armado con elemento de borde, en el peralte colocar dimension de 0.15 l_w , para futuras revisiones.

$b_l = 28 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde izquierdo)	$b_d = 28 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde derecho)
$h_l = 28 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde izquierdo)	$h_d = 28 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde derecho)

3.4 Armado longitudinal de los elementos de borde

$\phi_{li} = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde izquierdo)	$\phi_{ld} = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde derecho)
$n_{vli} = 16$ (Cantidad de varillas elemento de borde izquierdo)	$n_{vld} = 16$ (Cantidad de varillas elemento de borde derecho)

3.5 Estribos en la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stconfi} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos en la zona de confinamiento izquierda)	$\phi_{stconfd} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos en la zona de confinamiento derecha)
$s_{confi} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada izq)	$s_{confd} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada der)
$n_{confgi} = 4$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{confgd} = 4$ (Ramas de estribos "g" der)
$n_{confji} = 4$ (Ramas de estribos "j" izq)	$n_{confjd} = 4$ (Ramas de estribos "j" der)

3.6 Estribos fuera de la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stfi} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos fuera de la zona confinamiento izquierda)	$\phi_{stfd} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos fuera de la zona de confinamiento derecha)
$s_{stfi} = 6 \text{ in}$ (Sep. fuera de zona de confinada izq)	$s_{stfd} = 6 \text{ in}$ (Sep fuera de zona de confinada der)
$n_{stgi} = 4$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{stgd} = 4$ (Ramas de estribos "g" der)

$n_{stji} = 4$

(Ramas de estribos "j" izq)

$n_{stjd} = 4$

(Ramas de estribos "j" der)

3.6 Características del muro

$A_{cv} = 7336 \text{ in}^2$

(Área muro)

$\alpha_c = 2$

(Coe. de concreto)

$\rho_l = 0.0026$

(Cuantia long)

$\rho_t = 0.0079$

(Cuantia trans)

4. Limitaciones de diseño.

4.1 Espesor mínimo de alma de muro

$h_{req} = 7.874 \text{ in}$

(Espesor mínimo)

if ($h_w \geq h_{req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(Cumple espesor mínimo de muro)

4.2 Armado de acero

- Requisito de cuantía mínima

if ($\rho_t \geq \rho_{t_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"if ($\rho_t \geq \rho_{t_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de separación máxima

if ($s_{l_{max}} \geq s_l$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"if ($s_{t_{max}} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de capas de refuerzo mínimo

if ($n_{capas} = n_{capas_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

4.3 Armado de acero mínimo en borde de muros esbeltos

a) La cuantías de acero en una longitud 0.15 lw del borde de compresión del muro debe de cumplir con lo siguiente.

$\rho_{mín0.15} = 0.0077$

$A_{g0.15l} = 1100.4 \text{ in}^2$

(Área bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{g0.15d} = 1100.4 \text{ in}^2$

(Área bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15l} = 7.9006 \text{ in}^2$

(Área de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15d} = 7.9006 \text{ in}^2$

(Área de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)

$\rho_{0.15l} = 0.0072$

(Cuantia en 0.15 lw izquierdo)

$\rho_{0.15d} = 0.0072$

(Cuantia en 0.15 lw derecho)

if ($\rho_{0.15l} \geq \rho_{mín0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Aumentar acer" if ($\rho_{0.15d} \geq \rho_{mín0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Aumentar a

5. Diagramas de interacción

- Momento nominal debido a carga axial máxima

$\phi M_{n_{max}} = 29812 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento nominal debido a carga axial mínima

$\phi M_{n_{min}} = 16604 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento último debido a carga axial sísmica

$M_{us} = 21366 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento máximo Probable

$M_{pr} = 37326 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Profundidad del Eje Neutro

$c = 24.47 \text{ in}$

6. Diseño a corte (Artículo 11.3.3 ACI 318-19)

6.1 Factor de Sobre resistencia

$\Omega_n = 7.6739$

6.2 Cons Modos Vibración

$n_s = 8.7362$

$\omega_n = 1.5912$

6.3 Cortante Esperado

$V_e = 3450 \text{ kip}$

6.4 Resistencia al cortante

$V_n = 4608.9299 \text{ kip}$

6.5 Cortante por Mu

$V_u S = 2604.9427 \text{ kip}$

6.6 Límite de cortante

$V_{n_{max}} = 5682.4412 \text{ kip}$

if ($V_{n_{max}} \geq V_e$, "Cumple", "Aum. sección de concreto") = "Cumple"

6.7 Factor de reducción de esfuerzo

$\phi_s = 0.75$

if ($\phi_s \cdot V_n \geq V_e$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(Cumple con el diseño por corte)

7. Elemento De Borde (Artículo 11.3.3 ACI 318-19)

7.1 Requerimiento de borde por ACI 318-19 Cap. 18.10.6.2

a) Es necesario un Elemento especial de borde si se cumple que ACI 318-19 Cap 18.10.6.2 o Cap. 18.10.6.3

$\delta_u = 6.2402 \text{ in}$

if ($\frac{1.5 \cdot \delta_u}{h_w} \geq \frac{l_w}{600 \cdot c}$, "Requiere SBE", "No Requiere SBE") = "No Requiere SBE"

b) Si un elemento de borde especial es requerido debe cumplir con (i) y (ii) o (iii)

i) $l_{SBE} = 262 \text{ in}$

ii) $SBE_{l1} = \text{"Cumple"}$

$SBE_{d1} = \text{"Cumple"}$

iii) $SBE_{l2} = \text{"Cumple"}$

$SBE_{d2} = \text{"Cumple"}$

7.2 Requerimiento de borde por ACTI 318-19 Cap. 18.10.6.3

$\sigma_{clim} = 1200 \text{ psi}$ (Esf. elem. borde) $e_u = 152.3969 \text{ in}$ (Exc. debido a cargas ultimas) $\sigma_u = 234.4155 \text{ psi}$ (Esf. compresion cargas ultimas)

if ($\sigma_u \geq \sigma_{clim}$, "Requiere elementos de borde", "N.A") = "N.A"

7.3 Requerimientos minimos de Elemento de Borde

$h_{SBD} = 12.235 \text{ in}$ if ($h_i \geq h_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" if ($h_d \geq h_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

$b_{SBD} = 12.3 \text{ in}$ if ($b_i \geq b_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" if ($b_d \geq b_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($\left(\frac{h_w}{l_w} \geq 2\right) \wedge \left(\frac{c}{l_w} \geq \frac{3}{8}\right)$, "Espesor minimo de 30 cm", "No aplica") = "No aplica"

$x_i = 7.25 \text{ in}$ (Sep. var. long. sop. lat.) $x_j = 7.25 \text{ in}$ (Sep. var. long. sop. lat.) $h_x = 7.25 \text{ in}$ (Sep. max. entre est.)

if ($h_x \leq 14 \text{ in}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" $s_{max} = 4.5 \text{ in}$

if ($(s_{confi} \leq s_{max}) \wedge (s_{confd} \leq s_{max})$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($\left(h_x \leq \frac{2}{3} \cdot b_i\right) \wedge \left(h_x \leq \frac{2}{3} \cdot b_d\right)$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($A_{shl} > A_{shlmin}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" (Acero de cortante minimo permitido en elemento de borde izquierdo)

if ($A_{shd} > A_{shdmin}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" (Acero de cortante minimo permitido en elemento de borde derecho)

$f'_c losa = 4500 \text{ psi}$ - El fc de la losa debe de ser 0.7fc del muro de concreto if ($0.7 \cdot f'_c < f'_c losa$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

7.4 Requerimientos minimos de Elemento de Borde fuera de la zona critica

a) Si el acero en el elemento de borde supera la cuantia de 400/fy debera de cumplir con lo especificado con 18.10.6.4 de a hasta e.

if ($\rho_{bei} \geq \frac{400}{f_y} \cdot \text{psi}$, "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)", "N.A") = "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)"

if ($\rho_{bed} \geq \frac{400}{f_y} \cdot \text{psi}$, "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)", "N.A") = "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)"

$s_{sti} = 6 \text{ in}$ (Separacion de estribos fuera de zona critica en elemento de borde izquierdo)

if ($s_{sti} \leq s_{maxfi}$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

$s_{std} = 6 \text{ in}$ (Separacion de estribos fuera de zona critica en elemento de borde derecho)

if ($s_{std} \leq s_{maxfd}$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

MCRL-1, MCRL-2, MCRL-3 Y MCRL-4 NIVEL 5 AL 8

1. Propiedades de los materiales

- Resistencia del concreto	$f'_c = 5000 \text{ psi}$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal	$f_y = 60000 \text{ psi}$
- Factor para concreto de peso normal	$\lambda = 1$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo de estribos	$f_{yt} = 60000 \text{ psi}$
- Peso específico del concreto	$\gamma_c := 150 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$	- Módulo de elasticidad del acero	$E_s = 29000 \text{ ksi}$
- Módulo de elasticidad del concreto	$E_c = 4030.5087 \text{ ksi}$	- Factor del bloque de Whitney con el eje neutro	$\beta_1 = 0.8$

2. Cargas aplicadas (Valores obtenidos del Analisis estructural)

- Carga axial maxima	$P_u \text{max} = 1120 \text{ kip}$	- Carga axial minima	$P_u \text{min} = 41 \text{ kip}$	- Cortante ultimo	$V_u = 925 \text{ kip}$
- Momento ultimo	$M_u = 3586 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	- Deformacion inelastica	$\delta_u = 6.2402 \text{ in}$	- Axial debido a sismica	$P_u S = 333 \text{ kip}$

3. Propiedades del muro

3.1 Dimensiones de muro

$l_w = 262 \text{ in}$ (Longitud del muro)	$h = 24 \text{ in}$ (Espesor de muro)	$r_w = 2 \text{ in}$ (Recubrimiento)
$h_w = 31.7 \text{ m}$ (Altura total de muro)	$n_{s1} = 8$ (Niveles de piso)	$h_1 = 5 \text{ m}$ (Altura de primer nivel)

3.2 Armado del alma del muro

$\phi_l = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de las varillas Longitudinales)	$\phi_t = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de las varillas Transversal)	$n_{\text{capas}} = 2$ (Numero de capas de acero)
$s_l = 12 \text{ in}$ (Separación de las varillas Longitudinales)	$s_t = 4 \text{ in}$ (Separación de las varillas Transversal)	

3.3 Dimensiones de los elementos de borde

Nota: - Si no se pretende realizar un armado con elemento de borde, en el peralte colocar dimension de 0.15 l_w , para futuras revisiones.

$b_l = 0 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde izquierdo)	$b_d = 0 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde derecho)
$h_l = 0 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde izquierdo)	$h_d = 0 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde derecho)

3.4 Armado longitudinal de los elementos de borde

$\phi_{li} = 8 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde izquierdo)	$\phi_{ld} = 8 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde derecho)
$n_{vli} = 16$ (Cantidad de varillas elemento de borde izquierdo)	$n_{vld} = 16$ (Cantidad de varillas elemento de borde derecho)

3.5 Estribos en la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stconfi} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos en la zona de confinamiento izquierda)	$\phi_{stconfd} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos en la zona de confinamiento derecha)
$s_{confi} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada izq)	$s_{confd} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada der)
$n_{confgi} = 4$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{confgd} = 4$ (Ramas de estribos "g" der)
$n_{confji} = 4$ (Ramas de estribos "j" izq)	$n_{confjd} = 4$ (Ramas de estribos "j" der)

3.6 Estribos fuera de la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stfi} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos fuera de la zona confinamiento izquierda)	$\phi_{stfd} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos fuera de la zona de confinamiento derecha)
$s_{stfi} = 6 \text{ in}$ (Sep. fuera de zona de confinada izq)	$s_{stfd} = 6 \text{ in}$ (Sep fuera de zona de confinada der)
$n_{stgi} = 4$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{stgd} = 4$ (Ramas de estribos "g" der)

$n_{stji} = 4$

(Ramas de estribos "j" izq)

$n_{stjd} = 4$

(Ramas de estribos "j" der)

3.6 Características del muro

$A_{cv} = 6288 \text{ in}^2$

(Área muro)

$\alpha_c = 2$

(Coe. de concreto)

$\rho_l = 0.0031$

(Cuantia long)

$\rho_t = 0.0092$

(Cuantia trans)

4. Limitaciones de diseño.

4.1 Espesor mínimo de alma de muro

$h_{req} = 7.874 \text{ in}$

(Espesor mínimo)

if ($h_w \geq h_{req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(Cumple espesor mínimo de muro)

4.2 Armado de acero

- Requisito de cuantía mínima

if ($\rho_t \geq \rho_{t_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"if ($\rho_t \geq \rho_{t_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de separación máxima

if ($s_{t_{max}} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"if ($s_{t_{max}} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de capas de refuerzo mínimo

if ($n_{capas} = n_{capas_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

4.3 Armado de acero mínimo en borde de muros esbeltos

a) La cuantías de acero en una longitud 0.15 lw del borde de compresión del muro debe de cumplir con lo siguiente.

$\rho_{min0.15} = 0.0071$

$A_{g0.15i} = 943.2 \text{ in}^2$

(Área bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{g0.15d} = 943.2 \text{ in}^2$

(Área bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15i} = 15.4601 \text{ in}^2$

(Área de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15d} = 15.4601 \text{ in}^2$

(Área de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)

$\rho_{0.15i} = 0.0164$

(Cuantia en 0.15 lw izquierdo)

$\rho_{0.15d} = 0.0164$

(Cuantia en 0.15 lw derecho)

if ($\rho_{0.15i} \geq \rho_{min0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Cumple"if ($\rho_{0.15d} \geq \rho_{min0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Cumple"

5. Diagramas de interacción

- Momento nominal debido a carga axial máxima

$\phi M_{n_{max}} = 20461 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento nominal debido a carga axial mínima

$\phi M_{n_{min}} = 11916 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento último debido a carga axial sísmica

$M_u S = 12941 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento máximo Probable

$M_{pr} = 25516 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Profundidad del Eje Neutro

$c = 24.73 \text{ in}$

6. Diseño a corte (Artículo 11.3.3 ACI 318-19)

6.1 Factor de Sobre resistencia

$\Omega_n = 7.1154$

6.2 Cons Modos Vibración

$n_s = 8.7362$

$\omega_n = 1.5912$

6.3 Cortante Esperado

$V_e = 2775 \text{ kip}$

6.4 Resistencia al cortante

$V_n = 4361.6991 \text{ kip}$

6.5 Cortante por Mu

$V_u S = 1577.7667 \text{ kip}$

6.6 Limite de cortante

$V_{n_{max}} = 4446.2874 \text{ kip}$

if ($V_{n_{max}} \geq V_e$, "Cumple", "Aum. seccion de concreto") = "Cumple"

6.7 Factor de reducción de esfuerzo

$\phi_s = 0.75$

if ($\phi_s \cdot V_n \geq V_e$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(Cumple con el diseño por corte)

MCRL-5, MCRL-6, MCRL-7 Y MCRL-8 NIVEL 1 AL 3

1. Propiedades de los materiales

- Resistencia del concreto	$f'_c = 6000 \text{ psi}$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal	$f_y = 60000 \text{ psi}$
- Factor para concreto de peso normal	$\lambda = 1$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo de estribos	$f_{yt} = 60000 \text{ psi}$
- Peso específico del concreto	$\gamma_c := 150 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$	- Módulo de elasticidad del acero	$E_s = 29000 \text{ ksi}$
- Módulo de elasticidad del concreto	$E_c = 4415.201 \text{ ksi}$	- Factor del bloque de Whitney con el eje neutro	$\beta_1 = 0.75$

2. Cargas aplicadas (Valores obtenidos del Analisis estructural)

- Carga axial maxima	$P_{u,max} = 2215 \text{ kip}$	- Carga axial minima	$P_{u,min} = 1314 \text{ kip}$	- Cortante ultimo	$V_u = 537 \text{ kip}$
- Momento ultimo	$M_u = 18439 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	- Deformacion inelastica	$\delta_u = 6.2402 \text{ in}$	- Axial debido a sismica	$P_u S = 2037 \text{ kip}$

3. Propiedades del muro

3.1 Dimensiones de muro

$l_w = 318 \text{ in}$ (Longitud del muro)	$h = 20 \text{ in}$ (Espesor de muro)	$r_w = 2 \text{ in}$ (Recubrimiento)
$h_w = 31.7 \text{ m}$ (Altura total de muro)	$n_{s1} = 8$ (Niveles de piso)	$h_1 = 5 \text{ m}$ (Altura de primer nivel)

3.2 Armado del alma del muro

$\phi_l = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varillas Longitudinales)	$\phi_t = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varillas Transversal)	$n_{capas} = 2$ (Numero de capas de acero)
$s_l = 12 \text{ in}$ (Separación de las varillas Longitudinales)	$s_t = 6 \text{ in}$ (Separación de las varillas Transversal)	

3.3 Dimensiones de los elementos de borde

Nota: - Si no se pretende realizar un armado con elemento de borde, en el peralte colocar dimension de 0.15 l_w , para futuras revisiones.

$b_l = 20 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde izquierdo)	$b_d = 20 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde derecho)
$h_l = 48 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde izquierdo)	$h_d = 48 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde derecho)

3.4 Armado longitudinal de los elementos de borde

$\phi_{li} = 8 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde izquierdo)	$\phi_{ld} = 8 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde derecho)
$n_{vli} = 12$ (Cantidad de varillas elemento de borde izquierdo)	$n_{vld} = 12$ (Cantidad de varillas elemento de borde derecho)

3.5 Estribos en la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stconfi} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos en la zona de confinamiento izquierda)	$\phi_{stconfd} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos en la zona de confinamiento derecha)
$s_{confi} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada izq)	$s_{confd} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada der)
$n_{confgi} = 5$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{confgd} = 5$ (Ramas de estribos "g" der)
$n_{confji} = 3$ (Ramas de estribos "j" izq)	$n_{confjld} = 3$ (Ramas de estribos "j" der)

3.6 Estribos fuera de la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stfi} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos fuera de la zona confinamiento izquierda)	$\phi_{stfd} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos fuera de la zona de confinamiento derecha)
$s_{stfi} = 6 \text{ in}$ (Sep. fuera de zona de confinada izq)	$s_{stfd} = 6 \text{ in}$ (Sep fuera de zona de confinada der)
$n_{stgi} = 4$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{stgd} = 4$ (Ramas de estribos "g" der)

$n_{stji} = 4$

(Ramas de estribos "j" izq)

$n_{stjd} = 4$

(Ramas de estribos "j" der)

3.6 Características del muro

$A_{cv} = 6360 \text{ in}^2$

(Área muro)

$\alpha_c = 2$

(Coe. de concreto)

$\rho_l = 0.0037$

(Cuantia long)

$\rho_t = 0.0074$

(Cuantia trans)

4. Limitaciones de diseño.

4.1 Espesor mínimo de alma de muro

$h_{req} = 7.874 \text{ in}$

(Espesor mínimo)

if ($h_w \geq h_{req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(Cumple espesor mínimo de muro)

4.2 Armado de acero

- Requisito de cuantía mínima

if ($\rho_t \geq \rho_{t_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"if ($\rho_t \geq \rho_{t_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de separación máxima

if ($s_{t_{max}} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"if ($s_{t_{max}} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de capas de refuerzo mínimo

if ($n_{capas} = n_{capas_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

4.3 Armado de acero mínimo en borde de muros esbeltos

a) La cuantías de acero en una longitud 0.15 lw del borde de compresión del muro debe de cumplir con lo siguiente.

$\rho_{min0.15} = 0.0077$

$A_{g0.15i} = 954 \text{ in}^2$

(Área bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{g0.15d} = 954 \text{ in}^2$

(Área bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15i} = 9.3659 \text{ in}^2$

(Área de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15d} = 9.3659 \text{ in}^2$

(Área de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)

$\rho_{0.15i} = 0.0098$

(Cuantia en 0.15 lw izquierdo)

$\rho_{0.15d} = 0.0098$

(Cuantia en 0.15 lw derecho)

if ($\rho_{0.15i} \geq \rho_{min0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Cumple"if ($\rho_{0.15d} \geq \rho_{min0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Cumple"

5. Diagramas de interacción

- Momento nominal debido a carga axial máxima

$\phi M_{n_{max}} = 46691 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento nominal debido a carga axial mínima

$\phi M_{n_{min}} = 38389 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento último debido a carga axial sísmica

$M_{us} = 50155 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento máximo Probable

$M_{pr} = 57738 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Profundidad del Eje Neutro

$c = 45.58 \text{ in}$

6. Diseño a corte (Artículo 11.3.3 ACI 318-19)

6.1 Factor de Sobre resistencia

$\Omega_n = 3.1313$

6.2 Cons Modos Vibración

$n_s = 8.7362$

$\omega_n = 1.5912$

6.3 Cortante Esperado

$V_e = 1611 \text{ kip}$

6.4 Resistencia al cortante

$V_n = 3795.0489 \text{ kip}$

6.5 Cortante por Mu

$V_u S = 6114.8976 \text{ kip}$

6.6 Límite de cortante

$V_{n_{max}} = 4926.4348 \text{ kip}$

if ($V_{n_{max}} \geq V_e$, "Cumple", "Aum. sección de concreto") = "Cumple"

6.7 Factor de reducción de esfuerzo

$\phi_s = 0.6$

if ($\phi_s \cdot V_n \geq V_e$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(Cumple con el diseño por corte)

7. Elemento De Borde (Artículo 11.3.3 ACI 318-19)

7.1 Requerimiento de borde por ACI 318-19 Cap. 18.10.6.2

a) Es necesario un Elemento especial de borde si se cumple que ACI 318-19 Cap 18.10.6.2 o Cap. 18.10.6.3

$\delta_u = 6.2402 \text{ in}$ if $\left(\frac{1.5 \cdot \delta_u}{h_w} \geq \frac{l_w}{600 \cdot c} \right)$, "Requiere SBE", "No Requiere SBE" = "No Requiere SBE"

b) Si un elemento de borde especial es requerido debe cumplir con (i) y (ii) o (iii)

i) $l_{SBE} = 318 \text{ in}$

ii) $SBE_{I1} = \text{"Cumple"}$

$SBE_{D1} = \text{"Cumple"}$

iii) $SBE_{I2} = \text{"Cumple"}$

$SBE_{D2} = \text{"Cumple"}$

7.2 Requerimiento de borde por ACTI 318-19 Cap. 18.10.6.3

$\sigma_{clim} = 1200 \text{ psi}$ (Esf. elem. borde) $e_u = 108.6244 \text{ in}$ (Exc. debido a cargas ultimas) $\sigma_u = 976.7088 \text{ psi}$ (Esf. compresion cargas ultimas)

if ($\sigma_u \geq \sigma_{clim}$, "Requiere elementos de borde", "N.A") = "N.A"

7.3 Requerimientos minimos de Elemento de Borde

$h_{SBD} = 22.79 \text{ in}$ if ($h_i \geq h_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" if ($h_d \geq h_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

$b_{SBD} = 12.3 \text{ in}$ if ($b_i \geq b_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" if ($b_d \geq b_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($\left(\frac{h_w}{l_w} \geq 2\right) \wedge \left(\frac{c}{l_w} \geq \frac{3}{8}\right)$, "Espesor minimo de 30 cm", "No aplica") = "No aplica"

$x_i = 7.25 \text{ in}$ (Sep. var. long. sop. lat.) $x_j = 7.25 \text{ in}$ (Sep. var. long. sop. lat.) $h_x = 7.25 \text{ in}$ (Sep. max. entre est.)

if ($h_x \leq 14 \text{ in}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" $s_{max} = 4.5 \text{ in}$

if ($(s_{confi} \leq s_{max}) \wedge (s_{confd} \leq s_{max})$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($\left(h_x \leq \frac{2}{3} \cdot b_i\right) \wedge \left(h_x \leq \frac{2}{3} \cdot b_d\right)$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($A_{shl} > A_{shlmin}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" (Acero de cortante minimo permitido en elemento de borde izquierdo)

if ($A_{shd} > A_{shdmin}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" (Acero de cortante minimo permitido en elemento de borde derecho)

$f'_c losa = 4500 \text{ psi}$ - El fc de la losa debe de ser 0.7fc del muro de concreto if ($0.7 \cdot f'_c < f'_c losa$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

7.4 Requerimientos minimos de Elemento de Borde fuera de la zona critica

a) Si el acero en el elemento de borde supera la cuantia de 400/fy debera de cumplir con lo especificado con 18.10.6.4 de a hasta e.

if ($\rho_{bei} \geq \frac{400}{f_y} \cdot \text{psi}$, "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)", "N.A") = "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)"

if ($\rho_{bed} \geq \frac{400}{f_y} \cdot \text{psi}$, "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)", "N.A") = "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)"

$s_{sti} = 6 \text{ in}$ (Separacion de estribos fuera de zona critica en elemento de borde izquierdo) if ($s_{sti} \leq s_{maxfi}$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

$s_{std} = 6 \text{ in}$ (Separacion de estribos fuera de zona critica en elemento de borde derecho) if ($s_{std} \leq s_{maxfd}$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

MCRL-5, MCRL-6, MCRL-7 Y MCRL-8 NIVEL 3 AL 5

1. Propiedades de los materiales

- Resistencia del concreto	$f'_c = 6000 \text{ psi}$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal	$f_y = 60000 \text{ psi}$
- Factor para concreto de peso normal	$\lambda = 1$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo de estribos	$f_{yt} = 60000 \text{ psi}$
- Peso específico del concreto	$\gamma_c := 150 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$	- Módulo de elasticidad del acero	$E_s = 29000 \text{ ksi}$
- Módulo de elasticidad del concreto	$E_c = 4415.201 \text{ ksi}$	- Factor del bloque de Whitney con el eje neutro	$\beta_1 = 0.75$

2. Cargas aplicadas (Valores obtenidos del Analisis estructural)

- Carga axial maxima	$P_{u,max} = 1548 \text{ kip}$	- Carga axial minima	$P_{u,min} = 911 \text{ kip}$	- Cortante ultimo	$V_u = 242 \text{ kip}$
- Momento ultimo	$M_u = 5888 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	- Deformacion inelastica	$\delta_u = 6.2402 \text{ in}$	- Axial debido a sismica	$P_{uS} = 1420 \text{ kip}$

3. Propiedades del muro

3.1 Dimensiones de muro

$l_w = 318 \text{ in}$ (Longitud del muro)	$h = 20 \text{ in}$ (Espesor de muro)	$r_w = 2 \text{ in}$ (Recubrimiento)
$h_w = 31.7 \text{ m}$ (Altura total de muro)	$n_{s1} = 8$ (Niveles de piso)	$h_1 = 5 \text{ m}$ (Altura de primer nivel)

3.2 Armado del alma del muro

$\phi_l = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varillas Longitudinales)	$\phi_t = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varillas Transversal)	$n_{capas} = 2$ (Numero de capas de acero)
$s_l = 12 \text{ in}$ (Separación de las varillas Longitudinales)	$s_t = 12 \text{ in}$ (Separación de las varillas Transversal)	

3.3 Dimensiones de los elementos de borde

Nota: - Si no se pretende realizar un armado con elemento de borde, en el peralte colocar dimension de 0.15 l_w , para futuras revisiones.

$b_l = 20 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde izquierdo)	$b_d = 20 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde derecho)
$h_l = 48 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde izquierdo)	$h_d = 48 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde derecho)

3.4 Armado longitudinal de los elementos de borde

$\phi_{li} = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde izquierdo)	$\phi_{ld} = 6 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde derecho)
$n_{vli} = 12$ (Cantidad de varillas elemento de borde izquierdo)	$n_{vld} = 12$ (Cantidad de varillas elemento de borde derecho)

3.5 Estribos en la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stconfi} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos en la zona de confinamiento izquierda)	$\phi_{stconfd} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos en la zona de confinamiento derecha)
$s_{confi} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada izq)	$s_{confd} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada der)
$n_{confgi} = 5$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{confgd} = 5$ (Ramas de estribos "g" der)
$n_{confji} = 3$ (Ramas de estribos "j" izq)	$n_{confjld} = 3$ (Ramas de estribos "j" der)

3.6 Estribos fuera de la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stfi} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos fuera de la zona confinamiento izquierda)	$\phi_{stfd} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos fuera de la zona de confinamiento derecha)
$s_{stfi} = 6 \text{ in}$ (Sep. fuera de zona de confinada izq)	$s_{stfd} = 6 \text{ in}$ (Sep fuera de zona de confinada der)
$n_{stgi} = 5$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{stgd} = 5$ (Ramas de estribos "g" der)

$n_{stji} = 3$ (Ramas de estribos "j" izq)

$n_{stjd} = 3$ (Ramas de estribos "j" der)

3.6 Características del muro

$A_{cv} = 6360 \text{ in}^2$ (Área muro) $\alpha_c = 2$ (Coe. de concreto) $\rho_l = 0.0026$ (Cuantia long) $\rho_t = 0.0026$ (Cuantia trans)

4. Limitaciones de diseño.

4.1 Espesor mínimo de alma de muro

$h_{req} = 7.874 \text{ in}$ (Espesor mínimo) **if** ($h_w \geq h_{req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" (Cumple espesor mínimo de muro)

4.2 Armado de acero

- Requisito de cuantía mínima

if ($\rho_t \geq \rho_{t_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($\rho_t \geq \rho_{t_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de separación máxima

if ($s_{t_{max}} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($s_{t_{max}} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de capas de refuerzo mínimo

if ($n_{capas} = n_{capas_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

4.3 Armado de acero mínimo en borde de muros esbeltos

a) La cuantías de acero en una longitud 0.15 lw del borde de compresión del muro debe de cumplir con lo siguiente. $\rho_{mín0.15} = 0.0077$

$A_{g0.15i} = 954 \text{ in}^2$ (Área bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{g0.15d} = 954 \text{ in}^2$ (Área bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15i} = 5.2683 \text{ in}^2$ (Área de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15d} = 5.2683 \text{ in}^2$ (Área de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)

$\rho_{0.15i} = 0.0055$ (Cuantia en 0.15 lw izquierdo)

$\rho_{0.15d} = 0.0055$ (Cuantia en 0.15 lw derecho)

if ($\rho_{0.15i} \geq \rho_{mín0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Aumentar acer" **if** ($\rho_{0.15d} \geq \rho_{mín0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Aumentar a"

5. Diagramas de interacción

- Momento nominal debido a carga axial máxima

$\phi M_{n_{max}} = 35681 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento nominal debido a carga axial mínima

$\phi M_{n_{min}} = 25850 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento último debido a carga axial sísmica

$M_{us} = 34334 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento máximo Probable

$M_{pr} = 39583 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Profundidad del Eje Neutro

$c = 33.01 \text{ in}$

6. Diseño a corte (Artículo 11.3.3 ACI 318-19)

6.1 Factor de Sobre resistencia

$\Omega_n = 6.7227$

6.2 Cons Modos Vibración

$n_s = 8.7362$

$\omega_n = 1.5912$

6.3 Cortante Esperado

$V_e = 726 \text{ kip}$

6.4 Resistencia al cortante

$V_n = 1960.8987 \text{ kip}$

6.5 Cortante por Mu

$V_u S = 4186.0013 \text{ kip}$

6.6 Limite de cortante

$V_{n_{max}} = 4926.4348 \text{ kip}$

if ($V_{n_{max}} \geq V_e$, "Cumple", "Aum. seccion de concreto") = "Cumple"

6.7 Factor de reducción de esfuerzo

$\phi_s = 0.75$

if ($\phi_s \cdot V_n \geq V_e$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(Cumple con el diseño por corte)

7. Elemento De Borde (Artículo 11.3.3 ACI 318-19)

7.1 Requerimiento de borde por ACI 318-19 Cap. 18.10.6.2

a) Es necesario un Elemento especial de borde si se cumple que ACI 318-19 Cap 18.10.6.2 o Cap. 18.10.6.3

$\delta_u = 6.2402 \text{ in}$ **if** ($\frac{1.5 \cdot \delta_u}{h_w} \geq \frac{l_w}{600 \cdot c}$, "Requiere SBE", "No Requiere SBE") = "No Requiere SBE"

b) Si un elemento de borde especial es requerido debe cumplir con (i) y (ii) o (iii)

i) $l_{SBE} = 318 \text{ in}$

ii) $SBE_{I1} = \text{"Cumple"}$

$SBE_{D1} = \text{"Cumple"}$

iii) $SBE_{I2} = \text{"Cumple"}$

$SBE_{D2} = \text{"Cumple"}$

7.2 Requerimiento de borde por ACTI 318-19 Cap. 18.10.6.3

$\sigma_{clim} = 1200 \text{ psi}$ (Esf. elem. borde) $e_u = 49.7577 \text{ in}$ (Exc. debido a cargas ultimas) $\sigma_u = 432.8824 \text{ psi}$ (Esf. compresion cargas ultimas)

if ($\sigma_u \geq \sigma_{clim}$, "Requiere elementos de borde", "N.A") = "N.A"

7.3 Requerimientos minimos de Elemento de Borde

$h_{SBD} = 16.505 \text{ in}$ if ($h_i \geq h_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" if ($h_d \geq h_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

$b_{SBD} = 12.3 \text{ in}$ if ($b_i \geq b_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" if ($b_d \geq b_{SBD}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($\left(\frac{h_w}{l_w} \geq 2\right) \wedge \left(\frac{c}{l_w} \geq \frac{3}{8}\right)$, "Espesor minimo de 30 cm", "No aplica") = "No aplica"

$x_i = 10.5 \text{ in}$ (Sep. var. long. sop. lat.) $x_j = 7 \text{ in}$ (Sep. var. long. sop. lat.) $h_x = 10.5 \text{ in}$ (Sep. max. entre est.)

if ($h_x \leq 14 \text{ in}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" $s_{max} = 3.75 \text{ in}$

if ($(s_{confi} \leq s_{max}) \wedge (s_{confd} \leq s_{max})$, "Cumple", "No cumple") = "No cumple"

if ($\left(h_x \leq \frac{2}{3} \cdot b_i\right) \wedge \left(h_x \leq \frac{2}{3} \cdot b_d\right)$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

if ($A_{shl} > A_{shlmin}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" (Acero de cortante minimo permitido en elemento de borde izquierdo)

if ($A_{shd} > A_{shdmin}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple" (Acero de cortante minimo permitido en elemento de borde derecho)

$f'_c losa = 4500 \text{ psi}$ - El fc de la losa debe de ser 0.7fc del muro de concreto if ($0.7 \cdot f'_c < f'_c losa$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

7.4 Requerimientos minimos de Elemento de Borde fuera de la zona critica

a) Si el acero en el elemento de borde supera la cuantia de 400/fy debera de cumplir con lo especificado con 18.10.6.4 de a hasta e.

if ($\rho_{bei} \geq \frac{400}{f_y} \cdot \text{psi}$, "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)", "N.A") = "N.A"

if ($\rho_{bed} \geq \frac{400}{f_y} \cdot \text{psi}$, "Requiere cumplir con 18.10.6.5(b)", "N.A") = "N.A"

$s_{sti} = 6 \text{ in}$ (Separacion de estribos fuera de zona critica en elemento de borde izquierdo)

if ($s_{sti} \leq s_{maxfi}$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

$s_{std} = 6 \text{ in}$ (Separacion de estribos fuera de zona critica en elemento de borde derecho)

if ($s_{std} \leq s_{maxfd}$, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

MCRL-5, MCRL-6, MCRL-7 Y MCRL-8 NIVEL 5 AL 7

1. Propiedades de los materiales

- Resistencia del concreto	$f'_c = 5000 \text{ psi}$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal	$f_y = 60000 \text{ psi}$
- Factor para concreto de peso normal	$\lambda = 1$	- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo de estribos	$f_{yt} = 60000 \text{ psi}$
- Peso específico del concreto	$\gamma_c := 150 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$	- Módulo de elasticidad del acero	$E_s = 29000 \text{ ksi}$
- Módulo de elasticidad del concreto	$E_c = 4030.5087 \text{ ksi}$	- Factor del bloque de Whitney con el eje neutro	$\beta_1 = 0.8$

2. Cargas aplicadas (Valores obtenidos del Analisis estructural)

- Carga axial maxima	$P_u \text{max} = 902 \text{ kip}$	- Carga axial minima	$P_u \text{min} = 527 \text{ kip}$	- Cortante ultimo	$V_u = 173 \text{ kip}$
- Momento ultimo	$M_u = 1905 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	- Deformacion inelastica	$\delta_u = 6.2402 \text{ in}$	- Axial debido a sismica	$P_u S = 825 \text{ kip}$

3. Propiedades del muro

3.1 Dimensiones de muro

$l_w = 318 \text{ in}$ (Longitud del muro)	$h = 16 \text{ in}$ (Espesor de muro)	$r_w = 2 \text{ in}$ (Recubrimiento)
$h_w = 31.7 \text{ m}$ (Altura total de muro)	$n_{s1} = 8$ (Niveles de piso)	$h_1 = 5 \text{ m}$ (Altura de primer nivel)

3.2 Armado del alma del muro

$\phi_l = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varillas Longitudinales)	$\phi_t = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varillas Transversal)	$n_{capas} = 2$ (Numero de capas de acero)
$s_l = 12 \text{ in}$ (Separación de las varillas Longitudinales)	$s_t = 6 \text{ in}$ (Separación de las varillas Transversal)	

3.3 Dimensiones de los elementos de borde

Nota: - Si no se pretende realizar un armado con elemento de borde, en el peralte colocar dimension de 0.15 l_w , para futuras revisiones.

$b_l = 0 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde izquierdo)	$b_d = 0 \text{ in}$ (Ancho elemento de borde derecho)
$h_l = 0 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde izquierdo)	$h_d = 0 \text{ in}$ (Peralte elemento de borde derecho)

3.4 Armado longitudinal de los elementos de borde

$\phi_{li} = 8 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde izquierdo)	$\phi_{ld} = 8 \frac{\text{in}}{8}$ (Diámetro de la varilla en elemento de borde derecho)
$n_{vli} = 12$ (Cantidad de varillas elemento de borde izquierdo)	$n_{vld} = 12$ (Cantidad de varillas elemento de borde derecho)

3.5 Estribos en la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stconfi} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos en la zona de confinamiento izquierda)	$\phi_{stconfd} = 5 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos en la zona de confinamiento derecha)
$s_{confi} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada izq)	$s_{confd} = 4 \text{ in}$ (Sep. zona confinada der)
$n_{confgi} = 5$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{confgd} = 5$ (Ramas de estribos "g" der)
$n_{confji} = 3$ (Ramas de estribos "j" izq)	$n_{confjd} = 3$ (Ramas de estribos "j" der)

3.6 Estribos fuera de la zona confinada de los elementos de borde

$\phi_{stfi} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. estribos fuera de la zona confinamiento izquierda)	$\phi_{stfd} = 4 \frac{\text{in}}{8}$ (Dia. de estribos fuera de la zona de confinamiento derecha)
$s_{stfi} = 6 \text{ in}$ (Sep. fuera de zona de confinada izq)	$s_{stfd} = 6 \text{ in}$ (Sep fuera de zona de confinada der)
$n_{stgi} = 4$ (Ramas de estribos "g" izq)	$n_{stgd} = 4$ (Ramas de estribos "g" der)

$n_{stji} = 4$

(Ramas de estribos "j" izq)

$n_{stjd} = 4$

(Ramas de estribos "j" der)

3.6 Características del muro

$A_{cv} = 5088 \text{ in}^2$

(Área muro)

$\alpha_c = 2$

(Coe. de concreto)

$\rho_l = 0.0032$

(Cuantia long)

$\rho_t = 0.0064$

(Cuantia trans)

4. Limitaciones de diseño.

4.1 Espesor mínimo de alma de muro

$h_{req} = 7.874 \text{ in}$

(Espesor mínimo)

if ($h_w \geq h_{req}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

(Cumple espesor mínimo de muro)

4.2 Armado de acero

- Requisito de cuantía mínima

if ($\rho_t \geq \rho_{t_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"if ($\rho_t \geq \rho_{t_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de separación máxima

if ($s_{t_{max}} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"if ($s_{t_{max}} \geq s_t$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

- Requisito de capas de refuerzo mínimo

if ($n_{capas} = n_{capas_{req}}$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

4.3 Armado de acero mínimo en borde de muros esbeltos

a) La cuantías de acero en una longitud 0.15 lw del borde de compresión del muro debe de cumplir con lo siguiente.

$\rho_{min0.15} = 0.0071$

$A_{g0.15i} = 763.2 \text{ in}^2$

(Área bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{g0.15d} = 763.2 \text{ in}^2$

(Área bruta de concreto en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15i} = 11.8638 \text{ in}^2$

(Área de acero longitudinal en 0.15 lw izquierdo)

$A_{s0.15d} = 11.8638 \text{ in}^2$

(Área de acero longitudinal en 0.15 lw derecho)

$\rho_{0.15i} = 0.0155$

(Cuantia en 0.15 lw izquierdo)

$\rho_{0.15d} = 0.0155$

(Cuantia en 0.15 lw derecho)

if ($\rho_{0.15i} \geq \rho_{min0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Cumple"if ($\rho_{0.15d} \geq \rho_{min0.15}$, "Cumple", "Aumentar acero") = "Cumple"

5. Diagramas de interacción

- Momento nominal debido a carga axial máxima

$\phi M_{n_{max}} = 21135 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento nominal debido a carga axial mínima

$\phi M_{n_{min}} = 17431 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento último debido a carga axial sísmica

$M_{us} = 22672 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Momento máximo Probable

$M_{pr} = 26373 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

- Profundidad del Eje Neutro

$c = 31.03 \text{ in}$

6. Diseño a corte (Artículo 11.3.3 ACI 318-19)

6.1 Factor de Sobre resistencia

$\Omega_v = 13.8441$

6.2 Cons Modos Vibración

$n_s = 8.7362$

$\omega_p = 1.5912$

6.3 Cortante Esperado

$V_e = 519 \text{ kip}$

6.4 Resistencia al cortante

$V_n = 2670.7754 \text{ kip}$

6.5 Cortante por Mu

$V_u S = 2764.1702 \text{ kip}$

6.6 Limite de cortante

$V_{n_{max}} = 3597.7593 \text{ kip}$

if ($V_{n_{max}} \geq V_e$, "Cumple", "Aum. seccion de concreto") = "Cumple"

6.7 Factor de reducción de esfuerzo

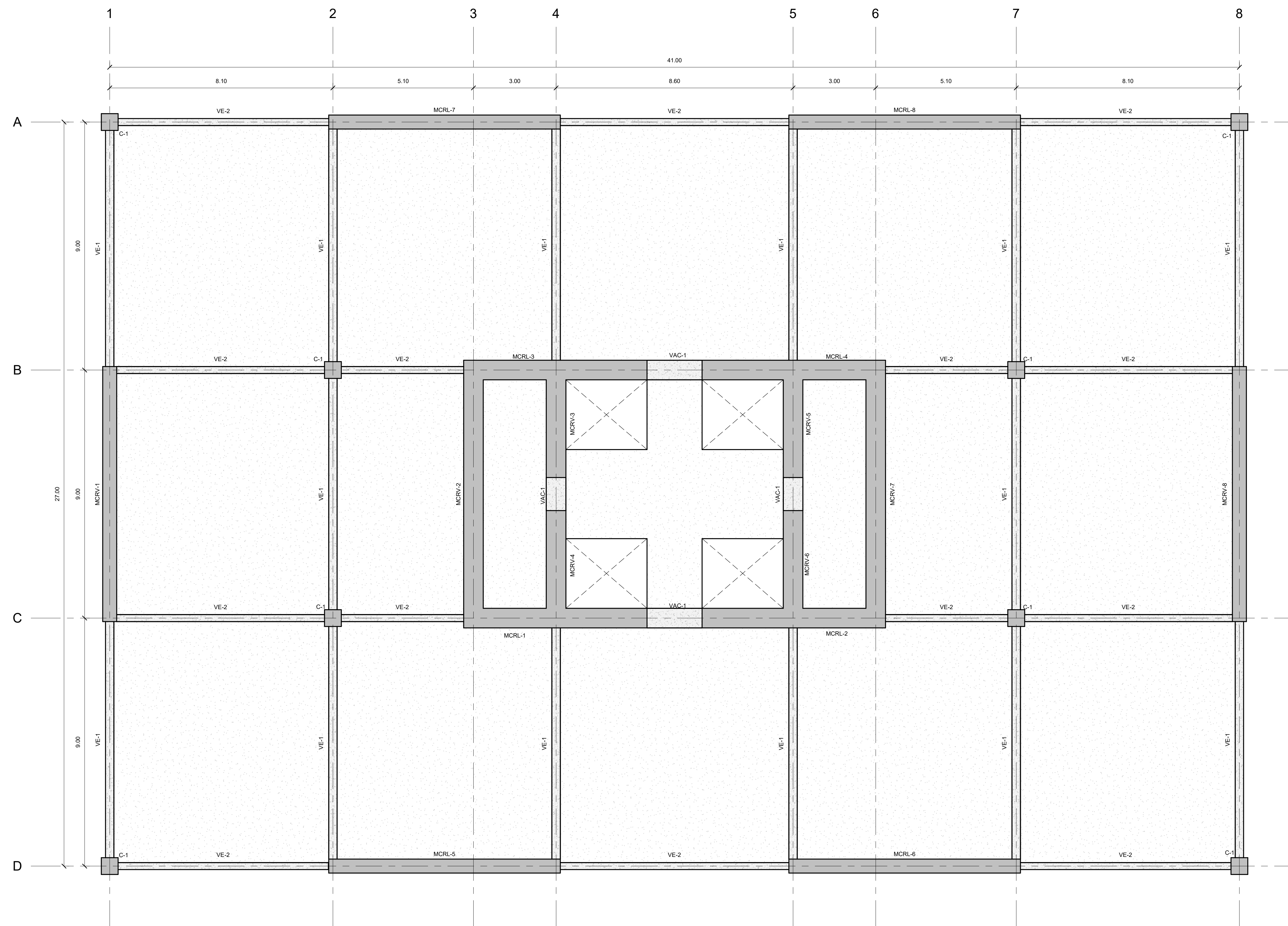
$\phi_s = 0.75$

if ($\phi_s \cdot V_n \geq V_e$, "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

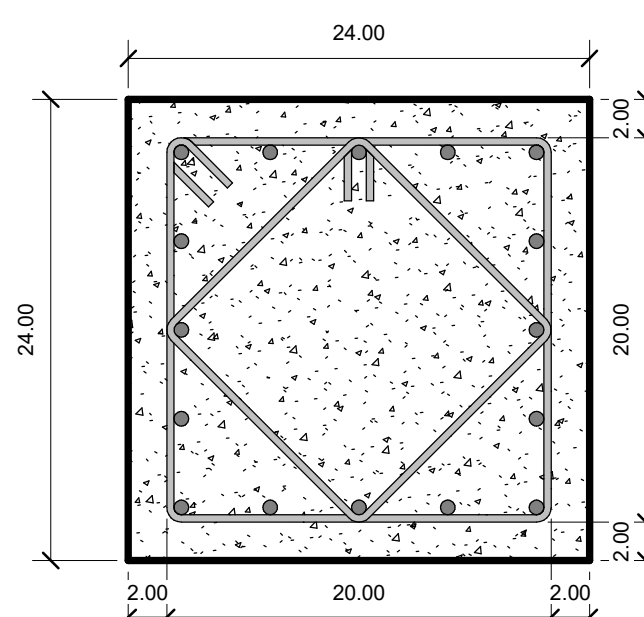
(Cumple con el diseño por corte)

Anexo A.2

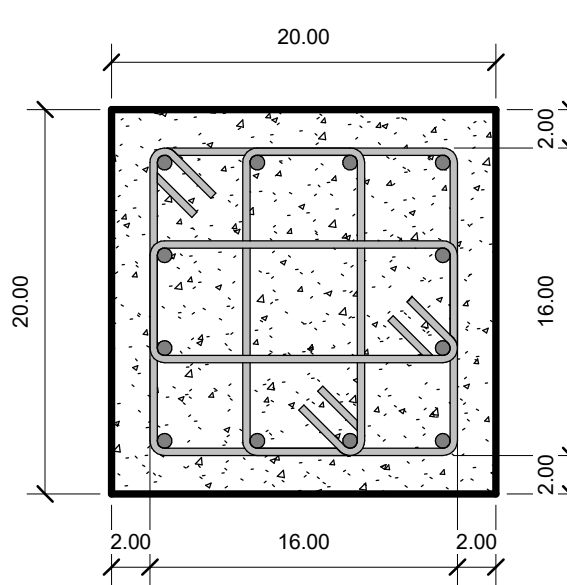
Planos Estructurales



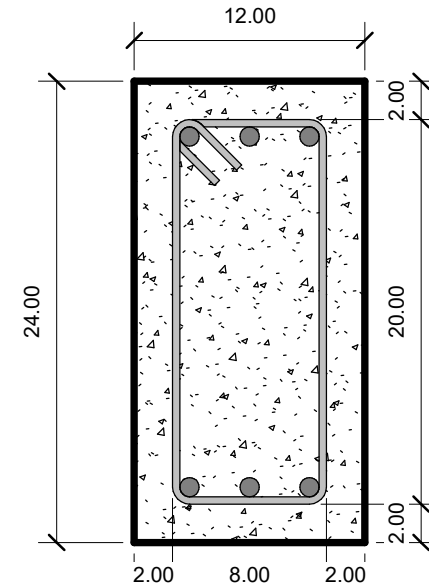
PLANTA ESTRUCTURAL DE MUROS BASE-NIVEL 4
1:75



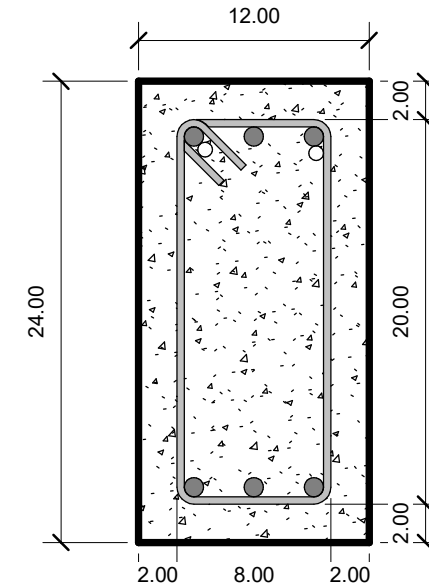
COLUMNA C-1
REF. LONGITUDINAL 16VAR.#6
ESTRIBOS #3@6in



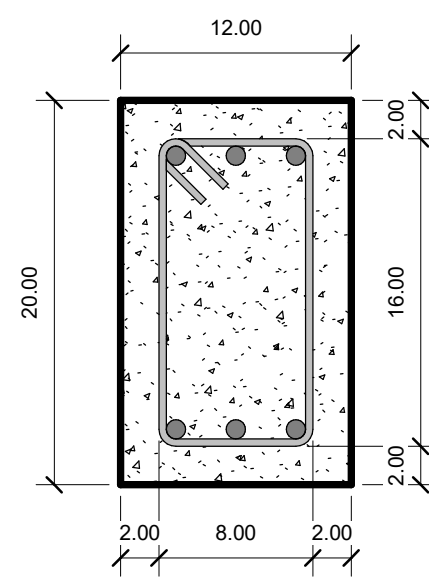
COLUMNA C-2
REF. LONGITUDINAL 12VAR.#6
ESTRIBOS #3@6in



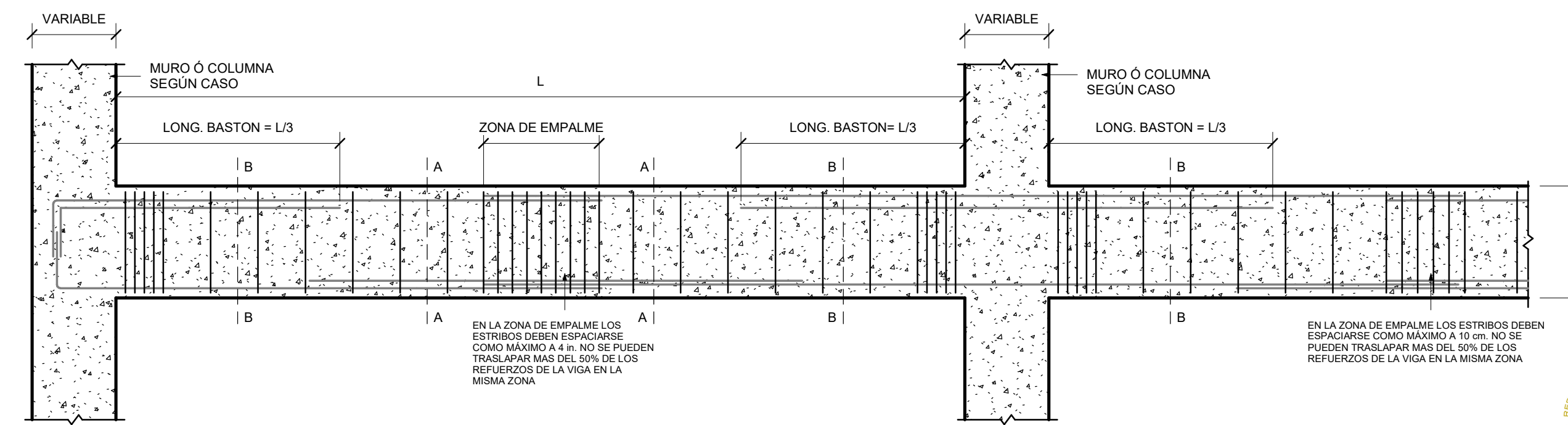
VIGA ENTREPISO VE-1, A-A
REF. LONGITUDINAL 6VAR.#8
ESTRIBOS #3, PRIMEROS 5@2 in,
RESTO@10 in



VIGA ENTREPISO VE-1, B-B
REF. LONGITUDINAL 6VAR.#8
ESTRIBOS #3, PRIMEROS 5@2 in,
RESTO@10 in

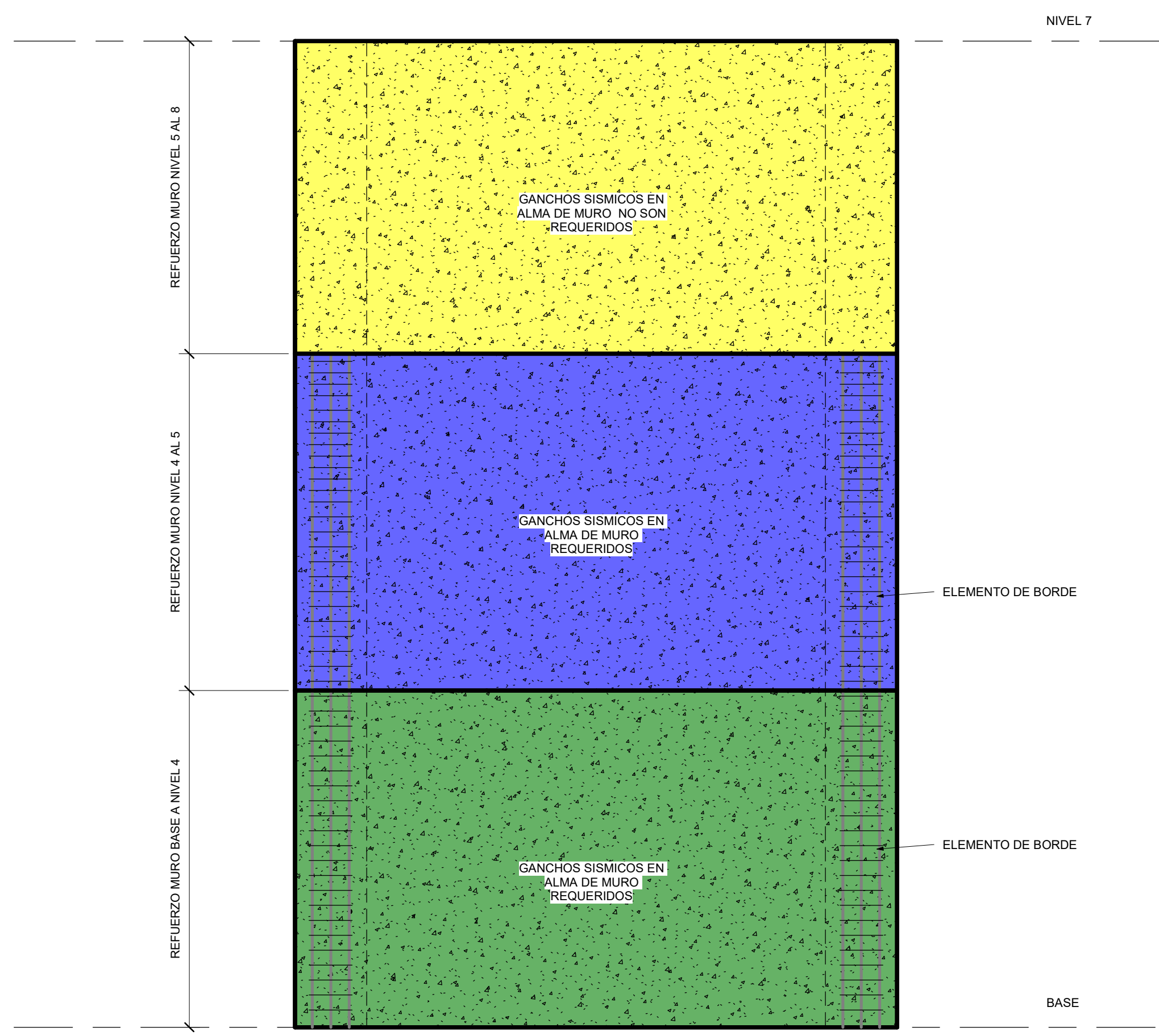
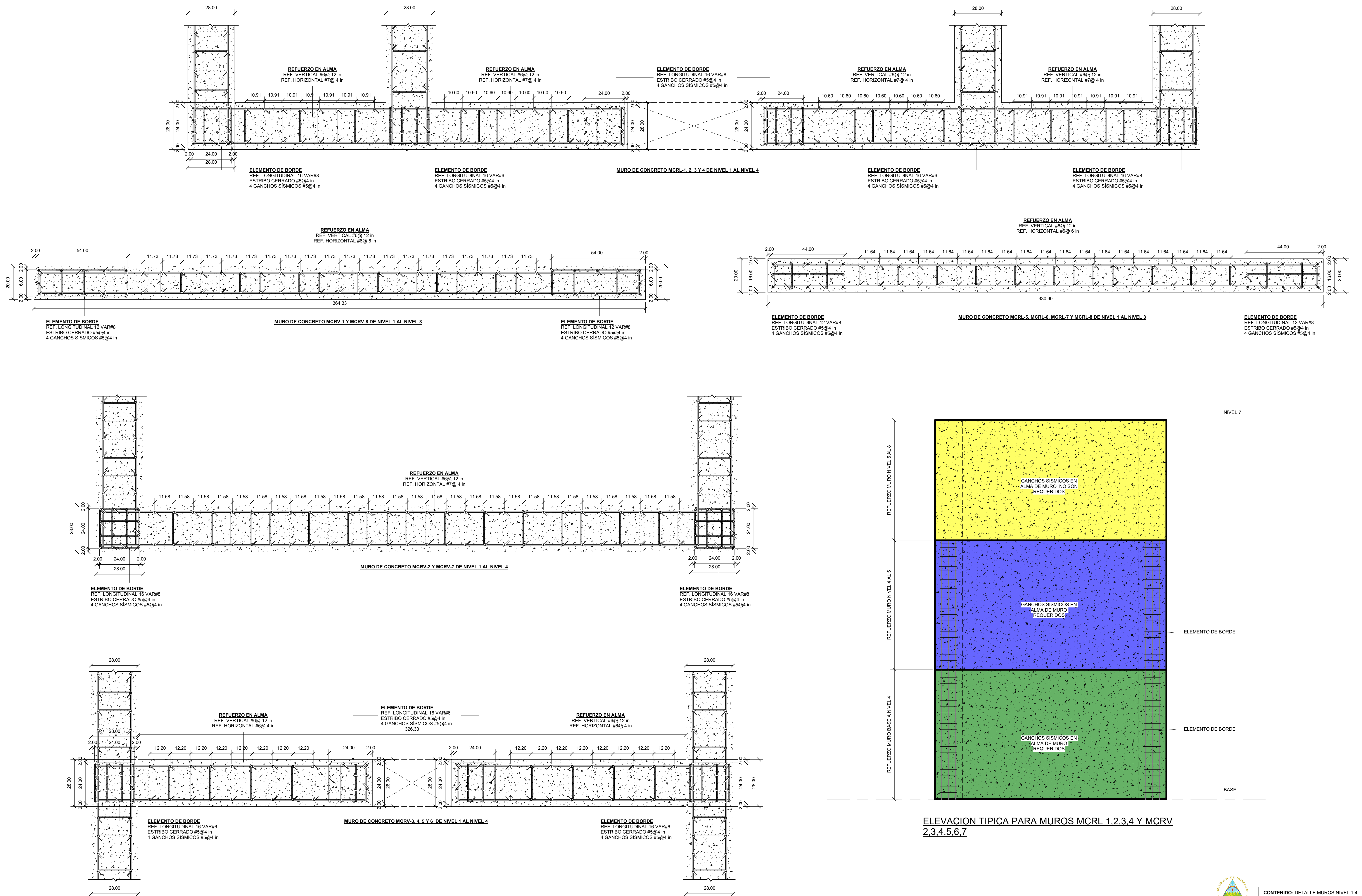


VIGA ENTREPISO VE-2
REF. LONGITUDINAL 6VAR.#8
ESTRIBOS #3, PRIMEROS 5@2 in,
RESTO@10 in

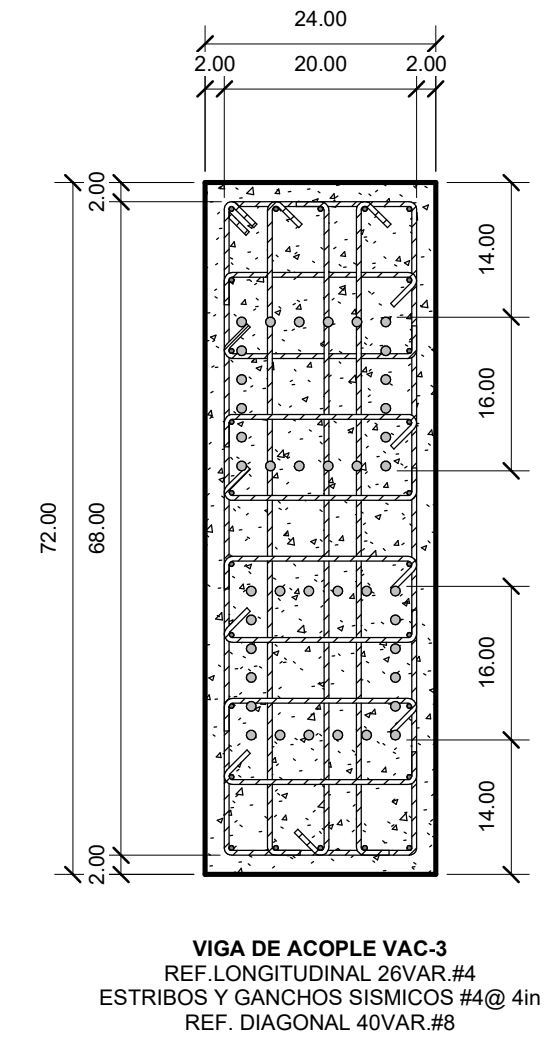
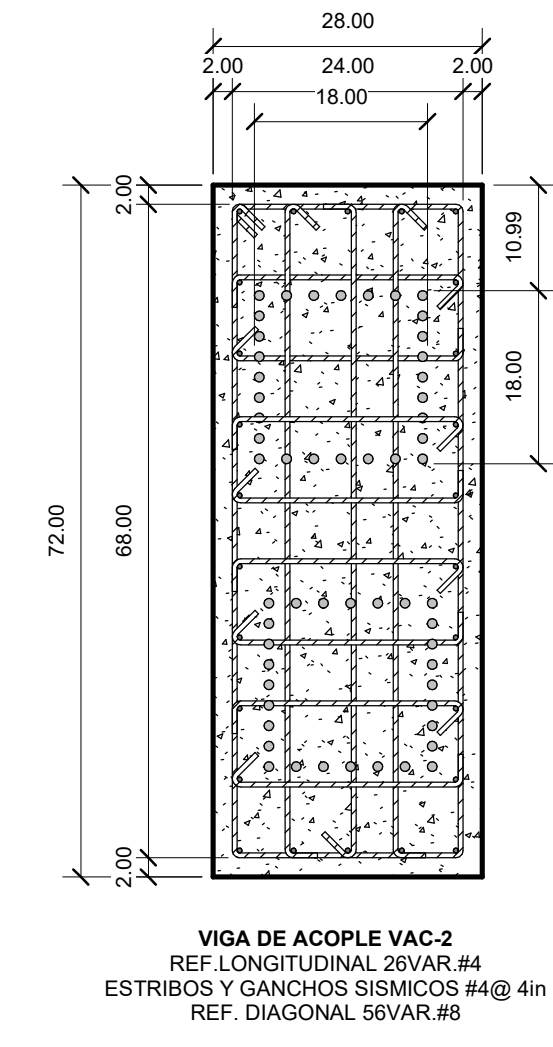
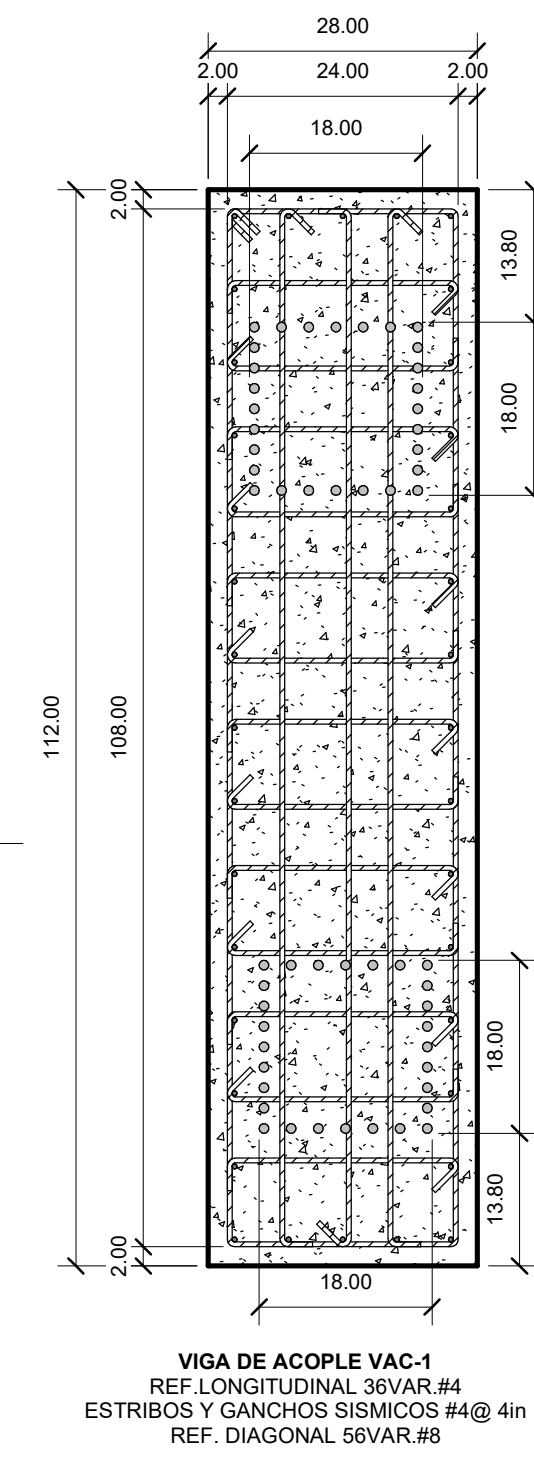
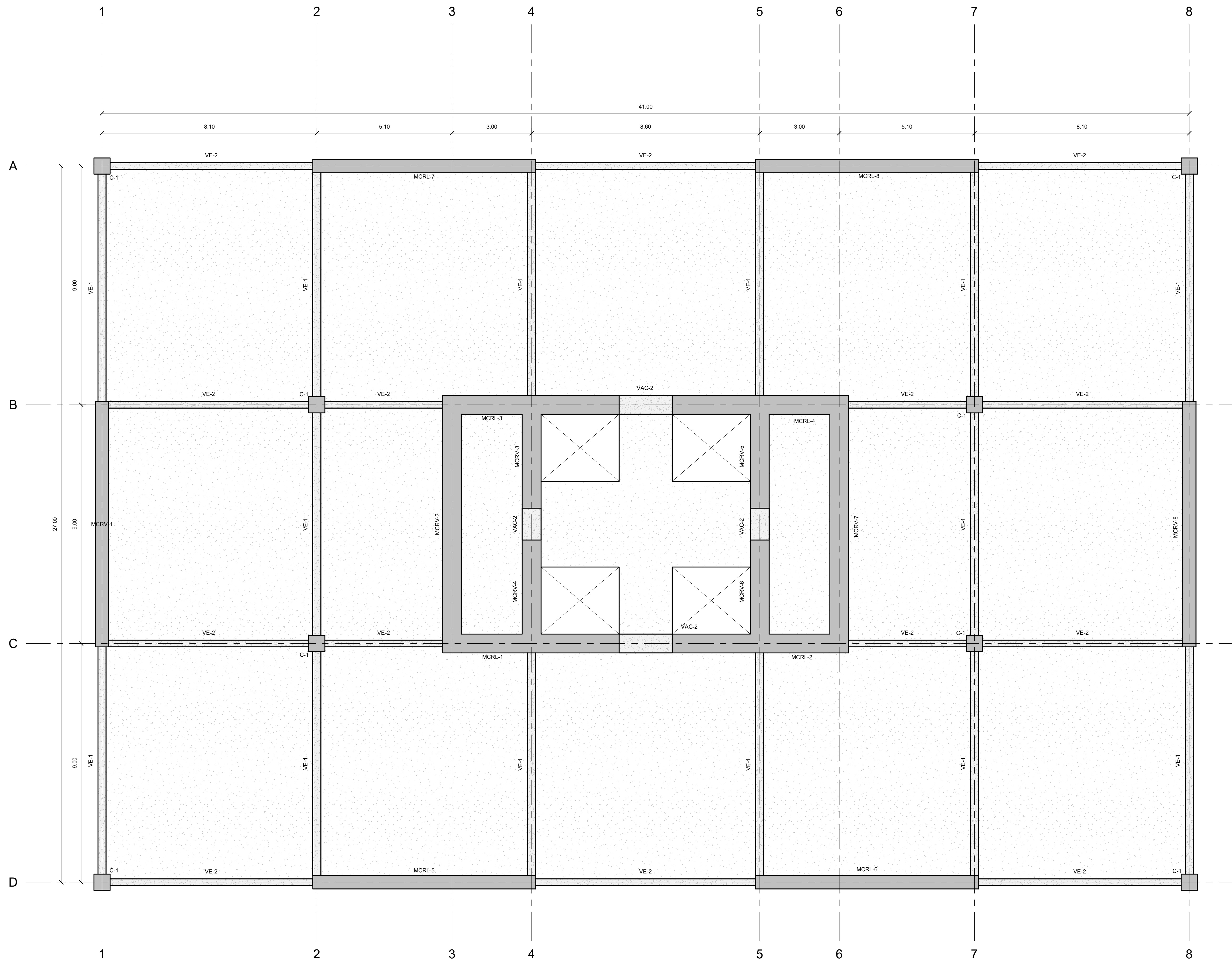


DETALLE TÍPICO DE ARMADO DE VIGA
1:25

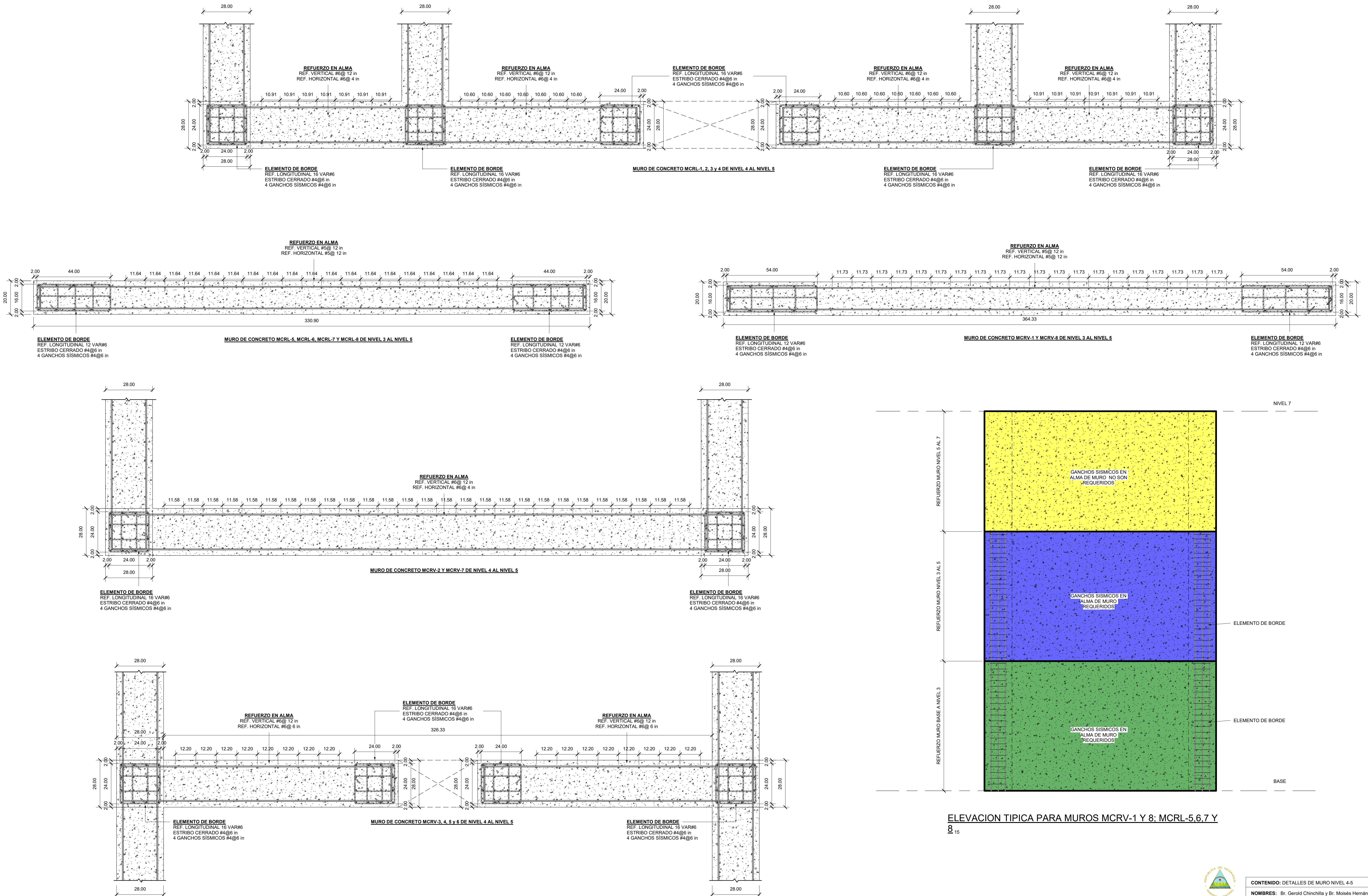




ELEVACION TIPICA PARA MUROS MCRL 1.2,3,4 Y MCRV 2,3,4,5,6,7



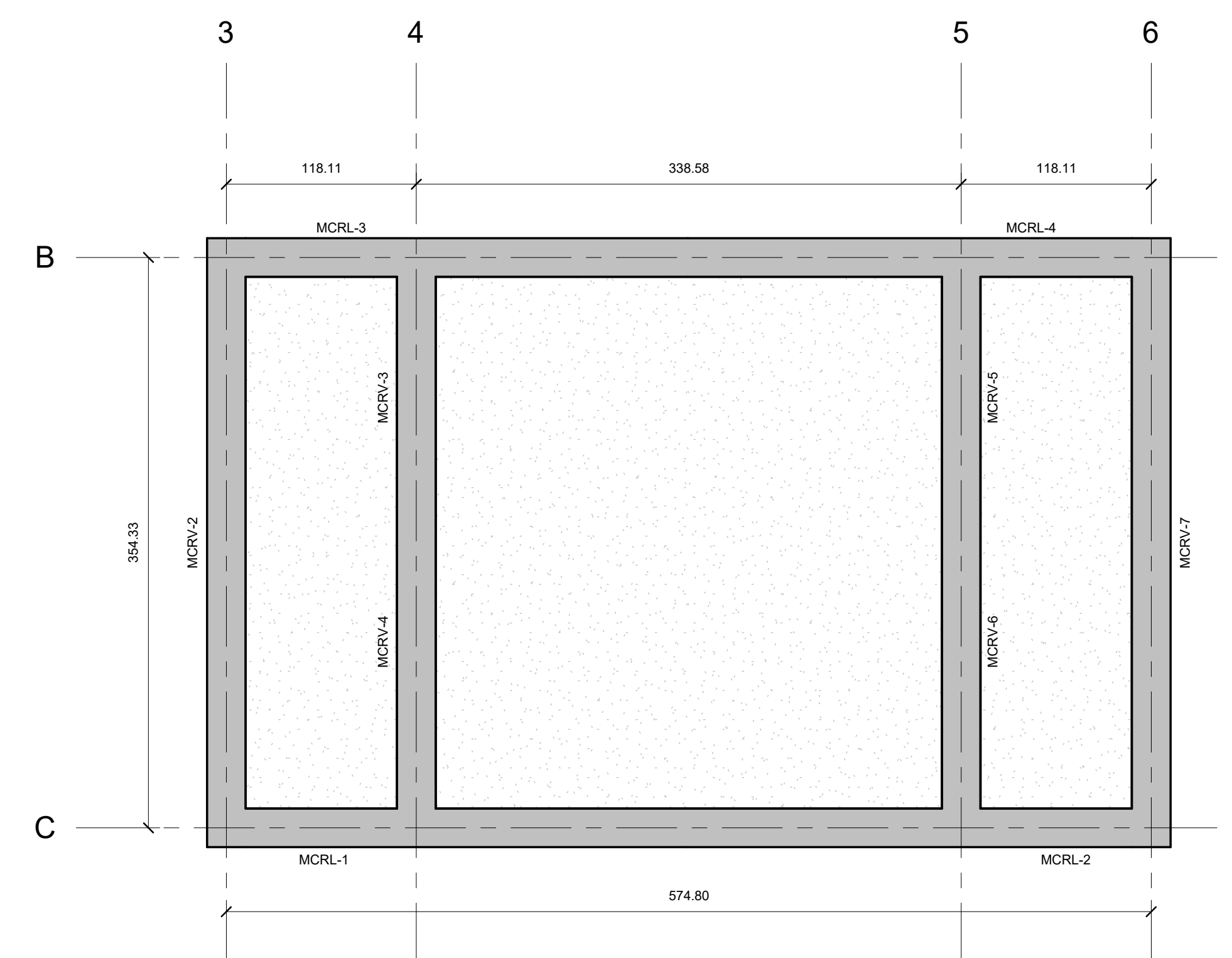
PLANTA ESTRUCTURAL DE MUROS NIVEL 4 AL 5
1:75



CONTENIDO: DETALLES DE MURO NIVEL 4-5
NOMBRES: Br. Gerold Chinchilla y Br. Moisés Hernández
TUTOR: Msc. Ing. Guillermo Chávez
FECHA: Septiembre 2022 **ESCALA:** Indicada
LUGAR: Managua, Nicaragua

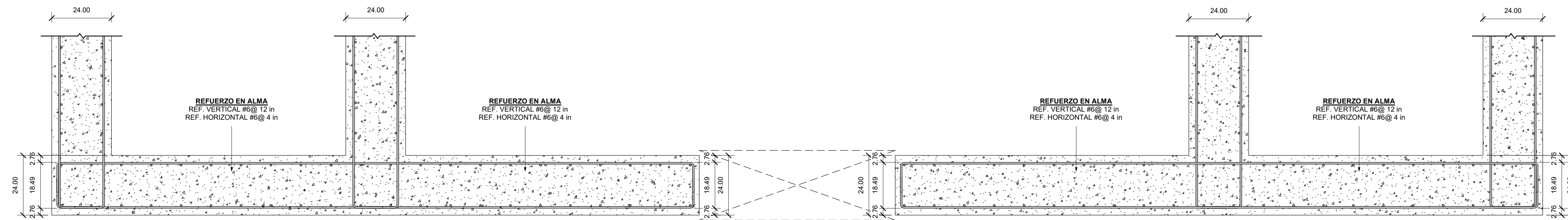


PLANTA ESTRUCTURAL DE MUROS NIVEL 5 EN ADELANTE
1:75

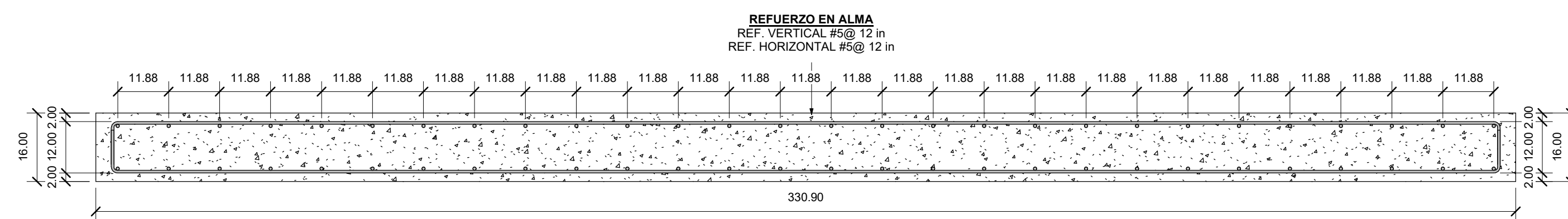


PLANTA ESTRUCTURAL DE MUROS NIVEL 8
1:75

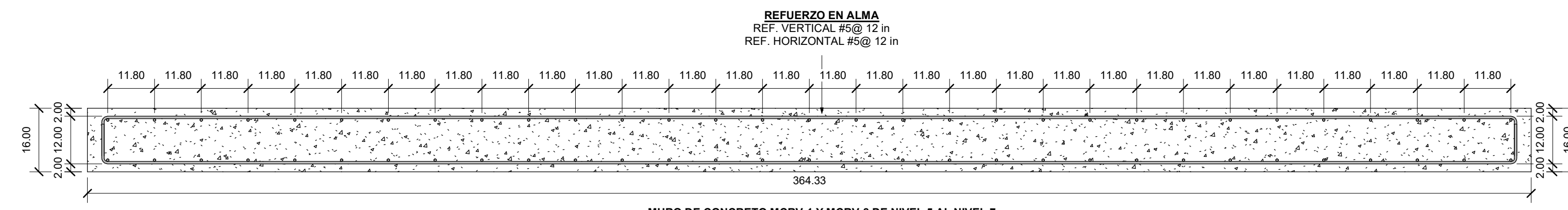




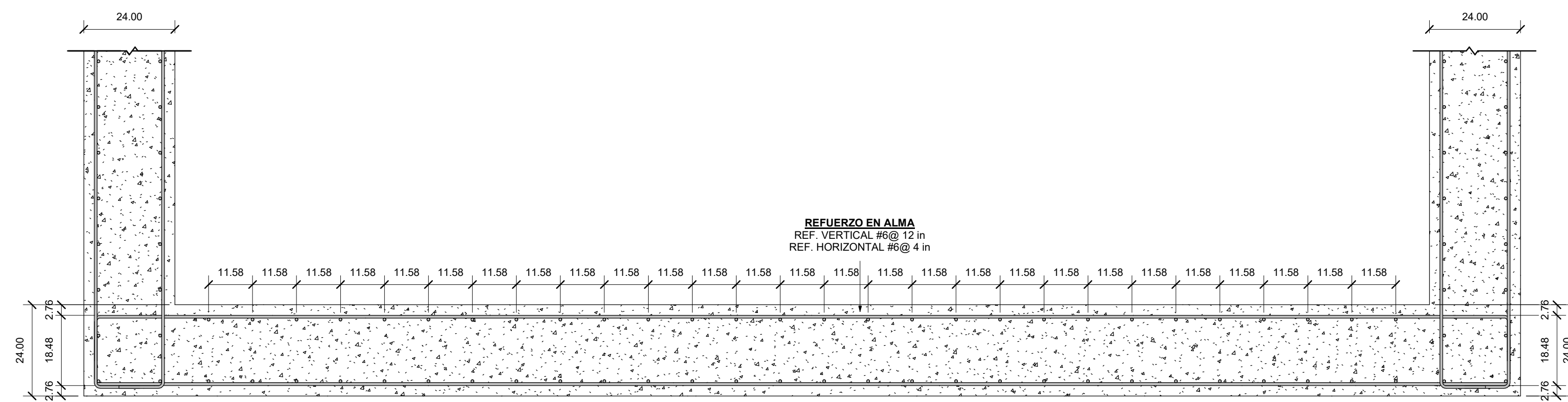
MURO DE CONCRETO MCRL-1, 2, 3 y 4 DE NIVEL 5 AL NIVEL 8



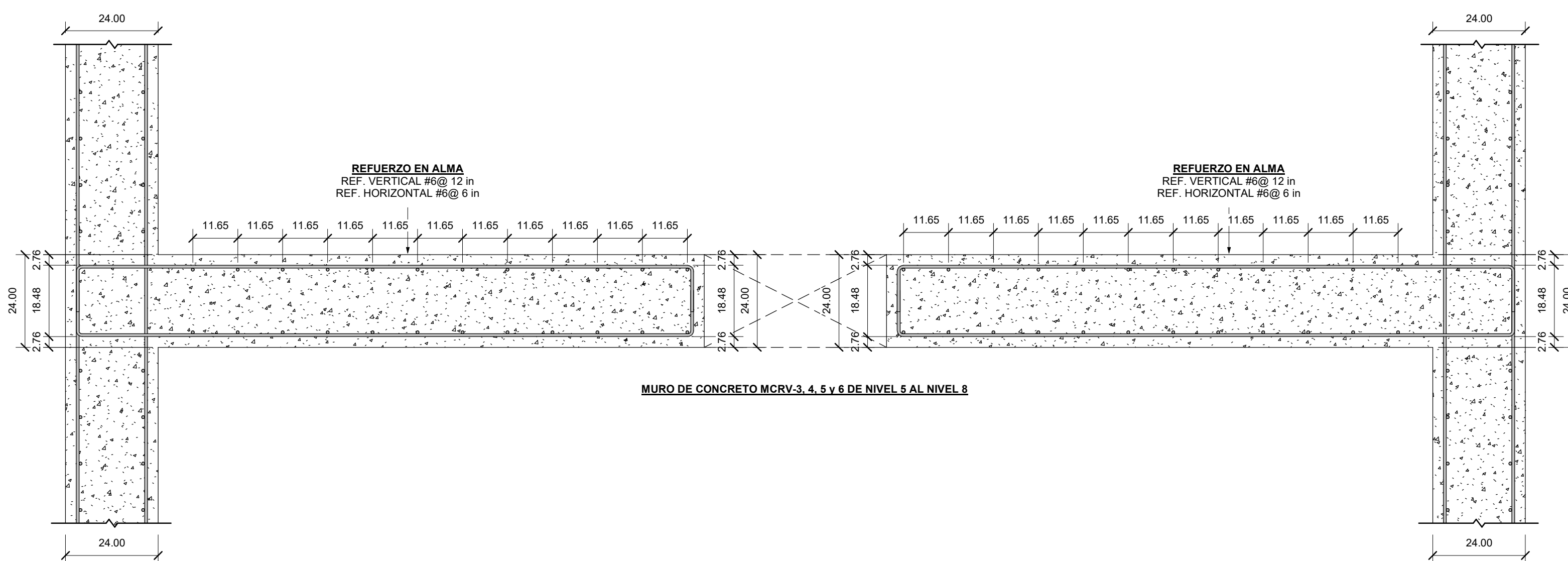
MURO DE CONCRETO MCRL-5, MCRL-6, MCRL-7 Y MCRL-8 DE NIVEL 5 AL NIVEL 7



MURO DE CONCRETO MCRV-1 Y MCRV-8 DE NIVEL 5 AL NIVEL 7

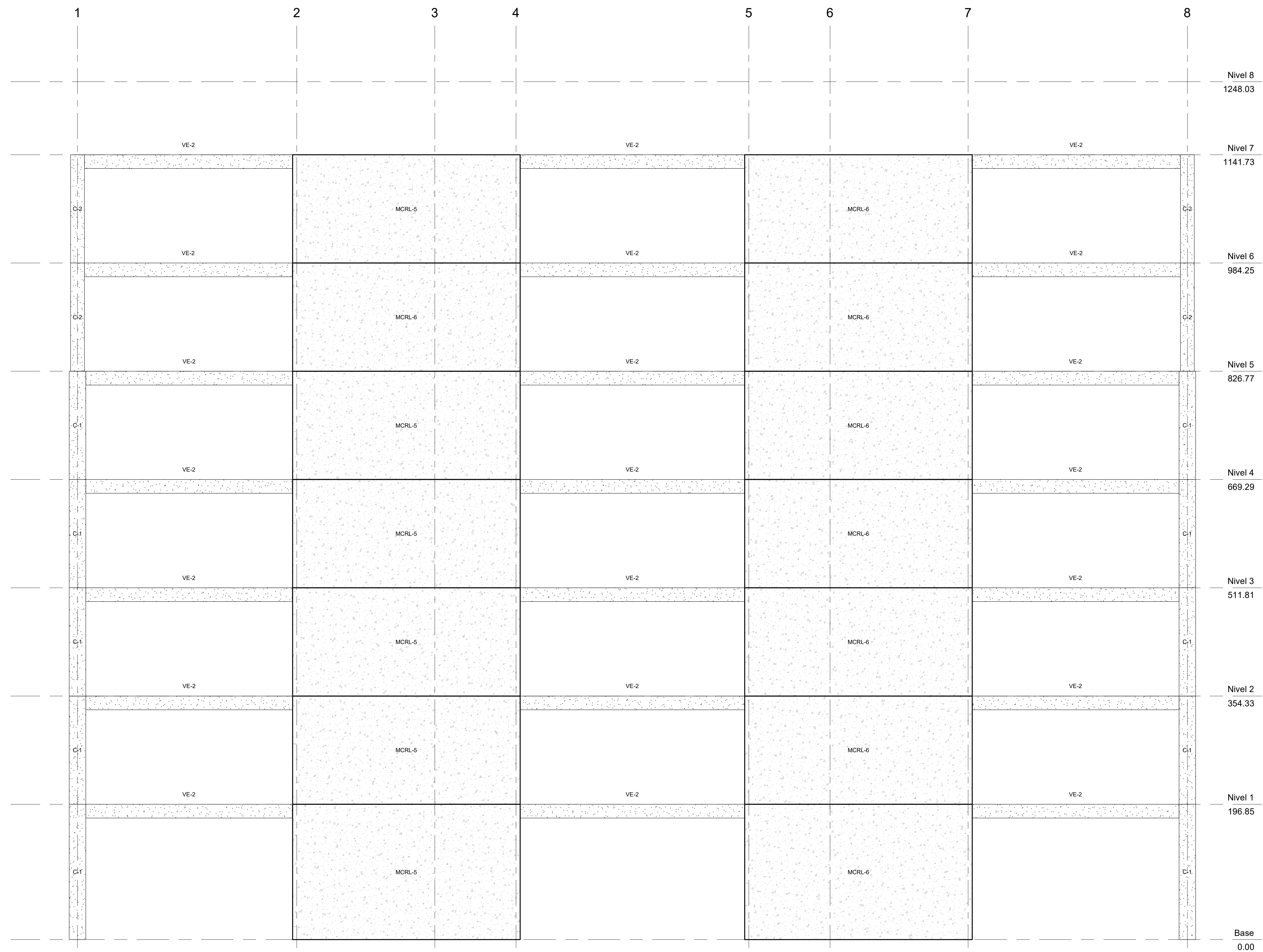


MURO DE CONCRETO MCRV-2 Y MCRV-7 DE NIVEL 5 AL NIVEL 8



MURO DE CONCRETO MCRV-3, 4, 5 y 6 DE NIVEL 5 AL NIVEL 8

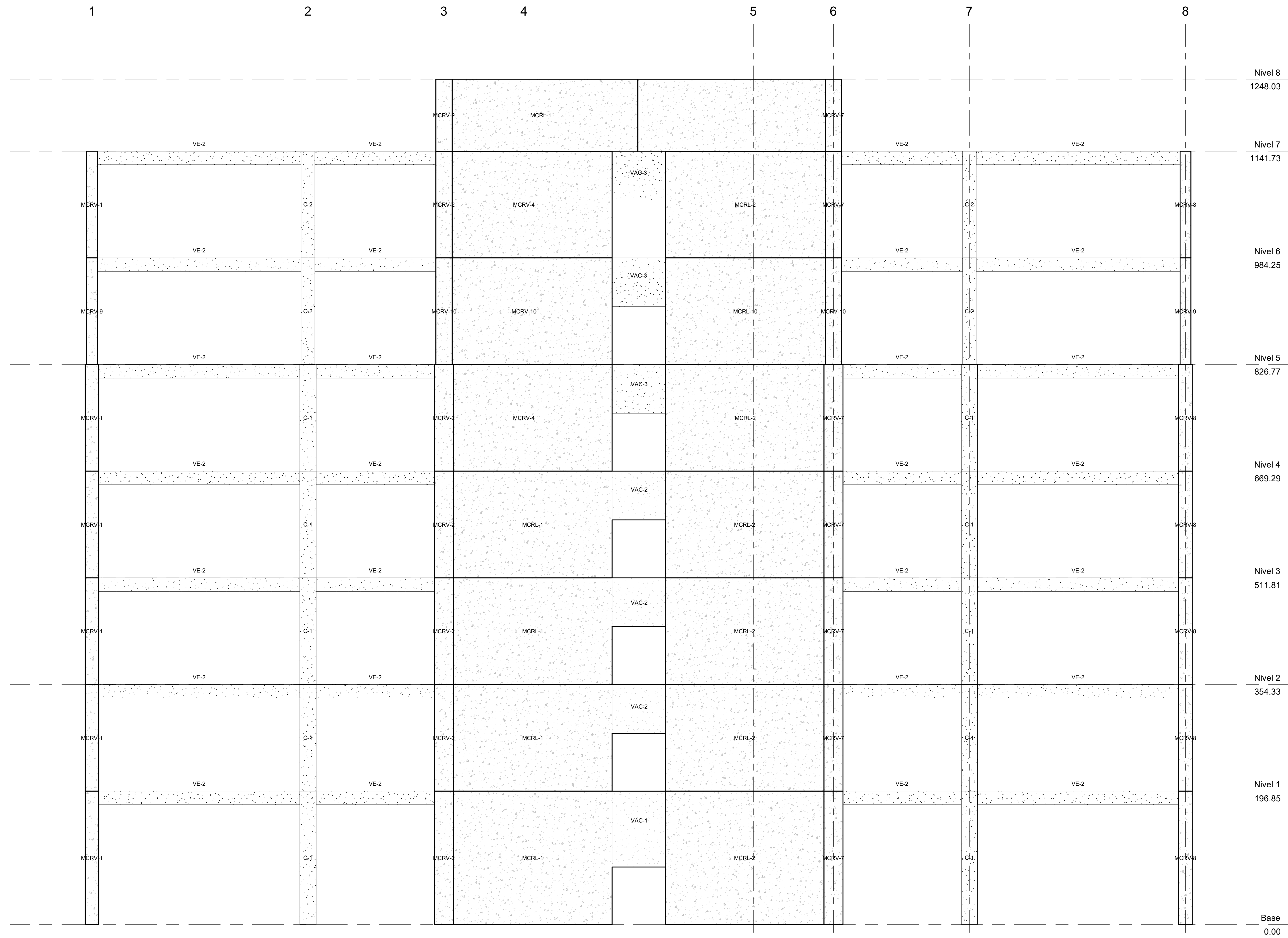




ELEVACION ESTRUCTURAL EJE D
1:75

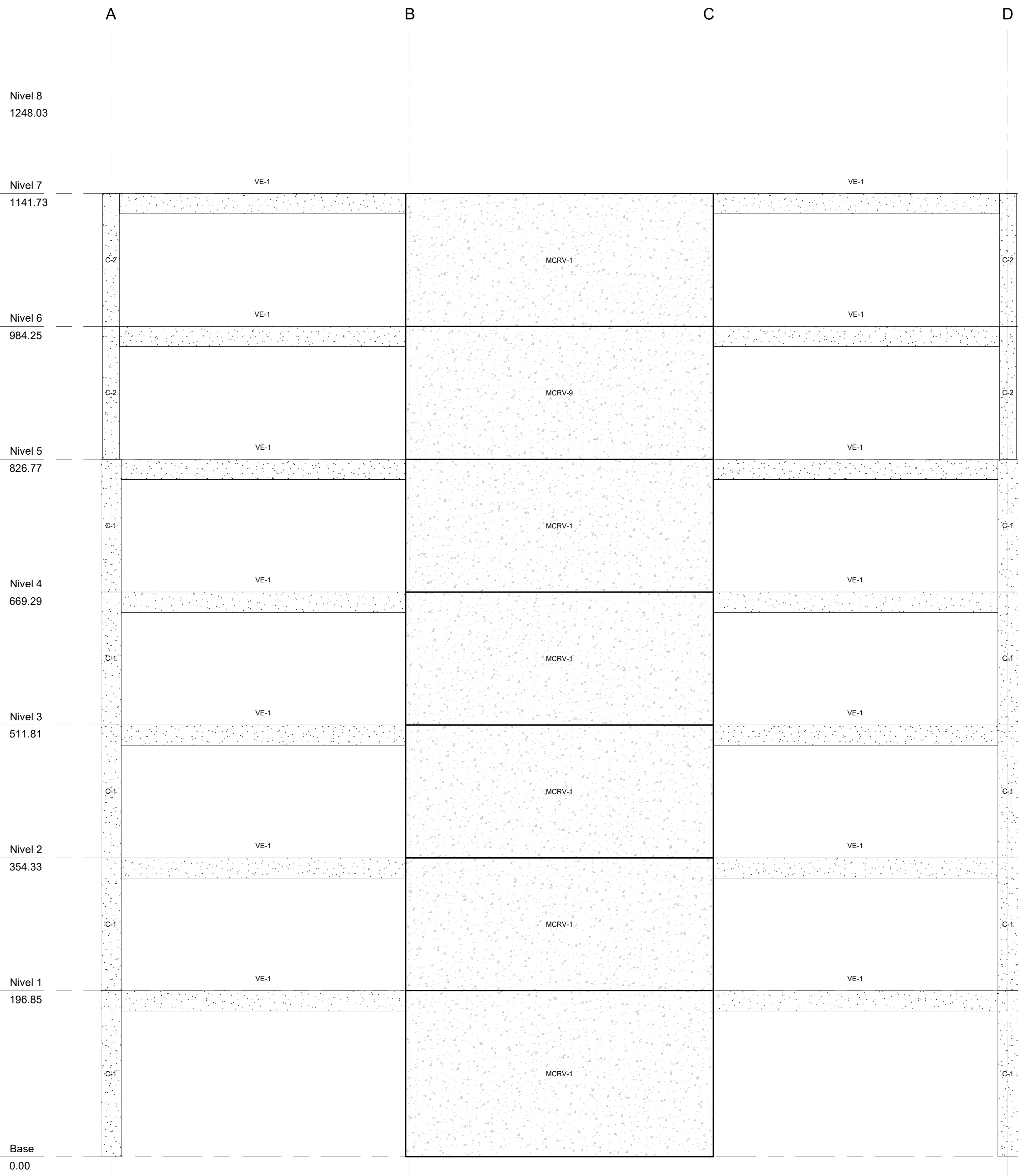


CONTENIDO: ELEVACION ESTRUCTURAL
 NOMBRES: Autor
 TUTOR: Msc. Ing. Guillermo Chávez
 FECHA: Septiembre 2022 ESCALA: Indicada
 LUGAR: Managua, Nicaragua

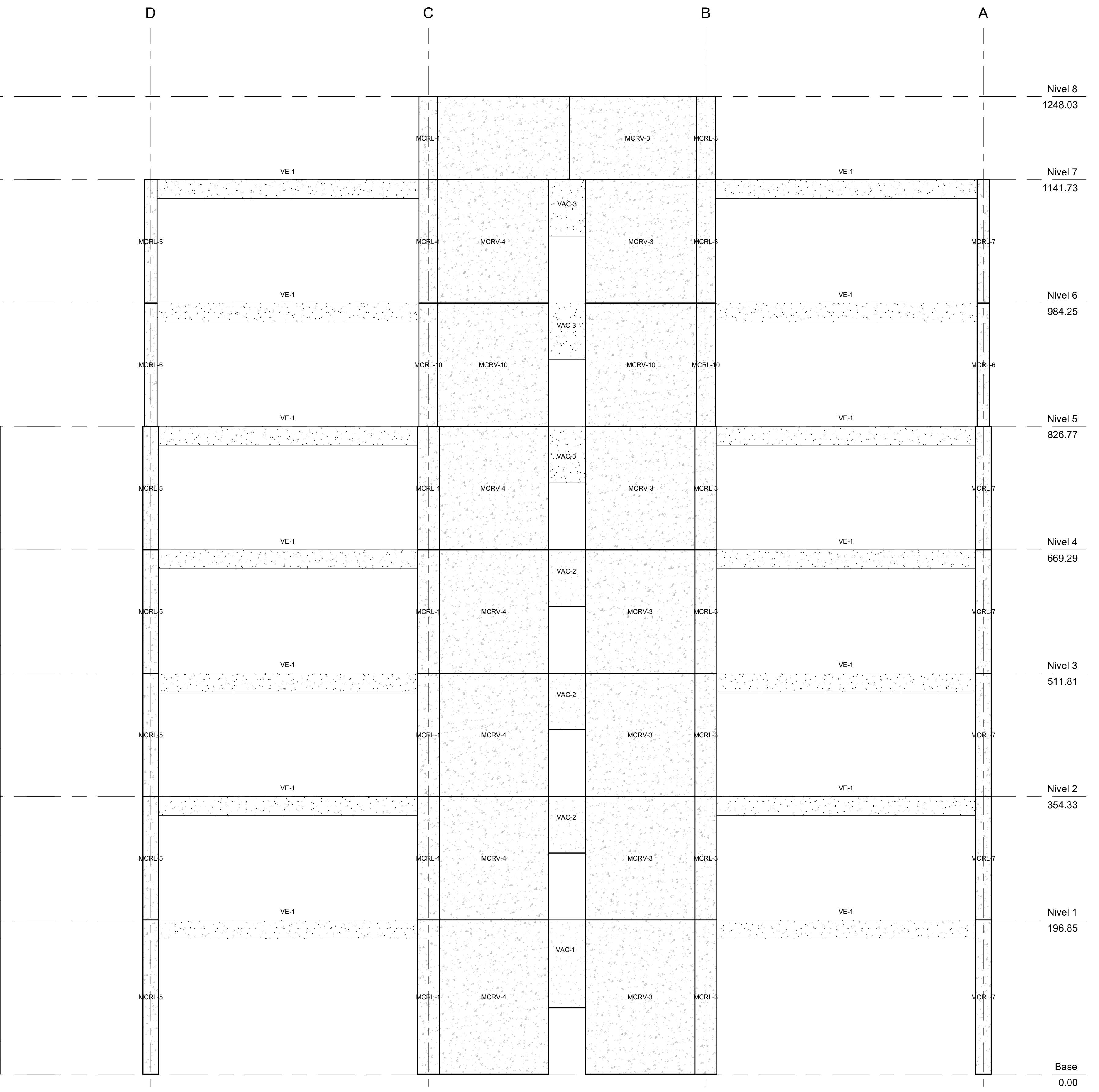


ELEVACION ESTRUCTURAL EJE C
1:75





ELEVACION ESTRUCTURAL EJE 1
1:75



ELEVACION ESTRUCTURAL EJE 4
1:75



CONTENIDO: ELEVACION ESTRUCTURAL
 NOMBRES: Br. Gerold Chinchilla y Br. Moisés Hernández
 TUTOR: Msc. Ing. Guillermo Chávez
 FECHA: Septiembre 2022 ESCALA: Indicada
 LUGAR: Managua, Nicaragua