



UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DE CUENCA

**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA**

*Comunidad Educativa al Servicio del Pueblo*

**UNIDAD ACADÉMICA INGENIERÍA, INDUSTRIA  
Y CONSTRUCCIÓN**

**CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

**ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE TECNOLOGÍAS  
CONSTRUCTIVAS; MAMPOSTERÍA CONFINADA,  
PÓRTICOS ESPECIALES DE HORMIGÓN ARMADO Y  
SISTEMA DUAL EN EDIFICIOS DE 3 Y 6 PISOS EN LA  
CIUDAD DE CUENCA.**

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL  
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL.**

**AUTORES: DIEGO FERNANDO IDROVO UREÑA, CHRISTIAN  
JAVIER PICÓN YANQUE**

**DIRECTOR: JUAN GABRIEL BARBECHO CHUISACA**

**CUENCA – ECUADOR**

**2022**

**DIOS, PATRIA, CULTURA Y DESARROLLO**



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA**

*Comunidad Educativa al Servicio del Pueblo*

**UNIDAD ACADÉMICA INGENIERÍA, INDUSTRIA  
Y CONSTRUCCIÓN**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE TECNOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS;  
MAMPOSTERÍA CONFINADA, PÓRTICOS ESPECIALES DE  
HORMIGÓN ARMADO Y SISTEMA DUAL EN EDIFICIOS DE 3 Y 6  
PISOS EN LA CIUDAD DE CUENCA.

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL  
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**AUTOR: DIEGO FERNANDO IDROVO UREÑA, CHRISTIAN  
JAVIER PICÓN YANQUE**

**DIRECTOR: JUAN GABRIEL BARBECHO CHUISACA**

**CUENCA, ECUADOR**

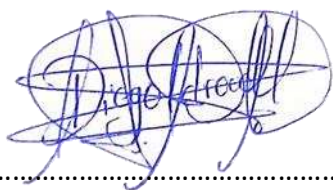
**2022**

**DIOS, PATRIA, CULTURA Y DESARROLLO**

## Declaratoria de Autoría y Responsabilidad

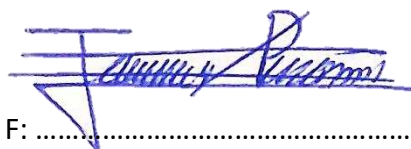
**Diego Fernando Idrovo Ureña, Christian Javier Picón Yanque** portadores de la cédula de ciudadanía N° **0106186562, 0105323679**, respectivamente. Declaramos ser los autores de la obra: **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE TECNOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS; MAMPOSTERÍA CONFINADA, PÓRTICOS ESPECIALES DE HORMIGÓN ARMADO Y SISTEMA DUAL EN EDIFICIOS DE 3 Y 6 PISOS EN LA CIUDAD DE CUENCA.”**, sobre la cual nos hacemos responsables sobre las opiniones, versiones e ideas expresadas. Declaramos que la misma ha sido elaborada respetando los derechos de propiedad intelectual de terceros y eximimos a la Universidad Católica de Cuenca sobre cualquier reclamación que pudiera existir al respecto. Declaramos finalmente que nuestra obra ha sido realizada cumpliendo con todos los requisitos legales, éticos y bioéticos de investigación, que la misma no incumple con la normativa nacional e internacional en el área específica de investigación, sobre la que también nos responsabilizamos y eximimos a la Universidad Católica de Cuenca de toda reclamación al respecto.

Cuenca, 03 de marzo de 2022



F: .....

Diego Fernando Idrovo Ureña  
0106186562



F: .....

Christian Javier Picón Yanque  
0105323679

## **CERTIFICACIÓN DEL DIRECTOR DE TESIS**

Yo, Juan Barbecho, certifico que el presente trabajo de titulación fue ejecutado por los estudiantes Diego Fernando Idrovo Ureña y Christian Javier Picón Yanque, estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de Cuenca, bajo mi dirección.



---

**Ing. Juan Barbecho C. MSc.**

**C.I. 010444592-9**

## **Dedicatoria**

Esta tesis va dedicada a:

A Dios, por bendecirme la vida, por guiarme en mi existencia, ser el apoyo y fortaleza en aquellos momentos de dificultad y debilidad, también por permitirme haber llegado hasta este momento tan importante en mi formación académica.

A mis padres Alicia y Walter quienes con su amor, paciencia y esfuerzo me han permitido llegar a cumplir hoy un sueño más, gracias por inculcar en mí el ejemplo de esfuerzo, perseverancia y valentía.

A mis hermanos Juan, Edison, Romeo, por estar siempre presentes durante mi formación profesional quienes me brindaron su apoyo moral, consejos, e impulsaron a no decaer cuando me sentía desanimado.

A toda mi familia en especial a mi abuelita Antonina, mi ñaña Charito y ñaño Juanito quienes con sus oraciones, consejos y palabras de aliento hicieron de mí una mejor persona y de una u otra forma me acompañan en todos mis triunfos, sueños y metas.

A todos mis amigos, por apoyarme cuando más los necesitaba, por extender su mano en momentos difíciles.

Finalmente quiero dedicar esta tesis a todos aquellos que no creyeron en mí, aquellos que esperaban mi fracaso en cada paso que daba hacia la culminación de mis estudios, aquellos que nunca esperaban que lograra terminar la carrera, a todos aquellos que apostaban a que me rendiría a medio camino, a todos los que supusieron que no lo lograría, a todos ellos les dedico esta tesis.

**DIEGO FERNANDO IDROVO UREÑA**

## **Dedicatoria**

Esta tesis va dedicada a:

A Dios por darme salud y poder culminar uno de mis propósitos que es ser ingeniero civil.

A todos mis seres queridos quienes han sido mi fortaleza para lograr mi propósito, que, con mucho esfuerzo, esmero y trabajo lo he logrado.

A mis padres Alfredo y Narcisa quienes fueron mi motivación de vida, gracias por haberme forjado como la persona que soy en la actualidad, gracias por su paciencia y amor.

A mis maestros por su paciencia al momento de explicarme las dudas que me quedaban en clases, pero al final de cuentas me motivaron constantemente para alcanzar mi propósito.

Finalmente, a mi tutor de tesis Ing. Juan Barbecho quien nos supo instruir en este tiempo para poder culminar nuestra tesis con éxito y con nuevos conocimientos que será de mucha ayuda para el campo laboral y poder tener un buen desenvolvimiento como profesional.

CHRISTIAN JAVIER PICÓN YANQUE

## **Agradecimiento**

Agradezco a la vida por permitirme tener a mis seres queridos cerca y demostrarme lo hermosa y justa que puede llegar a ser; gracias a mi familia por el apoyo incondicional que me brindaron y por creer en mí, estoy seguro de que sin su apoyo no lo hubiese logrado. Gracias Dios por la vida y dejarme disfrutar cada día como si fuese el último.

De igual manera quiero agradecer a la Universidad Católica de Cuenca y sus autoridades por el respaldo de las becas otorgadas en mi pregrado de manera especial al señor rector Dr. Enrique Pozo Cabrera, Dra. Marcia Betancur, Lcda. Claudia Mogrovejo y Lcda. Jennifer Cárdenas del departamento de bienestar estudiantil quienes siempre me brindaron su apoyo frente a cada adversidad que se presentaba en mi carrera universitaria.

También quiero agradecer a mi tutor de tesis Ing. Juan Barbecho por la acertada orientación, soporte y discusión crítica que me permitió un buen aprovechamiento en el trabajo de titulación y así llegara a buen término.

Finalmente agradezco a quienes fueron mis maestros en cada una de las diferentes asignaturas que curse durante 5 años de estudio, así como también a mis compañeros, amigos y todos quienes formaron parte de este proceso.

ATT. DIEGO FERNANDO IDROVO UREÑA

## **Agradecimiento**

Agradezco a Dios y a la virgen por día a día darme fuerza, valor y sabiduría para luchar por lo que tanto anhelé cumplir en mi vida, gracias por bendecirme y estar siempre conmigo en todos los momentos difíciles que atravesé en mi formación académica y que me supieron levantar para seguir en adelante con mi meta.

A mis padres Alfredo y Narcisa que siempre me apoyaron y fueron mis pilares fundamentales para no caer y seguir en pie luchando por mi propósito, gracias por enseñarme a no rendirme, gracias por demostrarme todos los días que con esfuerzo y dedicación todo se puede.

A mi hermano y mi sobrino Edgar y Nicolas quienes me daban fuerza y amor para seguir en adelante, gracias por reír, por llorar, por compartir los días grises y los días felices, gracias por ser tan comprensivos y por apoyarme incondicionalmente.

Por último, quiero agradecer a todos mis amigos quienes me supieron apoyar que de una y otra manera me comprendieron por la batalla que estaba pasando y me ayudaron brindando ánimos para culminar mis estudios.

ATT: CHRISTIAN JAVIER PICÓN YANQUE

## Resumen

Se presenta el análisis estructural de 3 tecnologías constructivas (Mampostería confinada, Pórticos Especiales a Momento, Sistema Dual) para la ciudad de Cuenca, comparando su seguridad estructural ante eventos sísmicos y costo de construcción. Se propone dos tipos de edificaciones iguales en planta, pero diferentes en alturas 9 metros y 18 metros.

El prediseño de los elementos, se realiza a partir los requerimientos de la NEC y el código ACI, sin embargo, para el análisis de la Mampostería Confinada, se toman recomendaciones latinoamericanas, debido a la falta de información con respecto a las normativas nacionales.

El análisis y diseño, se realiza a través del software ETABS, garantizando el diseño sísmico de los elementos y evaluando el sistema con un análisis estático y modal espectral, definido por NEC-SE-DS. Los SMF y el sistema dual cumplen satisfactoriamente los requerimientos para los diseños propuestos, sin embargo, en el sistema de mampostería confinada de 3 niveles, diversos muros no cumplen con la resistencia última de fuerza cortante, por ende, para satisfacer el diseño, es necesario adicionar un refuerzo horizontal, justificación por la cual no se realiza el diseño de mampostería confinada de 6 niveles.

A partir del diseño final, se obtuvieron los desplazamientos máximos horizontales y las cantidades de obra gris para cada sistema, comparando el costo de su ejecución y la seguridad estructural de cada edificación, obteniendo como resultado: que la tecnología de Mampostería Confinada representa la mayor seguridad estructural para la edificación de 3 niveles con una deriva máxima de 0.1%, proporcionando una alta rigidez y el menor costo de ejecución de USD \$ 27051.80. De igual manera, para la edificación de 6 niveles, la mejor tecnología es el sistema dual, con una deriva máxima de 0.53 y el menor costo de USD \$69098.30.

*Palabras clave:* mampostería confinada, pórticos especiales a momento, muros estructurales, seguridad estructural, tecnología constructiva

## **Abstract**

The structural analysis of 3 construction technologies (Confined Masonry, Special Moment Porticos, Dual System) for the city of Cuenca is presented, to establish which structure provides better structural safety in seismic events. Two types of buildings with the same floor plan, but different heights (9 meters and 18 meters) are proposed. The pre-design of the elements is based on the requirements of the NEC and the ACI code; however, for the analysis of the Confined Masonry, Latin American recommendations are used, due to the lack of information regarding national regulations. The analysis and design are carried out using ETABS software, guaranteeing the seismic design of the elements and evaluating the system with a static and spectral modal analysis, defined by NEC-SE-DS. The SMF and the dual system satisfactorily meet the requirements for the proposed designs; however, in the confined masonry system, several walls do not meet the ultimate shear force resistance, therefore, it is necessary to add a horizontal reinforcement, which is the reason why the 6-level confined masonry design is not carried out. From the final design, the maximum horizontal displacements and the quantities of gray work for each system were obtained, comparing the cost of its execution and the structural safety of each building, obtaining as a result: that the Confined Masonry technology represents the highest structural safety for the 3-story building with a maximum drift of 0.1%, providing a high stiffness and the lowest execution cost of USD 27051.80. Similarly, for the 6-story building, the best technology is the dual system, with a maximum drift of 0.53 and the lowest cost of USD 69098.30.

*Keywords:* confined masonry, special moment frames, structural walls, structural safety, construction technology

## INDICE

1.	GENERALIDADES.....	1
1.1	Introducción.....	1
1.2	Antecedentes.....	2
1.2.1	Formulación del problema.....	2
1.2.2	Definición de la zona de estudio.....	2
1.3	Objetivos.....	3
1.3.1	General.....	3
1.3.2	Específicos.....	3
1.4	Justificación.....	3
2.	MARCO TEÓRICO.....	4
2.1	Características de los materiales.....	4
2.1.1	Hormigón.....	4
2.1.2	Acero.....	4
2.1.3	Propiedades de la mampostería confinada.....	4
2.2	Filosofía de diseño.....	6
2.2.1	Diseño con factores de carga y resistencia (LRFD).....	6
2.2.2	Factores de reducción de capacidad.....	7
2.2.3	Combinaciones de cargas.....	7
2.3	Caracterización de cargas.....	7
2.4	Cargas gravitacionales.....	8
2.4.1	Carga muerta.....	8
2.4.2	Carga viva.....	8
2.4.3	Carga sísmica.....	9
2.5	Zona sísmica y tipo de suelo.....	9
2.6	Periodo fundamental de vibración (Ta).....	10
2.7	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.....	10
2.8	Periodos límite de vibración en el espectro de diseño elástico.....	10
2.9	Espectro de respuesta inelástico.....	11
2.10	Factor de reducción de resistencia sísmica R.....	12
2.11	Cortante Basal.....	13
2.12	SISTEMAS ESTRUCTURALES DE MAMPOSTERIA CONFINADA.....	14
2.12.1	Sistema Estructural de Mampostería Confinada.....	14

2.12.1.1	Diseño para carga axial de compresión de la mampostería. ....	16
2.12.2	Diseño Flexo-Compresión. ....	17
2.12.3	Diseño Cortante. ....	18
2.13	Sistema Estructural de Pórticos Especiales a Momento. ....	20
2.13.1	Diseño a flexión. ....	20
2.13.2	Diseño por cortante. ....	22
2.13.3	Diseño por flexo-compresión. ....	25
2.13.4	Estados límites de servicio. ....	27
2.14	Muros de corte (Sistema Dual).....	27
2.14.1	Diseño de elementos.....	27
2.14.1.1	Criterios para análisis y diseño de muros de H.A. ....	27
2.14.2	Requerimientos de diseño de muros cortantes según el ACI 318-19. ....	28
2.14.3	Resistencia a fuerza cortante. ....	29
2.14.4	Flexo – Compresión.....	30
2.14.5	Elementos de borde. ....	30
3.	METODOLOGÍA.....	33
3.1	Mampostería Confinada.....	33
3.1.1	Consideraciones Generales. ....	33
3.1.2	Consideraciones del análisis estático. ....	34
3.2	Pórticos Especiales a Momento. ....	35
3.2.1	Consideraciones Generales. ....	35
3.2.2	Consideraciones del análisis estático. ....	36
3.3	Muros de corte (Sistema Dual).....	38
3.3.1	Consideraciones Generales. ....	38
3.3.2	Consideraciones del análisis estático. ....	38
3.4	Consideraciones del Análisis Modal para las diferentes tecnologías aplicadas.....	40
3.5	Momentos torsionales horizontales y torsión accidental. ....	40
3.6	Análisis de precios unitarios.....	41
4.	RESULTADOS .....	41
4.1	Mampostería Confinada.....	41
4.1.1	Geometría General.....	41
4.1.2	Cortante basal dinámico .....	42
4.1.3	Análisis Estructural Edificio de 3 pisos. ....	43

4.1.4	Límites de derivas de pisos.....	44
4.1.5	Análisis de momentos, cortantes, torsores y axiales .....	45
4.1.6	Resistencia a compresión.....	46
4.1.7	Revisión flexo compresión. ....	48
4.1.8	Revisión Cortante .....	50
4.1.9	Detalles generales. ....	53
4.1.10	Diseño de elementos.....	55
4.2	Pórticos Especiales a Momento .....	57
4.2.1	Geometría general .....	57
4.2.2	Análisis de momentos, cortantes, torsores y axiales .....	59
4.2.3	Análisis Estructural Edificio de 3 y 6 pisos.....	71
4.2.4	Límites de derivas de pisos.....	74
4.2.5	Cortante basal dinámico. ....	76
4.2.6	Diseño de elementos.....	78
4.2.7	Diseño de vigas edificio de 3 pisos .....	79
4.2.8	Diseño de columnas edificio 3 pisos. ....	81
4.2.9	Diseño de vigas edificio de 6 pisos.....	85
4.2.10	Diseño de columnas edificio 6 pisos. ....	87
4.3	Muros de Corte .....	91
4.3.1	Geometría general .....	91
4.3.2	Análisis de momentos, cortantes y axiales .....	92
4.3.3	Análisis Estructural edificio de 3 y 6 pisos.....	93
4.3.4	Límites de derivas de pisos.....	95
4.3.5	Cortante basal dinámico. ....	97
4.3.6	Diseño de elementos.....	99
4.3.7	Diseño de vigas para Pórtico Ordinario a Momento (OMF).....	101
4.3.8	Diseño de columnas para Pórtico Ordinario a Momento (OMF). ....	103
4.4	Cantidades de obra gris.....	106
4.4.1	Comparación de costos de construcción .....	112
4.4.2	Costo-beneficio (Seguridad Estructural). ....	113
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	116
6.	BIBLIOGRAFÍA.....	118
7.	APÉNDICE – ANEXOS .....	119

## INDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Propiedades del acero de refuerzo .....	4
Tabla 2.	Dimensiones ladrillo macizo.....	5
Tabla 3.	Sobrecarga muerta para entepiso típico .....	8
Tabla 4.	Sobrecarga muerta para la cubierta.....	8
Tabla 5.	Coeficientes de suelo tipo D.....	9
Tabla 6.	Coeficiente de distribución K .....	14
Tabla 7.	Deflexiones máximas admisibles.....	27
Tabla 8.	Requisitos mínimos geometría de un muro estructural .....	28
Tabla 9.	Tabla resumen de las características de los materiales y factores de reducción .....	33
Tabla 10.	Tabla resumen de las características de los materiales y factores de reducción .....	35
Tabla 11.	Tabla resumen de las características de los materiales y factores de reducción .....	38
Tabla 12.	Desplazamientos en cada piso .....	44
Tabla 13.	Resumen solicitaciones actuantes máximas mampostería confinada – Sentido X.....	45
Tabla 14.	Resumen solicitaciones actuantes máximas mampostería confinada – Sentido Y.....	46
Tabla 15.	Resumen revisión resistencia a la compresión de los muros en sentido “X”. .....	47
Tabla 16.	Resumen revisión resistencia a la compresión de los muros en sentido “Y”. .....	47
Tabla 17.	Resumen revisión resistencia a la flexo-compresión de los muros en sentido “X”. .....	48
Tabla 18.	Resumen revisión resistencia a la flexo-compresión de los muros en sentido “Y”. .....	49
Tabla 19.	Resumen revisión resistencia al cortante de los muros en sentido “X”. .....	50
Tabla 20.	Resumen revisión resistencia al cortante de los muros en sentido “Y” .....	51
Tabla 21.	Acero horizontal requerido en la mampostería confinada .....	52
Tabla 22.	Resumen revisión resistencia al cortante del acero horizontal en sentido “X”. .....	52
Tabla 23.	Resumen revisión resistencia al cortante del acero horizontal en sentido “Y” .....	53
Tabla 24.	Propiedades físico mecánicas de los materiales. ....	55
Tabla 25.	Secciones de viga – columna.....	55
Tabla 26.	Acero longitudinal requerido conforme al análisis. ....	61
Tabla 27.	Acero longitudinal requerido (Verificación de ductilidad) .....	62
Fuente:	Elaboración Propia .....	62
Tabla 28.	Cortantes Máximos Probables .....	63
Tabla 29.	Cortante resistente de las vigas. ....	64
Tabla 30.	Disposición del acero transversal en la zona de confinamiento .....	64
Tabla 31.	Acero longitudinal requerido conforme al análisis .....	66

Fuente: Elaboración Propia .....	66
Tabla 32. Acero longitudinal requerido (Verificación de ductilidad) .....	67
Tabla 33. Cortante Máximo Probable .....	68
Tabla 34. Cortante Resistente .....	69
Tabla 35. Disposición del acero transversal en la zona de confinamiento .....	69
Tabla 36. Solicitaciones en el nodo de análisis .....	69
Tabla 37. Sumatoria de Momentos Nominales en Columnas .....	70
Tabla 38. Verificación Columna Fuerte – Viga Débil .....	70
Tabla 39. Solicitaciones en el nodo de análisis .....	70
Tabla 40. Sumatoria de Momentos Nominales en Columnas .....	71
Tabla 41. Verificación Columna Fuerte – Viga Débil .....	71
Tabla 42. Desplazamientos en cada piso, 3 Pisos - SMF .....	72
Tabla 43. Desplazamientos en cada piso .....	73
Tabla 44. Propiedades físico mecánicas de los materiales. ....	78
Tabla 45. Secciones de vigas edificio 3P. ....	79
Tabla 46. Secciones de columnas edificio 3P. ....	81
Tabla 47. Secciones de vigas edificio 6P. ....	85
Tabla 48. Secciones de columnas edificio 6P. ....	87
Tabla 49. Resumen de solicitaciones actuantes en los muros estructurales del sistema de 3 pisos 92	
Tabla 50. Resumen de solicitaciones actuantes en los muros estructurales del sistema de 6 pisos 93	
Tabla 51. Tabla de Cantidades Estructura SMF - 3 Pisos. ....	106
Tabla 52. Tabla de Cantidades Estructura SMF - 6 Pisos. ....	107
Tabla 53. Tabla de Cantidades Sistema Dual - 3 Pisos .....	107
Tabla 54. Tabla de Cantidades Sistema Dual - 6 Pisos .....	107
Tabla 55. Tabla de Cantidades Estructura 3 Pisos – Mampostería Confinada.....	108
Tabla 56. Relación acero-hormigón .....	111
Tabla 57. Presupuesto Referencial para los diferentes sistemas estructurales analizados. ....	112
Tabla 58. Costos - Derivas Inelásticas de las diferentes Tecnologías Aplicadas. ....	114

## TABLA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1.	Ladrillo Panelón Macizo - Arcilla .....	4
Ilustración 2.	Sistema Estructural – Mampostería Confinada.....	5
Ilustración 3.	Espectro elástico de diseño sísmico.....	9
Ilustración 4.	Irregularidades geométricas en elevación. ....	11
Ilustración 5.	Irregularidades geométricas en Planta. ....	12
Ilustración 6.	Espaciamiento mínimo del refuerzo transversal, columna de confinamiento. Fuente: (NTC, 2020) .....	15
Ilustración 7.	Requisitos de acero longitudinal por ductilidad. Fuente: (NEC-SE-HM, 2015) .....	21
Ilustración 8.	Factor de ampliación dinámica en columnas.....	26
Ilustración 9.	Fuerzas actuantes en un muro estructural. ....	28
Ilustración 10.	Requisitos elementos de borde – muros estructurales. Fuente: ACI 318-19 .....	31
Ilustración 11.	Requisitos elementos de borde – muros estructurales. Fuente: ACI 318-19 .....	32
Ilustración 12.	Distribución mampostería confinada del sistema estructural Nivel 1 -3.....	41
Ilustración 13.	Distribución mampostería confinada del sistema estructural Nivel 1 -3.....	42
Ilustración 14.	Desplazamientos máximos en sentido X.....	43
Ilustración 15.	Desplazamientos máximos en sentido Y.....	43
Ilustración 16.	Derivas máximas en sentido X.....	44
Ilustración 17.	Derivas máximas en sentido Y.....	44
Ilustración 18.	Detalle elevación muro de confinamiento. Fuente: Elaboración Propia .....	53
Ilustración 19.	Vista Frontal - Detalle Acero Horizontal del Muro de confinamiento. Fuente: Elaboración Propia .....	54
Ilustración 20.	Vista Lateral - Detalle Acero Horizontal del Muro de confinamiento. Fuente: Elaboración Propia .....	54
Ilustración 21.	Detalle armado viga de confinamiento.....	55
Ilustración 22.	Detalle refuerzo columnas de confinamiento – geometría muro. Fuente: Elaboración Propia .....	56
Ilustración 23.	Detalle armado del refuerzo transversal y longitudinal - columna y viga de confinamiento. Fuente: Elaboración Propia .....	56
Ilustración 24.	Representación estructural del edificio de 3 pisos SMF. ....	57
Ilustración 25.	Representación estructural del edificio 6 pisos SMF. ....	57
Ilustración 26.	Vista Frontal Edificio de 3 pisos, secciones de columnas.....	58
	Fuente: Elaboración Propia.....	58

Ilustración 27. Vista Frontal Edificio de 6 pisos, secciones de columnas.....	59
Fuente: Elaboración Propia.....	59
Ilustración 28. Momento Ultimo en las vigas más desfavorables edificio de 3 pisos.....	60
Fuente: Elaboración Propia.....	60
Ilustración 29. Momentos Actuantes en la viga 1 Edificio 3 pisos.....	60
Fuente: Elaboración Propia.....	60
Ilustración 30. Momentos Actuantes en la viga 2 Edificio 3 pisos.....	61
Fuente: Elaboración Propia.....	61
Ilustración 31. Acero longitudinal en la viga 1 edificio de 3 pisos.....	62
Ilustración 32. Acero longitudinal en la viga 2 edificio de 3 pisos.....	63
Fuente: Elaboración Propia.....	63
Ilustración 33. Momento Ultimo en las vigas más desfavorables edificio de 6 pisos.....	65
Fuente: Elaboración Propia.....	65
Ilustración 34. Momentos Actuantes en la viga 1 Edificio 6 pisos.....	65
Ilustración 35. Momentos Actuantes en la viga 2 Edificio 6 pisos.....	66
Fuente: Elaboración Propia.....	66
Ilustración 36. Acero longitudinal en la viga 1 edificio de 6 pisos.....	67
Ilustración 37. Acero longitudinal en la viga 2 edificio de 6 pisos.....	68
Ilustración 38. Desplazamientos máximos en X - 3P - SMF.....	72
Ilustración 39. Desplazamientos máximos en Y - 3P - SMF.....	72
Ilustración 40. Desplazamientos máximos en X – 6P - SMF.....	73
Ilustración 41. Desplazamientos máximos en Y – 6P - SMF.....	73
Ilustración 42. Derivas máximas en X – 3P - SMF.....	74
Ilustración 43. Derivas máximas en Y – 3P - SMF.....	74
Ilustración 44. Derivas máximas en X – 6P - SMF.....	75
Ilustración 45. Derivas máximas en Y- 6P - SMF.....	75
Ilustración 46. Ilustración Cortante Basal Dinámico Edificio 3 P.....	76
Ilustración 47. Ilustración Cortante Basal Dinámico Edificio 6 P.....	77
Ilustración 48. Detalle armado viga 1.....	79
Ilustración 49. Detalle armado longitudinal de viga.....	80
Ilustración 50. Detalle armado viga 2.....	80
Ilustración 51. Detalle armado longitudinal de viga.....	81
Ilustración 52. Detalle armado Columna 1.....	82

Ilustración 53.	Detalle armado longitudinal de la Columna.....	82
Ilustración 54.	Detalle armado Columna 2.....	83
Ilustración 55.	Detalle armado longitudinal de la Columna.....	83
Ilustración 56.	Detalle armado Columna 3.....	84
Ilustración 57.	Detalle armado longitudinal de la Columna.....	84
Ilustración 58.	Detalle armado viga 1. ....	85
Ilustración 59.	Detalle armado longitudinal de viga. ....	86
Ilustración 60.	Detalle armado viga 2. ....	86
Ilustración 61.	Detalle armado longitudinal de viga. ....	87
Ilustración 62.	Detalle armado Columna 1.....	88
Ilustración 63.	Detalle armado longitudinal de la Columna.....	88
Ilustración 64.	Detalle armado Columna 2.....	89
Ilustración 65.	Detalle armado longitudinal de la Columna.....	89
Ilustración 66.	Detalle armado Columna 3.....	90
Ilustración 67.	Detalle armado longitudinal de la Columna.....	90
Ilustración 68.	Representación de la estructura de muros de corte 3P.....	91
Ilustración 69.	Representación de la estructura de muros de corte 6P.....	91
Ilustración 70.	Desplazamientos Laterales pórticos Especiales a Momento Edificio 3 P.....	94
Ilustración 71.	Desplazamientos Laterales pórticos Especiales a Momento Edificio 6 P.....	95
Ilustración 72.	Derivas de Piso Edificio 3 P.....	96
Ilustración 73.	Derivas de Piso Edificio 6 P.....	96
Ilustración 74.	Cortante Basal Dinámico Edificio 3 P. ....	98
Ilustración 75.	Cortante Basal Dinámico Edificio 6 P. ....	98
Ilustración 76.	Secciones y armado de refuerzo cuando si se requiere elemento de borde para el sistema de 3 pisos .....	99
Ilustración 77.	Secciones y armado de refuerzo cuando no se requiere elemento de borde para el sistema de 3 pisos .....	99
Ilustración 78.	Dimensiones y armado de refuerzo del muro estructural para el sistema de 3 pisos	100
Ilustración 79.	Secciones y armado de refuerzo cuando si se requiere elemento de borde para el sistema de 6 pisos .....	100
Ilustración 80.	Secciones y armado de refuerzo cuando no se requiere elemento de borde para el sistema de 3 pisos Fuente: Elaboración Propia.....	101
Ilustración 81.	Dimensiones y armado de refuerzo del muro estructural para el sistema de 6 pisos	101

Ilustración 82.	Dimensiones de la sección transversal y del refuerzo colocado en la viga 1 OMF del sistema de 3 pisos .....	102
Ilustración 83.	Dimensiones de la sección transversal y del refuerzo colocado en la viga 2 OMF del sistema de 3 pisos .....	102
Ilustración 84.	Dimensiones de la sección transversal y del refuerzo colocado en la viga 1 OMF del sistema de 6 pisos .....	103
Ilustración 85.	Dimensiones de la sección transversal y del refuerzo colocado en la viga 2 OMF del sistema de 6 pisos .....	103
Ilustración 86.	Sección transversal y acero de refuerzo colocada en la columna OMF - 3 pisos	104
Ilustración 87.	Sección transversal y acero de refuerzo colocada en la columna OMF del sistema de + pisos	105
Ilustración 88.	Comparación acero de refuerzo – tecnología contractiva 3 niveles.....	109
Ilustración 89.	Comparación acero de refuerzo – tecnología contractiva 6 niveles.....	110
Ilustración 90.	Comparación metros cúbicos de hormigón – tecnología contractiva 3 niveles.	110
Ilustración 91.	Comparación metros cúbicos de hormigón – tecnología contractiva 6 niveles.	111
Ilustración 92.	Costos- Sistemas Estructurales Edificación 3 Niveles.....	113
Ilustración 93.	Costos- Sistemas Estructurales Edificación 6 Niveles.....	113
Ilustración 94.	Costos- Derivas para las diferentes tecnologías de construcción – Edificio 3 Pisos.	114
Ilustración 95.	Costos- Derivas para las diferentes tecnologías de construcción – Edificio 6 Niveles.	115

# **1. GENERALIDADES**

## **1.1 Introducción.**

El Ecuador al encontrarse ubicado en el cinturón de fuego del pacífico requiere que sus edificaciones garanticen estabilidad y seguridad adecuada ante eventos sísmicos, de tal forma que la falta de conocimientos de sistemas alternativos en nuestro medio es cada vez un problema ya que se sigue construyendo con el sistema tradicional es decir el sistema aporticado, aunque no siempre sea el más conveniente.

En la ciudad Cuenca con el fin de obtener mejores tecnologías constructivas se analiza tres sistemas que son: mampostería confinada, pórticos especiales a momento y sistema dual de pórticos con muros de corte, puesto que son sistemas con un buen comportamiento ante cargas gravitacionales y laterales que lo aplican en otros países.

Se parte prediseñando dos tipos de edificios (misma planta diferente altura h: 9m h: 18m) verificando que cada uno de ellos cumplan con lo establecido en NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción) y el código ACI (American Concrete Institute), se utiliza el software ETABS, donde se genera el análisis estructural de los sistemas, con la finalidad de determinar qué sistema constructivo tiene mayor rendimiento estructural. Cabe indicar que, debido a la falta de información con respecto a las normativas nacionales, se tomaran recomendaciones adoptadas por normativas de países latinoamericanos (Norma Peruana de Albañilería - E.070, NTC Mexicana Estructuras de Mampostería y Norma Nicaragüense MP-001).

Finalmente se determina un presupuesto para cada sistema de construcción evaluado, con la finalidad comparar la seguridad estructural y costos de los sistemas resistentes a cargas sísmicas. Se debe indicar que en este apartado se tomaran los rubros significativos para cada tecnología constructiva evaluada, es decir, se considerará únicamente la construcción de la obra gris.

## **1.2 Antecedentes.**

### *1.2.1 Formulación del problema.*

El Ecuador al formar parte del cinturón de fuego del pacifico donde se encuentra la mayor cantidad de sismos registrados, según el instituto geofísico de la escuela politécnica nacional, se estima que un 75% de energía ha sido liberada a lo largo de esta zona. Los sismos con mayor impacto que ha tenido el Ecuador es el de 1906 con una magnitud de 8.8 grados en la escala de Richter sin olvidarnos del reciente evento sísmico producido el 16 de abril del 2016 que cobro la vida de alrededor de 663 personas.

El Ecuador al ser un país que se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico requiere de edificaciones que garanticen la estabilidad y seguridad adecuada para soportar un sismo con una aceleración máxima en roca esperada entre 0.15g y 0.50g, según la NEC cargas sísmicas, debido a que la aceleración es un parámetro muy importante en el diseño de edificaciones porque es directamente proporcional a la fuerza que debe soportar una estructura durante un sismo.

En Cuenca la mayoría de las edificaciones están conformadas por elementos estructurales tales como columnas vigas y losa que en conjunto forman un sistema aporticado, de tal forma que es el sistema más rápido de construir y económico, a su vez tiene un comportamiento peligroso ante un sismo severo. Esto sucede ya que no existe una correcta inspección estructural y ni un buen manejo de las normas y códigos establecidos en el país.

Por esta razón se compara diferentes tecnologías constructivas entre mampostería confinada, pórticos especiales de hormigón armado y sistema dual de muros de corte que nos permitirá determinar el comportamiento de cada estructura bajo la acción de cargas gravitacionales y laterales. Estos sistemas constructivos serán generados en hojas de Excel para su diseño y modelados con la ayuda del software ETABS con el fin de poder elegir que tecnología es la más segura y menos frágil ante sismos.

### *1.2.2 Definición de la zona de estudio.*

El área de estudio definida para el espectro de diseño sísmico se ubica en la provincia del Azuay, Cantón Cuenca, parroquia el Valle, donde la aceleración máxima en roca (PGA) es de 0.25g y se ubica en la zona sísmica II, la cual es considerada una zona de peligro sísmico alto en la NEC.

## **1.3 Objetivos.**

### *1.3.1 General.*

Estudiar y analizar tres tecnologías constructivas estructurales resistentes a cargas sísmicas mediante la ayuda del software ETABS, con la finalidad de establecer edificaciones más seguras y menos vulnerables ante eventos sísmicos.

### *1.3.2 Específicos.*

1. Modelar un edificio de 3 y 6 pisos aplicando los tres sistemas propuestos.
2. Determinar el costo de cada sistema mediante un análisis de precios unitarios y comparar cual es el más económico.
3. Realizar un análisis entre tecnologías para obtener sistemas duales.
4. Determinar que sistemas nos conviene llevar a un estudio no lineal.

## **1.4 Justificación.**

La gran cantidad de viviendas en el Ecuador no han sido diseñadas bajo normativas constructivas debido a que la entidad rectora que fiscaliza, no es exigente con el cumplimiento de los parámetros de diseño, incluso son diseñadas de forma empírica sin la supervisión de un profesional provocando que se vuelvan vulnerables ante eventos sísmicos, causando inseguridad a las personas y estructuras cercanas. Es por ello que en la presente investigación se analiza las diferentes tecnologías constructivas con el fin de obtener un sistema estructural resistente, económico y seguro.

Ante el último evento sísmico ocurrido en el país se pudo observar que el sistema tradicional con el que se construye hoy en día que es el aporticado no es el óptimo debido a que la estructura no trabaja en conjunto ya que primero fracasa la pared y luego trabaja la estructura llevando a un mal enlace entre los diferentes elementos estructurales.

## 2. MARCO TEÓRICO

### 2.1 Características de los materiales.

#### 2.1.1 Hormigón.

Para el análisis se empleó un hormigón de resistencia a la compresión de  $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ , unificando esta resistencia para la modelación y comparación global de las 3 tecnologías aplicadas a edificaciones desde 3 pisos y 6 pisos, teniendo en cuenta que es necesario proporcionar mayor resistencia a la compresión en edificaciones de mayor altura. (NEC-SE-HM, 2015)

Cuyo módulo de elasticidad (E) de conformidad con la NEC 2015 se calcula con la siguiente expresión:

$$E = \left[ 15100\sqrt{f'c} \right] \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Ec. (1)}$$

#### 2.1.2 Acero.

Tabla 1. Propiedades del acero de refuerzo

Acero de refuerzo			
Esfuerzo de fluencia	$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Deformación unitaria máxima	$\epsilon_s =$	0,0021	
Módulo de elasticidad	$E =$	2000000	kg/cm <sup>2</sup>

Fuente: NEC-SE-DS, Peligro Sísmico, Nec-2015.

#### 2.1.3 Propiedades de la mampostería confinada.

En la ilustración 1, se observa la geometría de la mampostería individual a utilizar, el cual es un ladrillo artesanal denominado panelón macizo, hecho de arcilla.

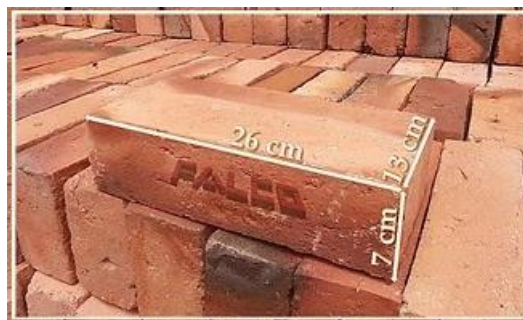


Ilustración 1. Ladrillo Panelón Macizo - Arcilla  
Fuente: (Catálogo FALCO, 2020)

Tabla 2. Dimensiones ladrillo macizo

Espesor	13	tb (cm)
Altura	7	hb (cm)
Longitud	26	lb (cm)

Fuente: (Catálogo FALCO, 2020)

Por otro lado, en la Ilustración 2, se observa los elementos principales que constituyen un sistema estructural basado en la tecnología de mampostería confinada, el cual principalmente está conformado por la mampostería formada por las hiladas de los ladrillos y las vigas y columnas de confinamiento.

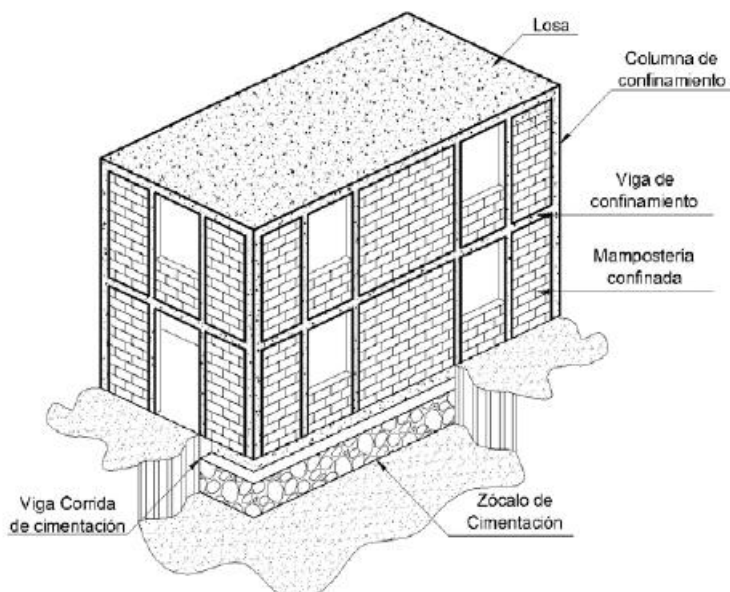


Ilustración 2. Sistema Estructural – Mampostería Confinada

Fuente: NEC-SE- VIVIENDA, 2015.

La resistencia a la compresión de la mampostería fue tomada de un estudio realizado en la ciudad de Cuenca en el año 2015 (Bravo & Flores, 2015).

- Resistencia a la compresión de la mampostería:

$$f'_m = 27.12 \text{ kgf/cm}^2$$

De acuerdo con la normativa (MP-001, 2017), cuando la resistencia a la compresión diagonal de la mampostería no ha sido determinada a través de ensayos, la resistencia a cortante de la mampostería se puede determinar a partir de la siguiente ecuación:

$$v'_m = 0.8 * \sqrt{f'_m} = 4.16 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{Ec. (2)}$$

El módulo de elasticidad ( $E_m$ ) es tomado del apartado 5.3 de NEC-SE-MP, con el siguiente resultado:

$$E_m = 750 * f'_m < 20000MPa \quad \text{Ec. (3)}$$

$$E_m = [750 * f'_m]MPa < 20000MPa$$

$$E_m = 1995 MPa$$

## 2.2 Filosofía de diseño.

La mayoría de los códigos que tratan de diseño sísmo resistente recomiendan una filosofía o pensamiento establecido, con el fin de salvaguardar vidas humanas ante eventos adversos de importancia. Un factor especial para el diseño es la probabilidad de 10% de que un evento sísmico suceda en al menos 50 años; lo que equivaldría un sísmo de similares características sucedan en 475 años. Para que esto suceda se debe tomar en cuenta unos aspectos mínimos, que se resaltan en la NEC y ACI.

El código ACI y la NEC separan las recomendaciones de resistencia para la seguridad estructural en dos partes: factores de carga y factores de reducción de capacidad.

En el diseño de las estructuras generalmente se emplean dos tipos de métodos: Diseño con Resistencias Admisibles (ADS) o Diseño con Factores de Carga y Resistencia (LRFD), en donde la estructura de diseño en base a las posibles cargas actuantes debe cumplir tanto las exigencias de resistencia como para estados límites de servicio.

Los sistemas estructurales establecidos de Pórticos Especiales a Momento, Sistema Dual y Mampostería Confinada, se los diseñará a partir de la metodología LRFD.

### 2.2.1 *Diseño con factores de carga y resistencia (LRFD).*

El método Load and Resistance Factor Design (LRFD), establece la revisión de los estados límites de servicio y últimos de resistencia (ELS y ELU), estos estados son una condición aplicable para toda estructura o cuando alguno de sus componentes, deja de cumplir la función por la cual fue diseñada, (Crisafulli, 2018).

- *Estados límites últimos de resistencia (ELU).*

Están relacionados con la capacidad resistente ante las cargas últimas que se pueden generar en la estructura, se vincula directamente con la seguridad estructural, debido a que si supera su estado límite puede daño o colapso (Crisafulli, 2018).

- *Estados límites de servicio (ELS).*

Estos estados están vinculados con las condiciones de funcionamiento de la estructura, en el caso del incumplimiento puede afectar el uso y la seguridad normal de la edificación (Crisafulli, 2018).

### 2.2.2 *Factores de reducción de capacidad.*

Los factores de reducción de capacidad  $\phi$ , toman en cuenta las inexactitudes de los cálculos y fluctuaciones en la resistencia del material, en la mano de obra y en las dimensiones. En las vigas se considera el valor más alto valor de  $\phi$ , debido a que están diseñadas para fallar por flexión de manera dúctil con fluencia del acero en tracción. En las columnas tiene el valor más bajo de  $\phi$ , puesto que pueden fallar en modo frágil cuando la resistencia del concreto es el factor crítico; adicionalmente la falla de columna puede significar el desplome de toda la estructura y es difícil realizar la reparación. (Tapia & Arbito, 2020)

### 2.2.3 *Combinaciones de cargas.*

Los factores de carga tienen el propósito de dar seguridad adecuada contra un aumento en las cargas de servicio más allá de las especificaciones de diseño, para que sea improbable la falla, de acuerdo con la NEC\_SE\_CG de cargas no sísmicas nos presenta siete combinaciones de resistencia última, las cuales se realizó variaciones para emplear en el software ETABS para los efectos más desfavorables, cabe indicar que las combinaciones se efectuaran para los 3 sistemas estructurales planteados. (NEC-SE-HM, 2015)

- 1.4D
- 1.2D +1.6L+0.5(L; S; R)
- 1.2D+1.6(L; S; R) + (L;0.5W)
- 1.2D+1.0W+L+0.5(L; S; R)
- 1.2D+1.0E+L+0.2S
- 0.9D+1.0W
- 0.9D+1.0E

## 2.3 **Caracterización de cargas.**

Para el análisis de cargas se cuantifica la carga muerta, las cargas vivas y las cargas accidentales de acuerdo con la NEC-SE-DS y NEC-SE-CG.

## 2.4 Cargas gravitacionales.

### 2.4.1 Carga muerta.

Las cargas muertas están constituidas por el peso propio de los diferentes elementos estructurales que actúan sobre la estructura como: losas, vigas, columnas y todo elemento estructural permanentemente. Dentro de las cargas muertas se incluye a las sobrecargas que son todos los elementos no estructurales de la edificación como son acabados e instalaciones, entre otros. (NEC-SE-DS, 2015)

En la tabla 3, se determinan el resumen de sobrecargas muertas consideradas para los sistemas estructurales:

Tabla 3. Sobrecarga muerta para entrepiso típico

Sobrecarga	Carga (kg/m <sup>2</sup> )
Cielo falso	18.2
Instalaciones	22
Mampostería	152.1
Recubrimiento	48.5
Baldosa	68.3
TOTAL	309.1

Fuente: (Tapia & Arbito, 2020)

Para el último piso destinado a la cubierta plana de las estructuras planteadas, se realiza un resumen de cargas diferente (Tabla 4):

Tabla 4. Sobrecarga muerta para la cubierta

Sobrecarga Cubierta	Carga (kg/m <sup>2</sup> )
Cielo falso	18.2
Instalaciones	22
Cubierta	85
TOTAL	125.2

Fuente: (Tapia & Arbito, 2020)

### 2.4.2 Carga viva.

La carga viva, también llamada sobrecargas de uso, depende de la ocupación a la que está destinada la edificación, en este caso de acuerdo con el apartado 4.2 Carga viva: sobrecargas mínimas de NEC-SE-CG, la carga para los entresijos será de 200 kg/m<sup>2</sup> y para el piso destinado a la cubierta inaccesible de 70 kg/m<sup>2</sup>. (NEC-SE-DS, 2015)

### 2.4.3 Carga sísmica.

La carga sísmica actúa sobre una estructura cuando se presenta un evento sísmico, las cargas se definen y se cuantifican de acuerdo con la zona sísmica donde se emplace el proyecto y dependen del tipo de estructura.

Para el diseño de la estructura, se ha usado la norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-DS-2015 en donde se encuentra las condiciones de peligro sísmico para una ciudad como Cuenca, y a partir de los cuales se calcula el espectro elástico.

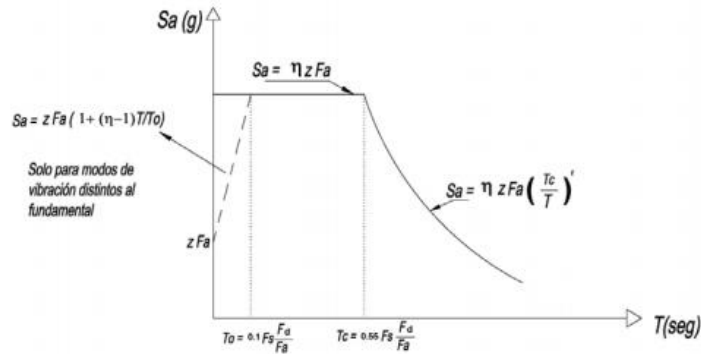


Ilustración 3. Espectro elástico de diseño sísmico.  
Fuente: NEC-SE-DS, Peligro Sísmico, Nec-2015.

### 2.5 Zona sísmica y tipo de suelo.

Los sistemas estructurales a diseñarse se encuentran localizados en la provincia del Azuay, en el cantón Cuenca. A partir de la zonificación para el dominio de estudio, se ha determinado que la ciudad de Cuenca generalmente está constituida por un perfil de suelo Tipo D (Delgado & Rivera, 2020), según la NEC-SE-DS. Este tipo de suelo será la base de fundación para todos los sistemas estructurales planteados con uso residencial (departamentos) con un coeficiente de importancia  $I = 1$ . Además, la ciudad de Cuenca pertenece a una zona de peligrosidad sísmica alta (Zona II), donde el factor de aceleración máxima del suelo PGA es de 0.25.

Con la clasificación del perfil del suelo tipo D, se determina los coeficientes de sitio  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$  necesarios para definir el espectro de diseño, según la NEC-2015:

Tabla 5. Coeficientes de suelo tipo D

$F_a$	1.40
$F_d$	1.45
$F_s$	1.06

Fuente: NEC-SE-DS, Peligro Sísmico, Nec-2015.

## 2.6 Periodo fundamental de vibración ( $T_a$ ).

$$T_a = C_t * h_n^\alpha \quad \text{Ec. (4)}$$

Donde:

$T_a$  = Periodo fundamental de vibración (s)

$h_n$  = Altura máxima de la edificación(m)

$C_t$  y  $\alpha$  = Coeficiente que depende del tipo de edificación

## 2.7 Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.

$$S_a = n * Z * F_a \quad \text{Para } 0 \leq T \leq T_c \quad \text{Ec. (5)}$$

$$S_a = n * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right) \quad \text{Para } T > T_c \quad \text{Ec. (6)}$$

Donde:

$S_a$  = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (g).

$n$  = relación entre la relación espectral.

$T$  = periodo fundamental de periodo de la estructura (s).

$T_c$  = periodo límite final de vibración en el espectro (s).

## 2.8 Periodos límite de vibración en el espectro de diseño elástico.

$$T_o = 0.1 * F_s * \left(\frac{F_d}{F_a}\right) \quad \text{Ec. (7)}$$

$$T_c = 0.55 * F_s * \left(\frac{F_d}{F_a}\right) \quad \text{Ec. (8)}$$

To = Periodo límite inicial de vibración en el espectro (s).

Tc = periodo límite final de vibración en el espectro (s).

## 2.9 Espectro de respuesta inelástico.

- *Irregularidades geométricas.*

Generalmente existen dos tipos de irregularidades en las estructuras, tanto en planta como en elevación, con la finalidad de tomar en cuenta dichas irregularidades, las cuales son deficientes ante la ocurrencia de un sismo, se determinan coeficientes que reducen el factor de respuesta sísmica, es decir, el cortante de diseño en la estructura incrementa. En las ilustraciones 4 y 5, describen las tipologías de irregularidades con los coeficientes a tomar en caso de presentar alguna alteración en la edificación (NEC-SE-DS, 2015).

### - Irregularidad en elevación

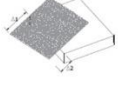

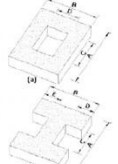
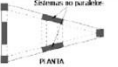
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional  <math>\phi_w=0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}</math></p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas <math>\phi_w=0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math></p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso  <math>\phi_w=0.9</math>  a) <math>CxD &gt; 0.5AvB</math>  b) <math>(CxO + CxE) &gt; 0.5AvB</math></p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos  <math>\phi_w=0.9</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Tabla 13: Coeficientes de irregularidad en planta

Ilustración 4. Irregularidades geométricas en elevación.

Fuente: NEC-SE-DS, Peligro Sísmico, Nec-2015.

### - Irregularidad en planta



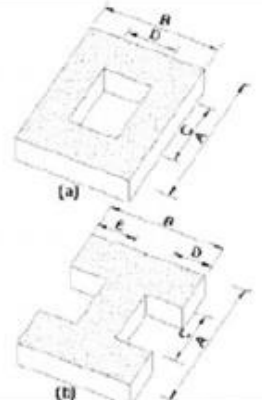

<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_{PT}=0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}</math></p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</b> <math>\phi_{PT}=0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math></p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p><b>Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso</b>  <math>\phi_{PT}=0.9</math>  a) <math>C \times D &gt; 0.5A \times B</math>  b) <math>[C \times D + C \times E] &gt; 0.5A \times B</math></p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p><b>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos</b>  <math>\phi_{PT}=0.9</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Tabla 13: Coeficientes de irregularidad en planta

Ilustración 5. Irregularidades geométricas en Planta.  
Fuente: NEC-SE-DS, Peligro Sísmico, Nec-2015.

## 2.10 Factor de reducción de resistencia sísmica R.

El factor de reducción sísmica tomará el valor de acuerdo a NEC-SE-DS, Peligro Sísmico, para cada tecnología constructiva, el cual deberá ser corregida por los coeficientes de irregularidad en planta y en elevación, a partir de la siguiente Ecuación:

$$R = \phi_e \phi_p R_0 \quad \text{Ec. (9)}$$

Donde:

$\phi_e$  = Coeficiente asociado a la geometría en elevación.

$\phi_p$  = Coeficiente asociado a la geometría en planta.

$R_0$  = Factor de reducción sísmica inicial.

En el caso de la mampostería confinada de acuerdo con la norma peruana E-070, el diseño está orientado en consecuencia, a proteger a la estructura contra daños ante eventos sísmicos frecuentes (Sismo Moderado) y a proveer la necesaria resistencia para soportar el “Sismo Severo”, es decir, modificando su factor de respuesta sísmica tanto para un evento sísmico severo y moderado.

### 2.11 Cortante Basal.

Para la evaluación de la fuerza sísmica se debe obtener el cortante basal de la estructura según los parámetros de diseño, determinada de la siguiente expresión:

$$V = \frac{I * Sa}{R} W \quad \text{Ec. (10)}$$

Donde:

$V$  = Cortante basal total de diseño.

$Sa$  = Espectro de diseño en aceleración.

$R$  = Factor de reducción de resistencia sísmica.

$W$  = carga sísmica reactiva.

- *Distribución de la Cortante Basal por piso.*

$$V = \sum_{i=1}^n Fi; \quad Vx = \sum_{i=x}^n Fi; \quad Fx = \frac{W_x * h_x^k}{\sum_{i=x}^n wi * h_x^k} * V \quad \text{Ec. (11)}$$

Donde:

$Vx$  = Cortante basal en el piso x de la estructura.

$F_i$  = Fuerza lateral aplicada en el piso  $i$  de la estructura.

$F_x$  = Fuerza lateral aplicada en el piso  $x$  de la estructura.

$n$  = Número de pisos de la estructura.

$W_x$  = Peso aginado al piso o nivel  $x$  de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva  $W$ .

$W_i$  = Peso aginado al piso o nivel  $i$  de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva  $W$  (MP-001, 2017)

Además, se debe tener en cuenta la determinación del factor  $K$ , el cual es el coeficiente que distribuye las cargas laterales en proporción a las rigideces de los pisos, con las siguientes condiciones:

Tabla 6. Coeficiente de distribución  $K$

Valores de $T$ (s)	$k$
$\leq 0.5$	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
$> 2.5$	2

Fuente: NEC-SE-DS, Peligro Sísmico, Nec-2015.

## 2.12 SISTEMAS ESTRUCTURALES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

### 2.12.1 Sistema Estructural de Mampostería Confinada.

Diseño de elementos.

- *Diseño columnas de confinamiento.*

La columna de confinamiento tendrá como dimensión mínima perpendicular al plano del muro el espesor del muro de mampostería y la dimensión paralela al plano del muro no será menor que 150mm (NTC, 2020).

*Refuerzo Longitudinal.*

Según la NTC Mexicana 2020, el refuerzo longitudinal estará formado por la menos por 4 barras, cuya área mínima total sea igual a:

$$A_s = 0.2 * \frac{f'_c}{f_y} * b_c * h_c$$

Donde:

$A_s$  = Área total de refuerzo longitudinal colocado en la columna ( $cm^2$ ).

$b_c$  = dimensión de la columna perpendicular al plano del muro ( $cm$ ).

$h_c$  = dimensión de la columna en el plano del muro(cm).

- *Refuerzo transversal.*

Según NTC Mexicana 2020, el refuerzo transversal para la columna de confinamiento estará sujeto a estribos cerrados con un área no menor de:

$$A_{sc} = \frac{1000 * s}{f_y * h_c}$$

Donde:

$A_{sc}$  = Area total de refuerzo transversal colocado en la columna( $cm^2$ ).

$b_c$  = dimensión de la columna perpendicular al plano del muro(cm).

$h_c$  = dimensión de la columna en el plano del muro(cm).

La separación de los estribos,  $s$ , no excederá de  $1.5t$  (Espesor bloque) o 200mm. El  $A_{sc}$  determinado para los estribos incluye dos ramas de estribos rectangulares.

$$S = \min(1.5 * 15cm \text{ o } 20cm) = 20cm$$

Según el reglamento peruano E 0.70, el recubrimiento mínimo al centro del estribo es 2 cm cuando los muros son enlucidos y 3cm cuando son caravista.

En la siguiente figura, se terminan los espaciamientos mínimos para el refuerzo transversal para columnas de confinamiento.

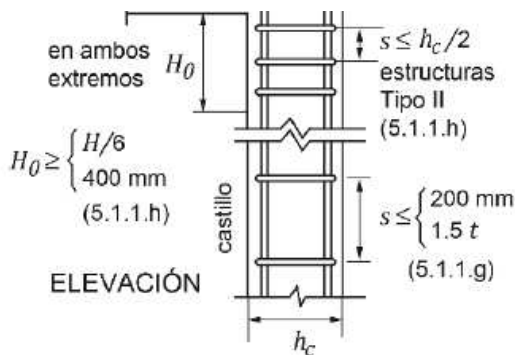


Ilustración 6. Espaciamiento mínimo del refuerzo transversal, columna de confinamiento.

Fuente: (NTC, 2020)

- *Diseño vigas de confinamiento.*

*Refuerzo longitudinal.*

Según la NTC 2020, indica que las vigas tendrán como dimensión mínima el espesor de la mampostería del muro,  $t$ . Además, debe existir una viga en todo extremo horizontal de muro, con un peralte mínimo de 100 mm.

Según el reglamento peruano E 0.70, las vigas de confinamiento se diseñarán a tracción pura para soportar una fuerza igual a la generada por la tracción ( $T_s$ ).

Fuerza de tracción:

$$T_s = V_m * \frac{L_m}{2L}$$

Refuerzo longitudinal mínimo:

$$A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0.1 f_c A_{cs}}{f_y}$$

Refuerzo longitudinal mínimo:

$$4 \text{ } \emptyset \text{ } 8 \text{ mm}$$

Donde:

$$\phi = 0.9 \text{ (LFRD).}$$

$A_{cs}$  = Área de la sección transversal de la solera.

#### *Refuerzo transversal.*

Según el reglamento peruano E 0.70, para el refuerzo a corte se colocará estribos mínimos de 6 mm de diámetro, a una distancia de 10 cm en la zona de confinamiento y en la demás sección a 25 cm. Además, el recubrimiento mínimo al centro del estribo es 2 cm cuando los muros son enlucidos y 3cm cuando son caravista.

#### *2.12.1.1 Diseño para carga axial de compresión de la mampostería.*

Se determina a partir de la siguiente ecuación según normar mexicana NTC 2020:

$$P_R = [F_{RC} * F_E * (f'_m * A_T + \Sigma A_s * f_y)] \text{ kg} \quad (NTC, 2020) \quad \text{Ec. (12)}$$

Donde:

$F_{RC} = 0.6$  Factor de seguridad a la compresión.

$F_E = 0.7$ , para muros internos –  $0.6$ , para muros externos.

$A_T =$  área total del muro incluyendo las columnas( $cm^2$ ).

$A_s =$  área total de acero de refuerzo en columnas( $cm^2$ ).

Además, se debe considerar un factor de altura efectiva del muro denominado  $K$ , el cual, se determina según el siguiente criterio:

$K = 2$ , para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior.

$K = 1$ , para muros externos en que se apoyan las losas.

$K = 0.8$ , para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro.

### 2.12.2 Diseño Flexo-Compresión.

Se determina a partir de las siguientes condiciones según normativa mexicana NTC 2020:

- Condición 1

$$M_R = F_{Rf} * M_O + 0.3 * P_u * d \text{ si } 0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3} \quad \text{Ec. (13)}$$

- Condición 2

$$M_R = \left(1.5 * F_{Rf} * M_O + 0.15 * P_R * d\right) * \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right) \text{ si } P_u > \frac{P_R}{3} \quad \text{Ec. (14)}$$

Donde:

$M_O = A_s * f_y * d'$  resistencia a flexión pura del muro. (kg \* cm)

$d' =$  distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro(cm).

$d =$  distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima(cm).

$P_u =$  carga axial de diseño a compresión, cuyo valor será positivo(kg).

$F_{Rf} =$  factor de reducción, se tomará  $0.8$  si  $P_u \leq \frac{P_R}{3}$ , caso contrario  $0.6$

### 2.12.3 Diseño Cortante.

Se determina a partir de la siguiente ecuación general, según norma mexicana NTC 2020:

$$V_R = V_{MR} + V_{SR} \quad \text{Ec.(15)}$$

Donde:

$V_{MR}$  = Fuerza cortante resistente soportada por la mampostería(kg).

$V_{SR}$  = Fuerza cortante resistente por el acero horizontal en las juntas, a lo largo del muro(kg).

- *Cálculo fuerza cortante – muro.*

$$V_{MR} = F_{RC'} * ((0.5 * v'_m * A_T + 0.3 * P) * f) \leq 1.5 * F_R * v'_m * A_T * f \quad \text{Ec.(16)}$$

Donde:

$F_{RC'}$  = 0.7 Factor de seguridad al corte.

P = Carga axial de servicio(kg).

Además, es necesario determinar el factor de aspecto denominado con la letra “f” a partir de las siguientes relaciones:

$$f = 1.5 \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 0.2 \quad \text{Ec. (17)}$$

$$f = 1.0 \quad \text{si } \frac{H}{L} \geq 1 \quad \text{Ec. (18)}$$

Para valores intermedios de H/L, se interpolará linealmente, donde H= altura de entrepiso y L= longitud total del muro a analizar.

Si la fuerza cortante del muro no satisface la siguiente ecuación, necesita acero horizontal.

$$V_{MR} > V_u \quad \text{Ec. (19)}$$

Donde:

$V_u$  = Cortante actuante última(kg).

- *Cálculo fuerza cortante – acero horizontal.*

Se determina a partir de la siguiente ecuación, según norma mexicana NTC 2020:

$$V_{SR} = (F_{RC'} * n * \rho_h * f_{yh} * A_T) \text{ kg} \quad \text{Ec. (20)}$$

Se determina los siguientes parámetros:

- *Parámetro ETA*

$$n = \frac{V_{MR}}{F_{RC'} * \rho_h * f_{yh} * A_T} * (K_0 * K_1 - 1) + n_s \quad \text{Ec. (21)}$$

- *Cuantía del acero horizontal*

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{S_h * t} \quad \text{Ec. (22)}$$

Donde:

$A_{sh}$  = Área de acero Horizontal( $cm^2$ ).

$S_h$  = Separación entre centro de aceros(cm).

$t$  = Espesor del bloque(cm).

Nota: la cuantía resistente máxima no debe ser menor que 3kg/cm<sup>2</sup>.

- *Factor  $K_1$  y  $K_0$*

$$K_0 = 1.3 \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.0 \quad \text{Ec. (23)}$$

$$K_0 = 1.0 \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.5 \quad \text{Ec. (24)}$$

$$K_1 = 1 - \alpha * \rho_h * f_{yh} \quad \text{Ec. (25)}$$

Donde:

$$\alpha = 0.45 \text{ MPa}^{-1}$$

- Factor  $N_s$

$$n_s = 0.75 \quad \text{si } f'_m \geq 9 \text{ MPa} \quad \text{Ec. (26)}$$

$$n_s = 0.55 \quad \text{si } f'_m \leq 6 \text{ MPa} \quad \text{Ec. (27)}$$

## 2.13 Sistema Estructural de Pórticos Especiales a Momento.

### 2.13.1 Diseño a flexión.

- Cálculo acero longitudinal viga.

Profundidad del bloque equivalente (Jack C. McCormac - Russell H., 2011):

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad \text{Ec. (28)}$$

Acero longitudinal requerido:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_b * f_y * (d - \frac{a}{2})} \quad \text{Ec. (29)}$$

El acero requerido deberá ser comparado con el acero mínimo:

Acero mínimo:

$$A_{smin1} = \frac{14}{f_y} * b * d \quad \text{Ec. (30)}$$

$$A_{smin2} = \frac{0.8 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d \quad \text{Ec. (31)}$$

$$A_{smin} = \max (A_{smin1}, A_{smin2}) \quad \text{Ec. (32)}$$

Donde:

a = profundidad del bloque equivalente(cm).

d = altura efectiva de la viga(cm).

b = ancho de la viga(cm).

$M_u$  = momento último(kg \* cm).

$\phi_b = 0.9$  – factor de reducción a flexión.

$f'_c$  = resistencia a la compresión del hormigón(kg/cm<sup>2</sup>).

$f_y$  = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo(kg/cm<sup>2</sup>).

- *Requisitos de acero longitudinal por ductilidad.*

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo debe ser al menos igual que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del miembro, debe ser al menos igual a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nodos (ACI-318-19).

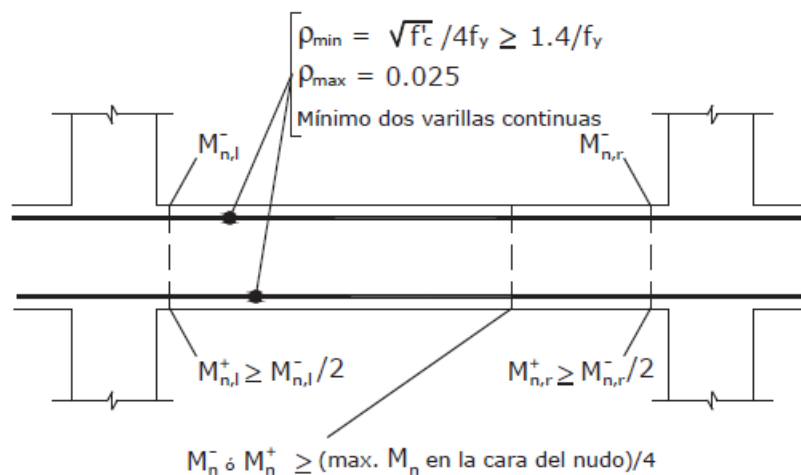


Ilustración 7. Requisitos de acero longitudinal por ductilidad.  
Fuente: (NEC-SE-HM, 2015)

### 2.13.2 Diseño por cortante.

- *Viga.*

*Resistencia nominal a corte:*

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Ec. (33)}$$

*Resistencia nominal a corte del concreto:*

Para el cálculo de la resistencia a corte del concreto se considera el refuerzo transversal  $A_v \geq A_{vmin}$ , de acuerdo a la tabla 22.5.5.1 del ACI-318-19.

$$V_c = \left[ 0.53 * \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 * A_g} \right] * b * d \quad \text{Ec. (34)}$$

Donde:

$V_c$  = resistencia a corte del concreto (kg).

$\lambda = 1$  – de acuerdo tabla 19.2.4.1 (ACI – 318 – 19), concreto de peso normal.

$N_u$  = carga axial (kg).

$A_g$  = área bruta de la sección ( $cm^2$ ).

De acuerdo a la normativa vigente ACI-318-19, cuando  $A_v < A_{vmin}$ , es necesario calcular un factor de modificación por efecto del tamaño de la sección denominado  $\lambda_s$ .

*Resistencia nominal a corte del acero de refuerzo:*

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} \quad \text{Ec. (35)}$$

Donde:

$V_n$  = resistencia nominal al corte(kg).

$V_c$  = resistencia nominal al corte del concreto(kg).

$V_s$  = resistencia nominal al corte del acero de refuerzo(kg).

$\phi_c = 0.75$  – factor de reducción a corte.

$A_v$  = área del refuerzo ( $cm^2$ ).

s = separación entre estribos(s).

- *Corte por capacidad.*

“Es importante realizar el diseño de los estribos por capacidad ya que se debe considerar que, al diseñar la viga con el acero de refuerzo longitudinal, se generan momentos en los extremos de la viga que producen doble curvatura, y que provocan fuerzas de corte hiperestáticas.”  
Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015, pág. 32

$$V_p = \left( \frac{M_{i-} + M_{j+}}{L_n}, \frac{M_{i+} + M_{j-}}{L_n} \right) \quad \text{Ec. (36)}$$

Donde:

$V_p$  = cortante probable.

$L_n$  = Luz libre de la viga.

$M_{i-} + M_{j+}$  = Momentos resistentes negativos inicial y final.

$M_{i+} + M_{j-}$  = Momentos resistentes positivos inicial y final.

- *Columna.*

*Requisitos de resistencia a corte:*

La fuerza cortante de diseño  $V_e$  se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos, en cada extremo del elemento, a partir de los momentos probables en cada extremo del elemento  $M_{pr}$ . En ningún caso  $V_e$  debe ser menor que el cortante mayorado determinado a partir del análisis de la estructura.

$$V_e = \frac{M_{pr\ inf}^- + M_{pr\ sup}^+}{L_v} \quad \text{Ec. (37)}$$

Donde:

$V_e$  = fuerza cortante de diseño.

$M_{pr}$  = Momento máximo probable.

$L_v$  = Longitud libre.

El refuerzo transversal  $A_{sh}$  por confinamiento, para estribos rectangulares de confinamiento, no debe ser menor que:

$$A_{sh1} = 0.3 * \frac{s * b_c * f'_c}{f_y} * \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad \text{Ec. (38)}$$

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'_c}{f_y} \quad \text{Ec. (39)}$$

$$A_{shmin} = \max (A_{sh1}, A_{sh2}) \quad \text{Ec. (40)}$$

Donde:

$A_{shmin}$  = Área total mínima de las varillas que forman los estribos y amarres.

$s$  = Separación, centro a centro, entre estribos.

$b_c$  = Distancia máxima, medida centro a centro, entre esquinas del estribo.

$A_g$  = Área bruta.

$A_{ch}$  = Área de la conexión interior confinada.

- *Demanda y resistencia por corte en nudos.*

$$\phi_j * V_c \geq V_{jmax} \quad \text{Ec. (41)}$$

Donde:

$\phi_j = 0.85$ , factor de reducción de resistencia a corte en el nodo.

$V_c$  = Resistencia a corte en el nodo.

$V_{jmax}$  = Demanda máxima por corte en el nodo.

Existen tres casos para la revisión de la demanda capacidad en los nodos:

- Caso A, nodo confinado en las 4 caras.

$$V_c = 5.3 * f'_c * A_j \quad \text{Ec. (42)}$$

- Caso B, nodo confinado en las 3 caras o 2 caras opuestas.

$$V_c = 4 * f'_c * A_j \quad \text{Ec. (43)}$$

- Caso C, nodos no confinados.

$$V_c = 3.2 * f'_c * A_j \quad \text{Ec. (44)}$$

Donde:

$A_j$  = Área horizontal efectiva de la sección transversal en un plano paralelo al acero de refuerzo que genera el corte en el nudo.

### 2.13.3 Diseño por flexo-compresión.

Los elementos diseñados a flexo-compresión se aplican a las columnas, las cuales forman parte del sistema estructural resistente a cargas sísmicas. Las secciones serán diseñadas para la combinación más desfavorable de acuerdo a (NEC-SE-HM, 2015).

Cuantía mínima y máxima:

$$\rho_{min} = 0.01$$

$$\rho_{max} = 0.03$$

Los momentos últimos no serán menor que:

$$S_{CP} = \emptyset * \omega_f * S_E \quad \text{Ec. (45)}$$

Donde:

$S_{CP}$  = Momentos últimos para diseño.

$S_E$  = Fuerza sísmica obtenida en un análisis elástico.

$\emptyset$  = Factor de sobre-resistencia de las rótulas plásticas en las vigas que llegan al nudo.

$\omega_f$  = Factor de ampliación dinámica.

El factor de ampliación dinámica para flexión depende de la demanda de ductilidad en la estructura, y debe aplicarse desde el nivel 1 hasta un nivel a  $\frac{3}{4}$  de la altura de la estructura, obsérvese Ilustración 8, (NEC-SE-HM, 2015).

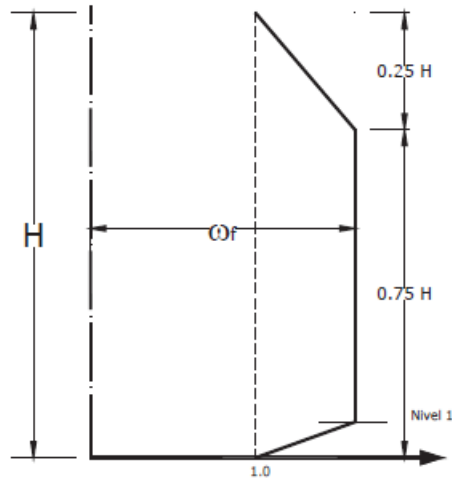


Ilustración 8. Factor de ampliación dinámica en columnas.  
Fuente: (NEC-SE-HM, 2015)

*Factor de sobre – resistencia:*

$$\phi = \frac{M_o^- + M_o^+}{M_{req}^- + M_{req}^+} \quad \text{Ec. (46)}$$

Donde:

$M_o$  = capacidad en sobre-resistencia de las rótulas plásticas en las vigas que llegan al nudo junto a la sección que se diseña

$M_{req}$  = Capacidad requerida

Para secciones que tienen el refuerzo distribuido en dos capas ubicadas a una distancia  $d$  y  $d'$  de la fibra extrema en compresión, la capacidad en sobre resistencia podrá estimarse como:

$$M_o = 1.25 * A_s * f_y * (d - d') \quad \text{Ec. (47)}$$

Donde:

$M_o$  = Capacidad en sobre-resistencia de las rótulas plásticas en las vigas que llegan al nudo junto a la sección que se diseña.

$A_s$  = Área del acero longitudinal.

$d'$  = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en compresión.

- *Resistencia mínima a flexión:*

A fin de prevenir un entrepiso débil, es necesario cumplir que la sumatoria de momentos nominales de las columnas sean iguales o mayores a 6/5 (1.20) que la sumatoria de los momentos nominales de las vigas que concurren al nodo, generando el criterio de columna fuerte – viga débil, de acuerdo al apartado 18.7.3.2, ACI 318-19.

$$\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \Sigma M_{nb} \quad \text{Ec. (48)}$$

Donde:

$\Sigma M_{nc}$  = sumatoria de los momentos resistentes nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo.

$\Sigma M_{nb}$  = es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluadas en la cara del nudo.

#### 2.13.4 Estados límites de servicio.

Los estados límites de deflexión deben cumplir con los requisitos de la tabla 24.2.2. del ACI 318-19, de acuerdo a la condición generada en el sistema estructural. (ACI)

Tabla 7. Deflexiones máximas admisibles

Miembro	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a $L_y$ , $S$ y $R$	$\ell/180^{[1]}$
Entrepisos			Deflexión inmediata debida a $L$	$\ell/360$
Cubiertas o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) <sup>[2]</sup>	$\ell/480^{[3]}$
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\ell/240^{[4]}$

Fuente: ACI 318-19

## 2.14 Muros de corte (Sistema Dual).

### 2.14.1 Diseño de elementos.

#### 2.14.1.1 Criterios para análisis y diseño de muros de H.A.

Los muros estructurales están sometidos a cargas horizontales como verticales, refiriéndose a carga horizontal principalmente a cargas sísmicas, las cargas verticales son gravitacionales o de servicio, es decir, los muros soportan cargas de compresión y flexo compresión, las cuales se transmiten de manera paralela o perpendicular a la cara del muro, es por ello que varios autores analizan los muros estructurales suponiendo que son columnas sometidas a las cargas mencionadas.

En la ilustración 9, se identifica las fuerzas actuantes a las que un muro estructural puede estar sometido.

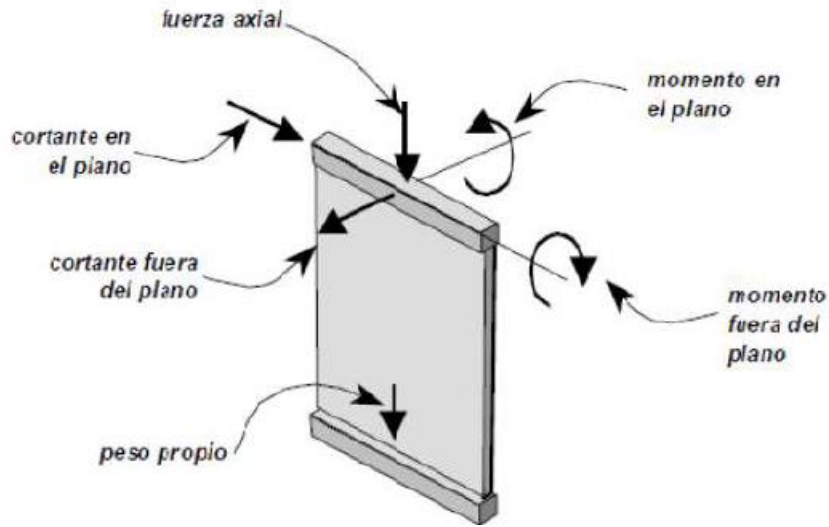


Ilustración 9. Fuerzas actuantes en un muro estructural.  
Fuente: ACI 318-19

#### 2.14.2 Requerimientos de diseño de muros cortantes según el ACI 318-19.

En el capítulo 18, se define el diseño de muros sismo resistentes, donde en primera instancia se propone una geometría mínima para el muro a analizar, el cual debe cumplir con la tabla 8.

Tabla 8. Requisitos mínimos geometría de un muro estructural

Altura libre del segmento vertical de muro / longitud del segmento vertical de muro , ( $h_w/\ell_w$ )	Longitud del segmento vertical de muro / Espesor del muro ( $\ell_w/b_w$ )		
	$\ell_w/b_w \leq 2.5$	$2.5 < \ell_w/b_w \leq 6$	$\ell_w/b_w > 6$
$h_w/\ell_w < 2$	Muro	Muro	Muro
$h_w/\ell_w \geq 2$	El machón de muro debe cumplir los requisitos de diseño de columnas, véase 18.10.8.1	El machón de muro debe cumplir los requisitos de columna o requisitos alternos, véase 18.10.8.1	Muro

Fuente: ACI 318-19

Donde:

$h_w$  = altura libre del muro.

$l_w$  = longitud horizontal del muro.

$b_w$  = espesor del alma del muro .

- *Acero y espaciamiento mínimo.*

El acero de refuerzo mínimo a utilizar en el muro debe ser distribuido en sentido longitudinal y transversal con una cuantía mínima de 0.0025, y un espaciamiento máximo del refuerzo en sentido longitudinal y transversal de 45 cm (ACI 318-19,2019).

Para poder utilizar directamente el acero mínimo se debe cumplir la siguiente condición:

$$V_u < 0.083 * A_{cv} * \lambda * \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (49)}$$

Donde:

$V_u$  = Fuerza cortante mayorada en la sección.

$A_{cv}$  = área bruta de la sección de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza de cortante considerada.

$\lambda = 1$ , Factor de modificación del concreto peso del concreto ( normal).

Se debe utilizar doble capa de refuerzo cuando:

$$V_u < 0.53 * A_{cv} * \lambda * \sqrt{f'_c} \quad \text{ó} \quad \frac{h_w}{l_w} \geq 2 \quad \text{Ec. (50)}$$

Se debe recalcar que el uso de doble refuerzo es favorable, debido a que el muro tiene mejor estabilidad ante cargas horizontales.

### 2.14.3 Resistencia a fuerza cortante.

Para un comportamiento optimo a fuerzas de cortante originadas por sismo se debe cumplir la siguiente condición:

$$V_u < \phi * V_n \quad \text{Ec. (51)}$$

Donde:

$V_n$  = Esfuerzo resistente nominal del cortante.

$\phi = 0.6$  Factor de reducción a corte, de acuerdo enunciado 21.2.4.1 ACI 318 – 19.

La resistencia al corte para un muro estructural está determinada por la siguiente ecuación:

$$V_n = A_{cv} * \left( \alpha_c * \sqrt{f'_c} + \rho_t * f_y \right) \quad \text{Ec. (52)}$$

$$\alpha_c = 0.25 \text{ Cuando } \left( \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5 \right)$$

$$\alpha_c = 0.17 \text{ Cuando } \left( \frac{h_w}{l_w} \geq 2 \right)$$

$$\alpha_c = 0.25 - 0.17 \text{ Cuando } \left( \frac{h_w}{l_w} \text{ entre } 1.5 \text{ y } 2 \right)$$

Donde:

$A_{cv}$  = Área gruesa del muro.

$\rho_t$  = cuantía del acero transversal.

$h_w$  = altura total del muro.

$l_w$  = ancho del muro.

#### 2.14.4 Flexo – Compresión

Para determinar la resistencia a flexión y fuerza axial de un muro, se toma en cuenta las mismas consideraciones que se utilizan para calcularse un sistema de pórticos especiales a momento.

#### 2.14.5 Elementos de borde.

Se colocan en los bordes de los muros estructurales, es necesario indicar que estos elementos sirven de confinamiento y para utilizar estos elementos se estable las siguientes condiciones:

- A. Cuando el muro es continuo desde su cimentación hasta su parte superior y poseen una sección crítica de flexión y carga axial debido al diseño, la zona de compresión debe ser reforzada con elementos de bordes reforzados teniendo en cuenta que:

$$C < \phi * V_n \frac{l_w}{600 * \left( \frac{1.5 * \delta_u}{h_w} \right)} \quad \text{Ec. (53)}$$

Donde:

$C$  = Mayor profundidad del eje neutro.

$\delta_u$  = Desplazamiento de diseño.

También se debe cumplir que:

- El coeficiente  $\delta_u/hw$  debe ser mayor que 0.005
- El refuerzo vertical del elemento debe extenderse una distancia

$$A_{svert} \geq \frac{l_w}{2} \quad y \quad \geq \frac{M_u}{2V_u} \quad \text{Ec. (54)}$$

En la ilustración 10, se puede observar de forma resumida los requisitos para la condición de uso de elemento de borde.

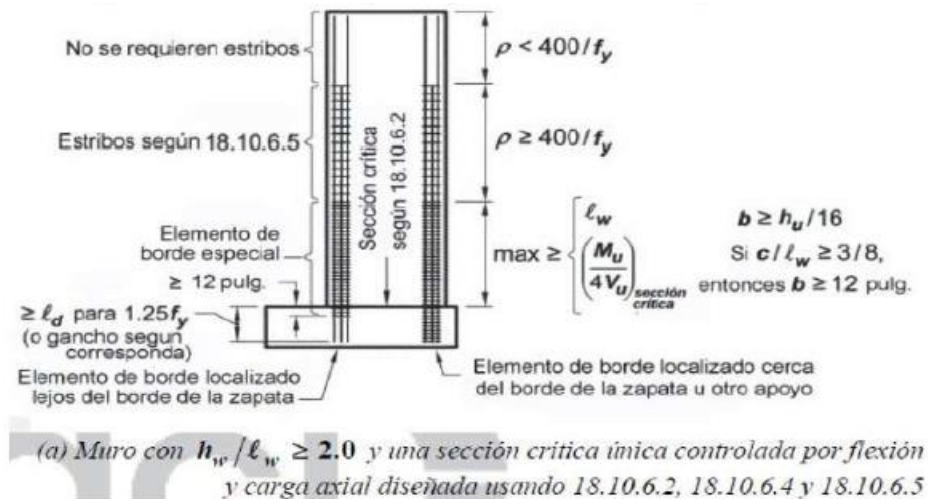
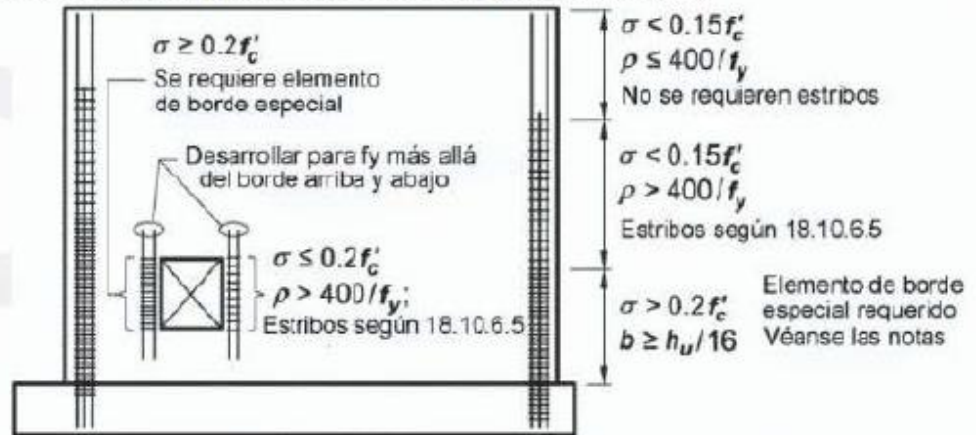


Ilustración 10. Requisitos elementos de borde – muros estructurales.

Fuente: ACI 318-19

- B. La compresión máxima de la fibra extrema es mayor al valor obtenido  $0.2f'_c$ ; los elementos de borde en esta condición pueden ser discontinuos siempre y cuando el esfuerzo a la compresión que dé en el cálculo sea menor que  $0.15f'_c$  (ilustración 11).

Figura 30. Requisitos para muros cortantes según condición (b)



Notas: El requisito de tener elementos especiales de borde se activa si el esfuerzo máximo en la fibra extrema en compresión  $\sigma > 0.20f'_c$ . Una vez se activa, el elemento especial de borde se extiende hasta que  $\sigma > 0.15f'_c$ . Debido a que  $h_w/l_w \leq 2.0$ , 18.10.6.4(c) no aplica.

(b) Muro y machón de muro diseñados utilizando 10.10.6.3, 18.10.6.4 y 18.10.6.5

Ilustración 11. Requisitos elementos de borde – muros estructurales.

Fuente: ACI 318-19

## 2.15 Estado del Arte

La evolución de la construcción sismorresistente ha evolucionado a pasos gigantescos creando una rama que la estudia, hablamos de la Ingeniería Sísmica, todo empezó en Italia a finales del siglo XVII, donde se empezó analizar las estructuras sismo-resistentes, lo que permitió cuestionar las creencias populares sobre la ocurrencia de sismos y empezar a tener un enfoque científico a la construcción de viviendas. (Salazar, 2019)

En Latinoamérica en cambio se construía estructuras rústicas de adobe, tapial, bahareque y bambú, no fue hasta inicios del siglo XX, donde empieza el auge del hormigón como material constructivo y se estudia sus aplicaciones gracias a la revolución industrial. No obstante, la Ingeniería Sísmica se desarrolla a mediados del siglo; estos dos factores fueron trascendentales para desarrollar tipologías estructurales de hormigón, logrando alcanzar mayores alturas, durabilidad y mejor resistencia. (Salazar, 2019)

El comportamiento sísmico de las estructuras diseñadas evidenció la necesidad de disponer de vigas entre los pilares y así obtener diafragmas rígidos horizontales para facilitar la distribución de las cargas sísmicas a cada nivel. Los análisis y estudios se fueron profundizando hasta llevarnos los sistemas analizados en esta investigación mampostería confinada, pórticos especiales a momento, sistemas duales con muros de corte. (Salazar, 2019)

Estas tecnologías nos permiten incrementar la rigidez de la estructura y por lo tanto reducir la deformación horizontal, por este motivo se compara las tres tecnologías constructivas (Mampostería confinada, Pórticos Especiales a Momento, Sistema Dual) para establecer que estructura nos proporciona una mejor seguridad estructural ante eventos sísmicos.

El prediseño de los elementos, se realizó a partir los requerimientos de la NEC y el código ACI, sin embargo, para el análisis de la Mampostería Confinada, se tomó recomendaciones latinoamericanas, debido a la falta de información con respecto a las normativas nacionales esta investigación podría dar servir como base para que se genere una normativa en el país que permita construir estructuras al menos de hasta tres niveles, teniendo en cuenta que la NEC solo permite edificios hasta 2 niveles. (Salazar, 2019)

El análisis y diseño, se realiza a través del software ETABS, garantizando el diseño sísmico de los elementos y evaluando el sistema con un análisis estático y modal espectral, definido por NEC-SE-DS. Los SMF y el sistema dual cumplen satisfactoriamente los requerimientos para los diseños propuestos, sin embargo, en el sistema de mampostería confinada, algunos muros no cumplen con la resistencia ultima de fuerza cortante, por ende, fue necesario adicionar un refuerzo horizontal para mantener el objetivo principal de esta investigación que es diseñar edificaciones seguras y menos vulnerables ante eventos sísmicos.

### 3. METODOLOGÍA

En el siguiente apartado se presenta la metodología utilizada para los diferentes sistemas estructurales, determinando las características de los elementos utilizados para cada tecnología.

#### 3.1 Mampostería Confinada.

##### 3.1.1 Consideraciones Generales.

Tabla 9. Tabla resumen de las características de los materiales y factores de reducción

Características de los Materiales		
Resistencia del Concreto	280	$f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Esfuerzo de Fluencia del Acero de Refuerzo	4200	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Esfuerzo de Fluencia del Acero de Refuerzo laminado en frío	5000	$f_{yh}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Módulo de Elasticidad del Concreto	252671.328	$E_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Módulo de Elasticidad del Acero	210000	$E_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Módulo de Elasticidad de la Mampostería	1995	$E_m$ (MPa)
Peso Específico del Concreto Armado	2400	$\gamma_{concreto}$ (kg/m <sup>3</sup> )
Resistencia a la compresión de la mampostería (Bravo & Flores, 2015)	27.12	$f'_m$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Resistencia a la compresión diagonal del muro de mampostería (Norma MP 001)	4.16	$v'_m$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Factores de Reducción (NTC , 2020)		
$F_{RC}$	0.6	Factor de minoración para resistencia a la compresión
$F_{Rf}$	0.8	Factor de minoración para resistencia a flexo – compresión
$F_{RC'}$	0.7	Factor de minoración para resistencia a la compresión

Fuente: 318-19, 2019

### 3.1.2 Consideraciones del análisis estático.

- *Periodo fundamental de vibración.*

En el análisis basado en fuerzas expuesto en el marco teórico de acuerdo con la NEC, ocupamos la Ecuación 4 para determinar el periodo fundamental de vibración, donde de acuerdo a la tabla # de la NEC-DS para mampostería, se asumen los siguientes valores:

$$C_t = 0.055$$

$$\alpha = 0.75$$

- *Carga sísmica reactiva (Wi).*

Con respecto a la masa reactiva será calculada directamente proporcional con el peso muerto de la estructura.

- *Coefficiente sísmico.*

El coeficiente sísmico será calculado con lo expuesto en la Ecuación 9, tomando el factor de importancia de  $I = 1$ , la aceleración acorde al periodo fundamental y el factor la de reducción sísmica es de  $R = 3$  de acuerdo a la NEC-SE-DS, empleado para el diseño del sistema. Para el control de la fisuración de los muros portantes se empleó un factor de reducción sísmica de  $R = 6$ , como recomienda la Norma Peruana.

Además, es necesario corregir este factor a partir de las irregularidades en planta y en elevación como se puede observar en el siguiente apartado.

Corrección efectos de irregularidad geométrica (Elevación / Planta) de los sistemas estructurales.

$\phi_p =$  Irregularidad en planta.

Irregularidades en Planta	Coef. De Irregularidad $\phi_{Pi}$	
Tipo 1 - Irregularidad Torsional	0.9	} $\phi_{PA} = 1$
Tipo 2 - Irregularidad Excesivos en las esquinas	0.9	
Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso	0.9	
Tipo 4 - Ejes Estructurales no paralelos	0.9	} $\phi_{PB} = 1$

Coeficiente de irregularidad asociado a la planta       $\phi_P = \phi_{PA} \times \phi_{PB} = 1$

$$\phi_p = 1$$

$\phi_e =$  Irregularidad en altura.

Irregularidades en Elevación	Coef. De Irregularidad $\phi_{Ei}$	
Tipo 1 - Piso Flexible	0.9	} $\phi_{EA} = 1$
Tipo 2 - Distribución de masa	0.9	
Tipo 3 - Irregularidad geométrica	0.9	} $\phi_{EB} = 1$

Coeficiente de irregularidad asociado a la elevación  $\phi_E = \phi_{EA} \times \phi_{EB} = 1$

$$\phi_e = 1$$

Debido a que la estructura a analizar no contempla irregularidades geométricas, el factor de reducción no es afectado, por ende, no se reduce su valor.

- *Cortante basal estático en la base.*

El cortante basal estático, será definido por la masa reactiva multiplicado por el coeficiente sísmico, expuesto en el marco teórico.

- *Vigas y columnas de confinamiento.*

El refuerzo longitudinal de las columnas y las vigas de confinamiento deberá dimensionarse para resistir las componentes verticales y horizontales correspondientes del puntal de compresión que se desarrolla en la mampostería para resistir las cargas laterales y verticales, el acero de refuerzo estará formado por lo menos de cuatro barras, cuya área total no será menor al acero de refuerzo mínimo expuesto con anterioridad.

### 3.2 Pórticos Especiales a Momento.

El análisis y diseño referente a pórticos resistentes a momento, está basado en el capítulo 18 de ACI 318-19.

#### 3.2.1 Consideraciones Generales.

Tabla 10. Tabla resumen de las características de los materiales y factores de reducción

Características de los Materiales		
Resistencia del Concreto	280	$f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Esfuerzo de Fluencia del Acero de Refuerzo	4200	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Módulo de Elasticidad del Concreto	252671.328	$E_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Módulo de Elasticidad del Acero	210000	$E_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Peso Específico del Concreto Armado	2400	$\gamma_{concreto}$ (kg/m <sup>3</sup> )
$\epsilon_{cu}$	0.003	Deformación Última del Concreto
$\epsilon_y$	0.002	Deformación cedente del Acero

$\epsilon_s \text{ min}$	0.005	Deformación mínima del acero para falla controlada por tracción
$\alpha$	1.25	Deformación mínima falla controlada por tracción del Acero
<b>Factores de Reducción</b>		
$\phi_o$	0.65	Factor de minoración para resistencia a compresión
$\phi_v$	0.6-0.75	Factor de minoración para resistencia a corte
$\phi_b$	0.9	Factor de minoración para resistencia a flexión
$\phi_j$	0.85	Factor de minoración para al corte en el nodo ACI 318-19 Sección 21.2.4.4

*Fuente: Elaboración propia*

### 3.2.2 Consideraciones del análisis estático.

- *Periodo fundamental de vibración.*

En el análisis basado en fuerzas expuesto en el marco teórico de acuerdo a la NEC, ocupamos la Ecuación 4 para determinar el periodo fundamental de vibración, donde de acuerdo a la tabla # de la NEC-DS para para pórticos especiales de hormigón armado sin muros ni diagonales rigidizadoras, se asumen los siguientes valores:

$$C_t = 0.055$$

$$\alpha = 0.9$$

- *Carga sísmica reactiva ( $W_i$ ).*

Con respecto a la masa reactiva será calculada directamente proporcional con el peso muerto de la estructura.

- *Coefficiente sísmico.*

El coeficiente sísmico será calculado con lo expuesto en la Ecuación 9, tomando el factor de importancia de  $I = 1$ , la aceleración acorde al periodo fundamental y el factor la de reducción sísmica es de  $R=8$  de acuerdo a la NEC-SE-DS. Además, es necesario corregir este factor a partir de las irregularidades en planta y en elevación como se puede observar en el siguiente apartado.

Corrección efectos de irregularidad geométrica (Elevación / Planta) de los sistemas estructurales.

$$\phi_p = \text{Irregularidad en planta.}$$

Irregularidades en Planta	Coef. De Irregularidad $\phi_{Pi}$	
Tipo 1 - Irregularidad Torsional	0.9	} $\phi_{PA} = 1$
Tipo 2 - Irregularidad Excesivos en las esquinas	0.9	
Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso	0.9	
Tipo 4 - Ejes Estructurales no paralelos	0.9	} $\phi_{PB} = 1$

Coeficiente de irregularidad asociado a la planta       $\phi_P = \phi_{PA} \times \phi_{PB} = 1$

$$\phi_p = 1$$

$\phi_e =$  Irregularidad en altura.

Irregularidades en Elevación	Coef. De Irregularidad $\phi_{Ei}$	
Tipo 1 - Piso Flexible	0.9	} $\phi_{EA} = 1$
Tipo 2 - Distribución de masa	0.9	
Tipo 3 - Irregularidad geométrica	0.9	} $\phi_{EB} = 1$

Coeficiente de irregularidad asociado a la elevación       $\phi_E = \phi_{EA} \times \phi_{EB} = 1$

$$\phi_e = 1$$

Debido a que la estructura a analizar no contempla irregularidades geométricas, el factor de reducción no es afectado, por ende, no se reduce su valor.

- *Cortante basal estático en la base.*

Para el cálculo de la carga sísmica reactiva no influye el método de análisis utilizado, según la NEC para casos generales excepto bodegas, o pisos de alta demanda, el peso se calcula como:

$$W_i = D \rightarrow \text{Carga sísmica reactiva}$$

Cortante Basal Estático Total en la Base:

$$V_d = C_s * W_i$$

- *Inercia de las secciones agrietadas.*

En este caso, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera (NEC-SE-DS, 2015):

- 0.5  $I_g$  para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable)
- 0.8  $I_g$  para columnas

### 3.3 Muros de corte (Sistema Dual).

#### 3.3.1 Consideraciones Generales.

Tabla 11. Tabla resumen de las características de los materiales y factores de reducción

Características de los Materiales		
Resistencia del Concreto	280	$f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Esfuerzo de Fluencia del Acero de Refuerzo	4200	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Módulo de Elasticidad del Concreto	252671.328	$E_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Módulo de Elasticidad del Acero	210000	$E_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Peso Específico del Concreto Armado	2400	$\gamma_{concreto}$ (kg/m <sup>3</sup> )
$\epsilon_{cu}$	0.003	Deformación Última del Concreto
$\epsilon_y$	0.002	Deformación cedente del Acero
$\epsilon_{s\ min}$	0.005	Deformación cedente del Acero
$\alpha$	1.25	Deformación mínima falla controlada por tracción del Acero
Factores de Reducción		
$\phi_o$	0.65	Factor de minoración para resistencia a compresión
$\phi_v$	0.6	Factor de minoración para resistencia a corte
$\phi_b$	0.9	Factor de minoración para resistencia a flexión
$f_{cp}$	0.8	Factor por carga axial por excentricidad horizontal

Fuente: (ACI 318-19)

#### 3.3.2 Consideraciones del análisis estático.

- *Periodo fundamental de vibración.*

En el análisis basado en fuerzas expuesto en el marco teórico de acuerdo a la NEC, ocupamos la Ecuación 4 para determinar el periodo fundamental de vibración, donde de acuerdo a la tabla # de la NEC-DS para Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado, se asumen los siguientes valores:

$$C_t = 0.055$$

$$\alpha = 0.75$$

- *Carga sísmica reactiva ( $W_i$ ).*

Con respecto a la masa reactiva será calculada directamente proporcional con el peso muerto de la estructura.

- *Coficiente sísmico.*

El coeficiente sísmico será calculado con lo expuesto en la Ecuación 9, tomando el factor de importancia de  $I = 1$ , la aceleración acorde al periodo fundamental y el factor la de reducción sísmica es de  $R=5$  de acuerdo a la NEC-SE-DS. Además, es necesario corregir este factor a partir de las irregularidades en planta y en elevación como se puede observar en el siguiente apartado.

Corrección efectos de irregularidad geométrica (Elevación / Planta) de los sistemas estructurales.

$\phi_p =$  Irregularidad en planta.

Irregularidades en Planta	Coef. De Irregularidad $\phi_{Pi}$	
Tipo 1 - Irregularidad Torsional	0.9	} $\phi_{PA} = 1$
Tipo 2 - Irregularidad Excesivos en las esquinas	0.9	
Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso	0.9	
Tipo 4 - Ejes Estructurales no paralelos	0.9	} $\phi_{PB} = 1$

Coefficiente de irregularidad asociado a la planta       $\phi_P = \phi_{PA} \times \phi_{PB} = 1$

$$\phi_p = 1$$

$\phi_e =$  Irregularidad en altura.

Irregularidades en Elevación	Coef. De Irregularidad $\phi_{Ei}$	
Tipo 1 - Piso Flexible	0.9	} $\phi_{EA} = 1$
Tipo 2 - Distribución de masa	0.9	
Tipo 3 - Irregularidad geométrica	0.9	} $\phi_{EB} = 1$

Coefficiente de irregularidad asociado a la elevación       $\phi_E = \phi_{EA} \times \phi_{EB} = 1$

$$\phi_e = 1$$

Debido a que la estructura a analizar no contempla irregularidades geométricas, el factor de reducción no es afectado, por ende, no se reduce su valor.

- *Cortante basal estático en la base.*

El cortante basal estático, será definido por la masa reactiva multiplicado por el coeficiente sísmico, expuesto en el marco teórico.

- *Inercia de las secciones agrietadas.*

En este caso, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera:

- 0.6  $I_g$  para muros estructurales:

- Para estructuras sin subsuelos, se aplicarán únicamente en los dos primeros pisos de la edificación.
- Para estructuras con subsuelos, se aplicarán en los dos primeros pisos y en el primer subsuelo.

### **3.4 Consideraciones del Análisis Modal para las diferentes tecnologías aplicadas.**

En la consideración del análisis modal la NEC-SE-DS define que, del total de modos de vibración de la estructura, solo se consideren en el análisis dinámico los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura. (NEC-SE-DS, 2015) Del análisis modal se puede observar que, en los tres modos fundamentales de la estructura, las masas se mueven en las direcciones “X” e “Y”, predominando la disipación de energía en modos traslacionales, verificando que la estructura no es sensible a efectos torsionales, debido a su regularidad geométrica en planta y altura.

Se recomienda que los efectos torsionales en los dos primeros modos de vibración fundamentales, sean  $< 30\%$ , asegurando el desplazamiento de la estructura en los periodos fundamentales de la estructura. El tercer modo es totalmente torsional. Además, los modos de vibración dependen de los grados de libertad por cada nivel de piso, considerando tres, siendo dos traslacionales el eje “X” y “Y” y el tercero es en sentido rotacional con respecto al eje “Z”.

Por otro lado, la NEC-SE-DS indica que la fuerza cortante dinámica total en la base obtenida por el análisis dinámico, no debe ser:  $< 80\%$  del cortante basal obtenido por el método estático ( $V$ ).

### **3.5 Momentos torsionales horizontales y torsión accidental.**

Según la NEC-SE-DS, la masa de cada nivel debe concentrarse en el centro de masas de cada piso con una excentricidad igual al 5% de la dimensión máxima del edificio perpendicular a la dirección de las fuerzas laterales, con el fin de tomar posibles efectos de momentos torsionales horizontales. De igual manera, las cargas laterales sísmicas estáticas deben aplicarse en el centro del edificio más una excentricidad del 5% en dirección perpendicular a la línea de aplicación de las cargas, para generar posibles torsiones accidentales que puede tener la estructura. En el modelo se introdujeron las fuerzas laterales sísmicas en el centro del edificio con una excentricidad del 5% en ambas direcciones, provocando esta torsión accidental en el eje “Z”, mientras que la masa no se ha desviado del centro de masas debido a la regularidad geométrica que tiene la estructura, y que para fines de esta investigación alteraría comportamiento dinámico ideal que se busca obtener de la misma, por la misma razón de que se configuro tratando de no caer en ninguna irregularidad ni penalización. Con este concepto solo se revisará la torsión accidental en el eje “Z”.

### 3.6 Análisis de precios unitarios.

Para el análisis de precios unitarios de los materiales, maquinaria y mano de obra que intervienen en cada rubro de los elementos estructurales de todos los sistemas de este estudio, fueron tomados de la página web “Insucons”, ya que este portal contiene rubros con especificaciones de costo de materiales con precio de la moneda local de nuestro país y además contiene el precio de los salarios mínimos de la mano de obra actualiza del año 2021.

Se debe recalcar, que, en los análisis de precios unitarios de esta base, no incluyen el costo indirecto, en este caso el análisis del presupuesto, se considera un 20% en costo indirectos.

## 4. RESULTADOS

El procedimiento y cálculo de las estructuras se encuentra en anexo 1.

### 4.1 Mampostería Confinada

#### 4.1.1 Geometría General

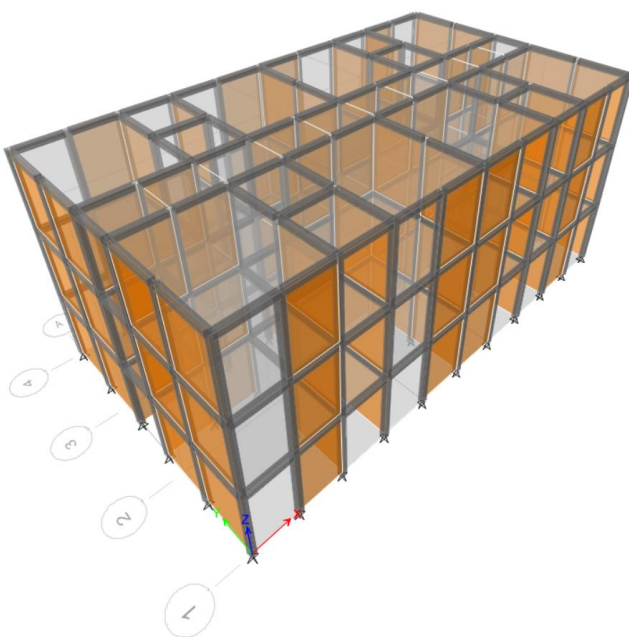


Ilustración 12. Distribución mampostería confinada del sistema estructural Nivel 1 -3.  
Fuente: Elaboración Propia

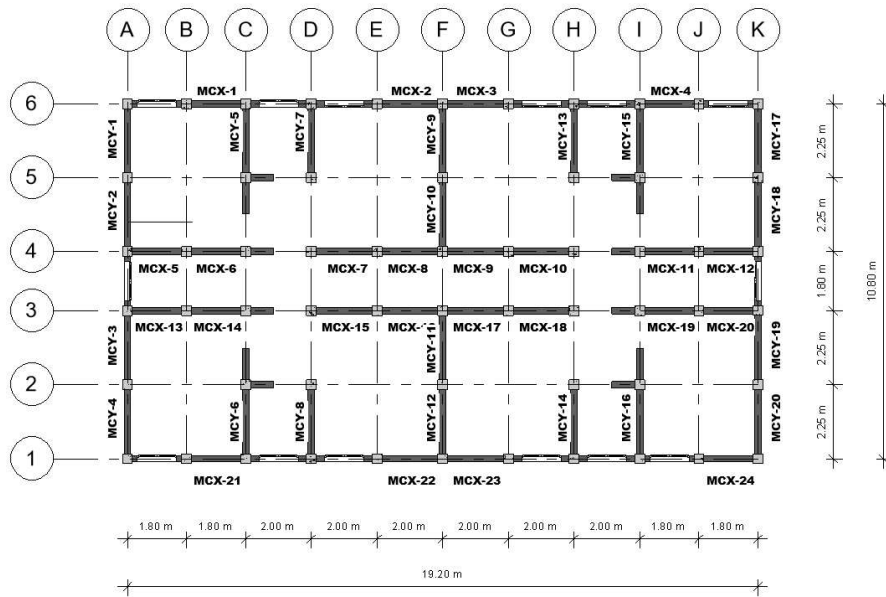
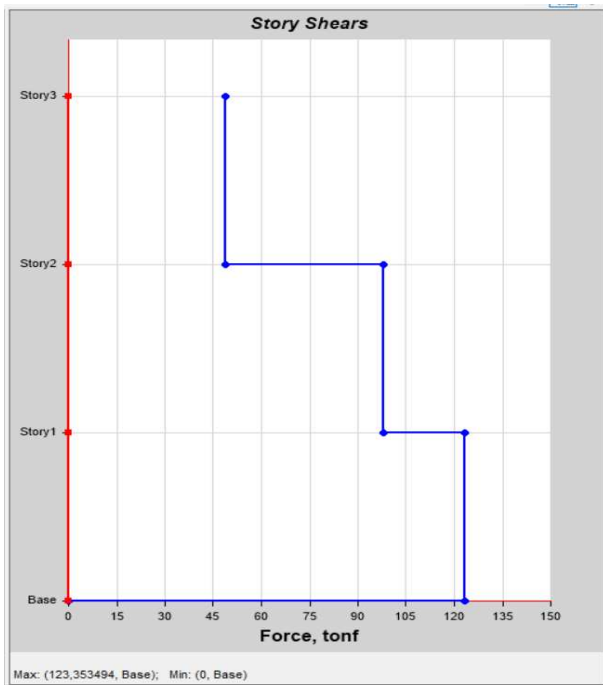


Ilustración 13. Distribución mampostería confinada del sistema estructural Nivel 1 -3.  
Fuente: Elaboración Propia

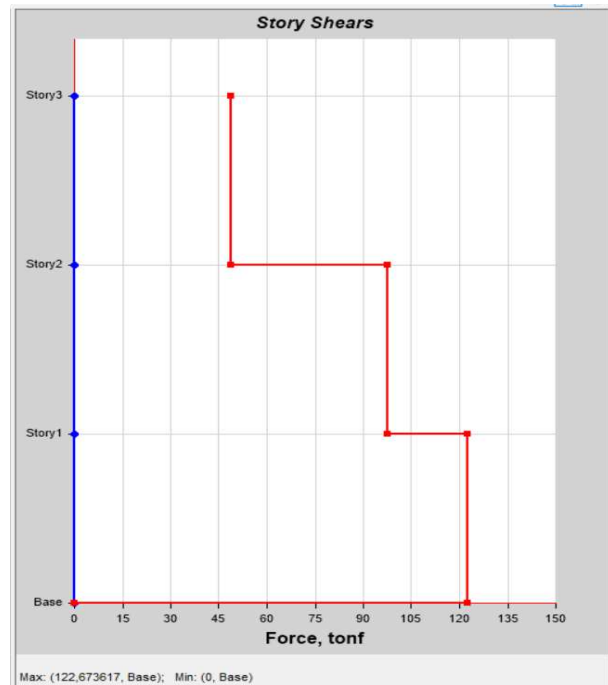
#### 4.1.2 Cortante basal dinámico

El cortante basal dinámico fue obtenido mediante un análisis modal con el software Etabs, tanto para el sentido “X” como “Y”.

**Cortante dinámica Eje “X”**



**Cortante dinámica Eje “Y”**



Fuente: Elaboración Propia

La NEC-SE-DS indica que la fuerza cortante dinámica total en la base obtenida por el análisis dinámico, no debe ser: < 80% del cortante basal obtenido por el método estático ( $V$ ).

- **Ajuste Eje “X”**

$$V_{dinamica} < 0.8 * V \rightarrow \text{Coregir}$$

$$(123.35) \text{ ton} < (0.8 * 141.39) \text{ ton}$$

$$123.35 \text{ ton} < 113.11 \text{ ton}$$

No Requiere corregir la cortante basal en este sentido

- **Ajuste Eje “Y”**

$$V_{dinamica} < 0.8 * V \rightarrow \text{Coregir}$$

$$(122.67) \text{ ton} < (0.8 * 141.39) \text{ ton}$$

$$122.67 \text{ ton} < 113.11 \text{ ton}$$

No Requiere corregir la cortante basal en este sentido

4.1.3 *Análisis Estructural Edificio de 3 pisos.*

- *Desplazamientos laterales.*

Se evalúa los desplazamientos en X y Y de la estructura de acuerdo a los resultados arrojados por las derivas de piso en el software ETABS. Estos desplazamientos se identifican a continuación:

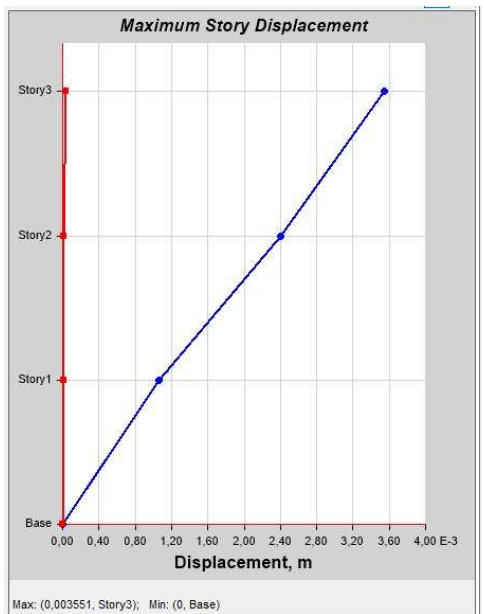


Ilustración 14. Desplazamientos máximos en sentido X  
Fuente: Etabs

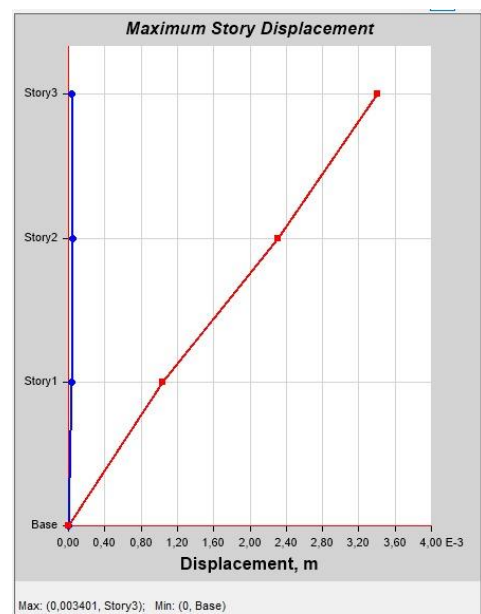


Ilustración 15. Desplazamientos máximos en sentido Y  
Fuente: Etabs

Tabla 12. Desplazamientos en cada piso

Piso	Desplazamiento X (mm)	Desplazamiento Y (mm)
1	1.10	1.8
2	2.4	2.37
3	3.58	3.40

Fuente: Elaboración Propia

#### 4.1.4 Límites de derivas de pisos.

- Derivas máximas de pisos.

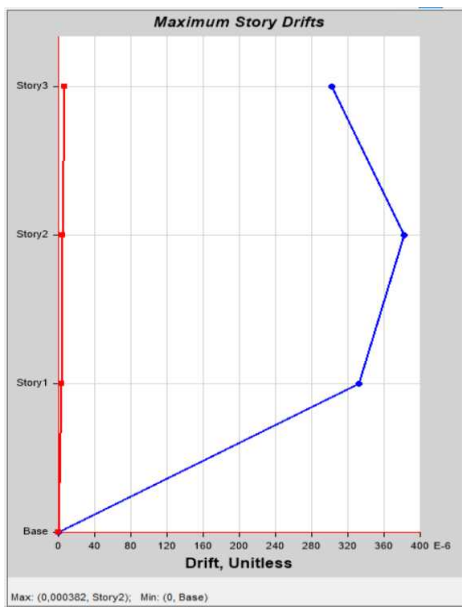


Ilustración 16. Derivas máximas en sentido X  
Fuente: Etabs

$$\delta x_{max} = 0.000382$$

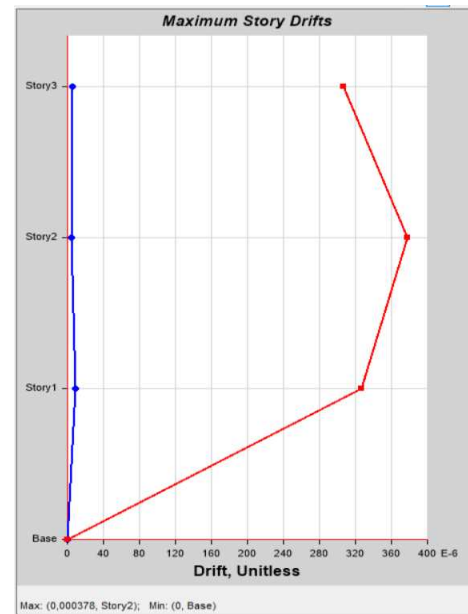


Ilustración 17. Derivas máximas en sentido Y  
Fuente: Etabs

$$\delta y_{max} = 0.000378$$

- Verificación de derivas de pisos.

**Eje "X"**

$$\Delta_{Mx.max} < \Delta_M$$

$$0.75 * R * \delta x_{max} < \Delta_M$$

$$0.75 * 3 * 0.000382 < 0.01$$

$$0.0008595 < 0.01$$

**Cumple**

**Eje "Y"**

$$\Delta_{My.max} < \Delta_M$$

$$0.75 * R * \delta y_{max} < \Delta_M$$

$$0.75 * 3 * 0.000378 < 0.01$$

$$0.0008505 < 0.01$$

**Cumple**

#### 4.1.5 Análisis de momentos, cortantes, torsores y axiales

En la siguiente tabla se determina los máximos y mínimos de momentos, cortantes y axiales actuantes para la estructura de 3 pisos. Es de esperarse que en el primer piso se concentran las mayores cargas y momentos de la estructura, los momentos y cortantes son consecuencia de la acción sísmica por otro lado la carga axial de obtuvo por las cargas verticales que actual en la estructura (peso propio, etc.). Para ello se toma como referencia la siguiente distribución de los muros para observar los momentos, cortantes y axiales actuantes en cada uno de ellos.

- *Axiales, cortantes y momentos actuantes.*

En la siguiente tabla se especifica las solicitaciones actuantes bajo las combinaciones de carga del nivel 1 al ser el más crítico, las cuales son las máximas producidas para el diseño de mampostería confinada. No se consideraron las solicitaciones provenientes de sismos severos y modelados ya que fueron inferiores, pero en anexos se colocan los resultados obtenidos.

Tabla 13. Resumen solicitaciones actuantes máximas mampostería confinada – Sentido X

Solicitaciones Actuantes - Sentido X				
Pier	Caso de Carga	P	V2	M3
		tonf	tonf	tonf-m
MCX-1	ENVOLVENTE	1.00	4.47	8.67
MCX-2	ENVOLVENTE	17.08	5.69	10.74
MCX-3	ENVOLVENTE	17.11	5.70	10.77
MCX-4	ENVOLVENTE	13.74	4.48	8.69
MCX-5	ENVOLVENTE	13.73	6.52	10.98
MCX-6	ENVOLVENTE	17.38	6.08	10.50
MCX-7	ENVOLVENTE	24.39	6.80	11.99
MCX-8	ENVOLVENTE	16.63	8.02	13.06
MCX-9	ENVOLVENTE	16.65	8.00	13.03
MCX-10	ENVOLVENTE	24.44	6.79	12.03
MCX-11	ENVOLVENTE	17.79	6.04	10.47
MCX-12	ENVOLVENTE	14.42	6.54	11.02
MCX-13	ENVOLVENTE	13.73	6.52	10.98
MCX-14	ENVOLVENTE	17.38	6.08	10.50
MCX-15	ENVOLVENTE	24.39	6.80	11.99
MCX-16	ENVOLVENTE	16.63	8.02	13.06
MCX-17	ENVOLVENTE	16.65	8.00	13.03
MCX-18	ENVOLVENTE	24.44	6.79	12.03
MCX-19	ENVOLVENTE	17.80	6.04	10.47
MCX-20	ENVOLVENTE	14.42	6.54	11.02
MCX-21	ENVOLVENTE	13.71	4.47	8.67
MCX-22	ENVOLVENTE	17.08	5.70	10.75
MCX-23	ENVOLVENTE	17.11	5.69	10.78
MCX-24	ENVOLVENTE	13.74	4.48	8.69

Fuente: ETABS

Tabla 14. Resumen solicitudes actuantes máximas mampostería confinada – Sentido Y

<b>Solicitaciones Actuantes - Sentido Y</b>				
<b>Pier</b>	<b>Caso de Carga</b>	<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>M3</b>
		<b>tonf</b>	<b>tonf</b>	<b>tonf-m</b>
MCX-1	ENVOLVENTE	19.53	6.90	12.75
MCX-2	ENVOLVENTE	15.98	6.93	12.55
MCX-3	ENVOLVENTE	15.98	6.93	12.55
MCX-4	ENVOLVENTE	19.53	6.90	12.75
MCX-5	ENVOLVENTE	17.42	6.43	12.53
MCX-6	ENVOLVENTE	17.42	6.43	12.53
MCX-7	ENVOLVENTE	16.54	5.92	12.26
MCX-8	ENVOLVENTE	16.54	5.92	12.26
MCX-9	ENVOLVENTE	17.25	9.87	15.98
MCX-10	ENVOLVENTE	16.35	9.27	15.27
MCX-11	ENVOLVENTE	16.35	9.27	15.27
MCX-12	ENVOLVENTE	17.24	9.88	15.98
MCX-13	ENVOLVENTE	16.54	5.92	12.28
MCX-14	ENVOLVENTE	16.54	5.92	12.28
MCX-15	ENVOLVENTE	17.41	6.46	12.60
MCX-16	ENVOLVENTE	17.40	6.46	12.60
MCX-17	ENVOLVENTE	19.88	7.08	13.05
MCX-18	ENVOLVENTE	16.46	7.21	12.92
MCX-19	ENVOLVENTE	16.46	7.21	12.92
MCX-20	ENVOLVENTE	19.88	7.08	13.05

Fuente: ETABS

En la tabla 14, se puede observar la axial más crítico que se encuentra en el muro MCX-10 y MCX-18 seguida de la cortante que se concentra en el muro MCX-8 y, por último, el momento que se encuentra en el muro MCX-8 y MCX-16.

Todas las solicitudes más críticas se encuentran en el nivel 1 como se mencionó anteriormente debido a que es el nivel donde llega todas las cargas de la edificación.

#### 4.1.6 Resistencia a compresión.

En las siguientes tablas, se detalla el cálculo de la resistencia a la compresión de los muros del nivel 1, donde se genera las mayores solicitudes en el análisis estructural. Por otro lado, se verifica que la resistencia a la compresión sea mayor a la fuerza axial última.

Tabla 15. Resumen revisión resistencia a la compresión de los muros en sentido "X".

Resistencia a la compresión mampostería - Sentido X									
Pier	Longitud (m)	Ltmuro (m)	AT (Área total del muro) (cm <sup>2</sup> )	Pu	Condición	Factor FE	Factor K	PR	PR>PU
				ton				ton	
MCX-1	1.80	1.95	2535	14.8533	exterior	0.6	1	34.25	CUMPLE
MCX-2	2.00	2.15	2795	19.8193	exterior	0.6	1	36.78	CUMPLE
MCX-3	2.00	2.15	2795	19.6211	exterior	0.6	1	36.78	CUMPLE
MCX-4	1.80	1.95	2535	15.3458	exterior	0.6	1	34.25	CUMPLE
MCX-5	1.80	1.95	2535	13.8582	interior	0.7	0.8	39.95	CUMPLE
MCX-6	1.80	1.95	2535	19.8067	interior	0.7	0.8	39.95	CUMPLE
MCX-7	2.00	2.15	2795	28.6552	interior	0.7	0.8	42.91	CUMPLE
MCX-8	2.00	2.15	2795	18.1083	interior	0.7	0.8	42.91	CUMPLE
MCX-9	2.00	2.15	2795	18.2742	interior	0.7	0.8	42.91	CUMPLE
MCX-10	2.00	2.15	2795	28.7154	interior	0.7	0.8	42.91	CUMPLE
MCX-11	1.80	1.95	2535	20.2895	interior	0.7	0.8	39.95	CUMPLE
MCX-12	1.80	1.95	2535	17.0816	interior	0.7	0.8	39.95	CUMPLE
MCX-13	1.80	1.95	2535	13.8537	interior	0.7	0.8	39.95	CUMPLE
MCX-14	1.80	1.95	2535	20.526	interior	0.7	0.8	39.95	CUMPLE
MCX-15	2.00	2.15	2795	28.3415	interior	0.7	0.8	42.91	CUMPLE
MCX-16	2.00	2.15	2795	18.1067	interior	0.7	0.8	42.91	CUMPLE
MCX-17	2.00	2.15	2795	18.2733	interior	0.7	0.8	42.91	CUMPLE
MCX-18	2.00	2.15	2795	28.4026	interior	0.7	0.8	42.91	CUMPLE
MCX-19	1.80	1.95	2535	21.0238	interior	0.7	0.8	39.95	CUMPLE
MCX-20	1.80	1.95	2535	17.0869	interior	0.7	0.8	39.95	CUMPLE
MCX-1	1.80	1.95	2535	14.8533	exterior	0.6	1	34.25	CUMPLE
MCX-2	2.00	2.15	2795	19.8193	exterior	0.6	1	36.78	CUMPLE
MCX-3	2.00	2.15	2795	19.6211	exterior	0.6	1	36.78	CUMPLE
MCX-4	1.80	1.95	2535	15.3458	exterior	0.6	1	34.25	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 16. Resumen revisión resistencia a la compresión de los muros en sentido "Y".

Resistencia a la compresión mampostería - Sentido Y									
Pier	Longitud (m)	Ltmuro (m)	AT (Área total del muro) (cm <sup>2</sup> )	Pu	Condición	Factor FE	Factor K	PR	PR>PU
				ton				ton	
MCY-1	2.25	2.40	3120	19.8947	exterior	0.6	1	39.96	CUMPLE
MCY-2	2.25	2.40	3120	16.9247	exterior	0.6	1	39.96	CUMPLE
MCY-3	2.25	2.40	3120	17.7563	exterior	0.6	1	39.96	CUMPLE
MCY-4	2.25	2.40	3120	19.8596	exterior	0.6	1	39.96	CUMPLE
MCY-5	2.25	2.40	3120	19.1841	interior	0.7	0.8	46.62	CUMPLE
MCY-6	2.25	2.40	3120	19.2061	interior	0.7	0.8	46.62	CUMPLE
MCY-7	2.25	2.40	3120	19.1584	interior	0.7	0.8	46.62	CUMPLE

MCY-8	2.25	2.40	3120	19.1585	interior	0.7	0.8	46.62	CUMPLE
MCY-9	2.25	2.40	3120	18.867	interior	0.7	0.8	46.62	CUMPLE
MCY-10	2.25	2.40	3120	17.5336	interior	0.7	0.8	46.62	CUMPLE
MCY-11	2.25	2.40	3120	17.5326	interior	0.7	0.8	46.62	CUMPLE
MCY-12	2.25	2.40	3120	18.8786	interior	0.7	0.8	46.62	CUMPLE
MCY-13	2.25	2.40	3120	19.1585	interior	0.7	0.8	46.62	CUMPLE
MCY-14	2.25	2.40	3120	19.1585	interior	0.7	0.8	46.62	CUMPLE
MCY-15	2.25	2.40	3120	19.1807	interior	0.7	0.8	46.62	CUMPLE
MCY-16	2.25	2.40	3120	19.1886	interior	0.7	0.8	46.62	CUMPLE
MCY-17	2.25	2.40	3120	24.861	exterior	0.6	1	39.96	CUMPLE
MCY-18	2.25	2.40	3120	17.4999	exterior	0.6	1	39.96	CUMPLE
MCY-19	2.25	2.40	3120	18.3378	exterior	0.6	1	39.96	CUMPLE
MCY-20	2.25	2.40	3120	24.8694	exterior	0.6	1	39.96	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

#### 4.1.7 Revisión flexo compresión.

En las siguientes tablas, se detalla el cálculo de la resistencia a la flexo-compresión de los muros del nivel 1, donde se genera las mayores solicitaciones en el análisis estructural. Por otro lado, se verifica que la resistencia a la flexo-compresión sea mayor al momento último actuante.

Tabla 17. Resumen revisión resistencia a la flexo-compresión de los muros en sentido "X".

Resistencia al flexo-compresión mampostería - Sentido X												
Pier	Longitud (m)	(Ltmuro) (m)	AT (Área total del muro) (cm <sup>2</sup> )	Pu	PR	Mu	d'	d	Mo	Condición de análisis	MR	MR>MU
				ton	ton	ton-m	m	m	ton-m		ton-m	
MCX-1	1.80	1.95	2535	14.8533	65.16	8.3587	1.80	1.88	23.74	Condición 1	27.35	CUMPLE
MCX-2	2.00	2.15	2795	19.8193	70.87	10.8135	2.00	2.08	26.38	Condición 1	33.44	CUMPLE
MCX-3	2.00	2.15	2795	19.6211	70.87	11.0093	2.00	2.08	26.38	Condición 1	33.32	CUMPLE
MCX-4	1.80	1.95	2535	15.3458	65.16	8.4168	1.80	1.88	23.74	Condición 1	27.62	CUMPLE
MCX-5	1.80	1.95	2535	13.8582	76.02	10.051	1.80	1.88	23.74	Condición 1	26.79	CUMPLE
MCX-6	1.80	1.95	2535	19.8067	76.02	9.6213	1.80	1.88	23.74	Condición 1	30.13	CUMPLE
MCX-7	2.00	2.15	2795	28.6552	82.69	11.1558	2.00	2.08	26.38	Condición 2	37.50	CUMPLE
MCX-8	2.00	2.15	2795	18.1083	82.69	12.5505	2.00	2.08	26.38	Condición 1	32.38	CUMPLE
MCX-9	2.00	2.15	2795	18.2742	82.69	12.8091	2.00	2.08	26.38	Condición 1	32.48	CUMPLE
MCX-10	2.00	2.15	2795	28.7154	82.69	11.5757	2.00	2.08	26.38	Condición 2	37.46	CUMPLE
MCX-11	1.80	1.95	2535	20.2895	76.02	8.9135	1.80	1.88	23.74	Condición 1	30.40	CUMPLE

MCX-12	1.80	1.95	2535	17.0816	76.02	9.3249	1.80	1.88	23.74	Condición 1	28.60	CUMPLE
MCX-13	1.80	1.95	2535	13.8537	76.02	10.1402	1.80	1.88	23.74	Condición 1	26.78	CUMPLE
MCX-14	1.80	1.95	2535	20.526	76.02	9.5634	1.80	1.88	23.74	Condición 1	30.54	CUMPLE
MCX-15	2.00	2.15	2795	28.3415	76.02	10.944	2.00	2.08	26.38	Condición 2	34.69	CUMPLE
MCX-16	2.00	2.15	2795	18.1067	76.02	12.3124	2.00	2.08	26.38	Condición 1	32.38	CUMPLE
MCX-17	2.00	2.15	2795	18.2733	82.69	12.571	2.00	2.08	26.38	Condición 1	32.48	CUMPLE
MCX-18	2.00	2.15	2795	28.4026	82.69	11.3638	2.00	2.08	26.38	Condición 2	37.68	CUMPLE
MCX-19	1.80	1.95	2535	21.0238	76.02	8.905	1.80	1.88	23.74	Condición 1	30.82	CUMPLE
MCX-20	1.80	1.95	2535	17.0869	76.02	9.4097	1.80	1.88	23.74	Condición 1	28.60	CUMPLE
MCX-21	1.80	1.95	2535	14.8341	65.16	7.5692	1.80	1.88	23.74	Condición 1	27.34	CUMPLE
MCX-22	2.00	2.15	2795	19.8195	70.87	9.7188	2.00	2.08	26.38	Condición 1	33.44	CUMPLE
MCX-23	2.00	2.15	2795	18.6681	70.87	9.8988	2.00	2.08	26.38	Condición 1	32.72	CUMPLE
MCX-24	1.80	1.95	2535	15.3458	65.16	7.6231	1.80	1.88	23.74	Condición 1	27.62	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 18. Resumen revisión resistencia a la flexo-compresión de los muros en sentido "Y".

Resistencia al flexo-compresión mampostería - Sentido Y												
Pier	Longitud (m)	(Ltmuro) (m)	AT (Área total del muro) (cm <sup>2</sup> )	Pu	PR	M3	d'	d	Mo	Condición de análisis	MR	MR>MU
				ton	ton	ton-m	m	m	ton-m		ton-m	
MCY-1	2.25	2.40	3120	19.8947	78.01	10.0965	2,2 5	2.33	29.67	Condición 1	37.61	CUMPLE
MCY-2	2.25	2.40	3120	16.9247	78.01	10.3574	2,2 5	2.33	29.67	Condición 1	35.54	CUMPLE
MCY-3	2.25	2.40	3120	17.7563	78.01	10.4347	2,2 5	2.33	29.67	Condición 1	36.12	CUMPLE
MCY-4	2.25	2.40	3120	19.8596	78.01	9.8309	2,2 5	2.33	29.67	Condición 1	37.59	CUMPLE
MCY-5	2.25	2.40	3120	19.1841	91.01	10.6176	2,2 5	2.33	29.67	Condición 1	37.12	CUMPLE
MCY-6	2.25	2.40	3120	19.2061	91.01	9.5051	2,2 5	2.33	29.67	Condición 1	37.13	CUMPLE
MCY-7	2.25	2.40	3120	19.1584	91.01	10.3673	2,2 5	2.33	29.67	Condición 1	37.10	CUMPLE
MCY-8	2.25	2.40	3120	19.1585	91.01	9.5224	2,2 5	2.33	29.67	Condición 1	37.10	CUMPLE
MCY-9	2.25	2.40	3120	18.867	91.01	14.1592	2,2 5	2.33	29.67	Condición 1	36.90	CUMPLE

MCY-10	2.25	2.40	3120	17.5336	91.01	13.6967	2.2 5	2.33	29.67	Condición 1	35.97	CUMPLE
MCY-11	2.25	2.40	3120	17.5326	91.01	13.9111	2.2 5	2.33	29.67	Condición 1	35.96	CUMPLE
MCY-12	2.25	2.40	3120	18.8786	91.01	13.3995	2.2 5	2.33	29.67	Condición 1	36.90	CUMPLE
MCY-13	2.25	2.40	3120	19.1585	91.01	11.9963	2.2 5	2.33	29.67	Condición 1	37.10	CUMPLE
MCY-14	2.25	2.40	3120	19.1585	91.01	11.1521	2.2 5	2.33	29.67	Condición 1	37.10	CUMPLE
MCY-15	2.25	2.40	3120	19.1807	91.01	13.0419	2.2 5	2.33	29.67	Condición 1	37.11	CUMPLE
MCY-16	2.25	2.40	3120	19.1886	91.01	11.9278	2.2 5	2.33	29.67	Condición 1	37.12	CUMPLE
MCY-17	2.25	2.40	3120	24.861	78.01	14.6025	2.2 5	2.33	29.67	Condición 1	41.08	CUMPLE
MCY-18	2.25	2.40	3120	17.4999	78.01	15.0994	2.2 5	2.33	29.67	Condición 1	35.94	CUMPLE
MCY-19	2.25	2.40	3120	18.3378	78.01	15.0097	2.2 5	2.33	29.67	Condición 1	36.53	CUMPLE
MCY-20	2.25	2.40	3120	24.8694	78.01	14.2904	2.2 5	2.33	29.67	Condición 1	41.08	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

#### 4.1.8 Revisión Cortante

En las siguientes tablas, se detalla el cálculo de la resistencia al cortante de los muros del nivel 1, donde se genera las mayores solicitaciones en el análisis estructural. Por otro lado, se verifica que la resistencia a corte del muro sea mayor al cortante último actuante, caso contrario se determinará el acero horizontal colocado en las juntas, para mejorar su resistencia a corte.

Tabla 19. Resumen revisión resistencia al cortante de los muros en sentido "X".

Resistencia al corte mampostería - Sentido X									
Pier	Longitud (m)	(Ltmuro) (m)	AT (Área total del muro) (cm <sup>2</sup> )	Vu	P(servicio) ton	H/L	Factor f	VMR	VMR>VU
				ton				ton	
MCX-1	1.80	1.95	2535	3.9834	5.8003	1.54	1	4.91	CUMPLE
MCX-2	2.00	2.15	2795	5.3958	6.0106	1.4	1	5.33	NO CUMPLE
MCX-3	2.00	2.15	2795	5.6062	6.0265	1.4	1	5.34	NO CUMPLE
MCX-4	1.80	1.95	2535	4.0383	5.8077	1.54	1	4.91	CUMPLE
MCX-5	1.80	1.95	2535	5.7338	4.9215	1.54	1	4.72	NO CUMPLE
MCX-6	1.80	1.95	2535	5.3279	5.6169	1.54	1	4.87	NO CUMPLE
MCX-7	2.00	2.15	2795	5.9626	7.2218	1.4	1	5.59	NO CUMPLE
MCX-8	2.00	2.15	2795	7.4239	6.8236	1.4	1	5.5	NO CUMPLE
MCX-9	2.00	2.15	2795	7.6968	6.8331	1.4	1	5.5	NO CUMPLE
MCX-10	2.00	2.15	2795	6.3993	7.255	1.4	1	5.59	NO CUMPLE

MCX-11	1.80	1.95	2535	4.6683	5.8528	1.54	1	4.92	CUMPLE
MCX-12	1.80	1.95	2535	5.0583	5.2339	1.54	1	4.79	NO CUMPLE
MCX-13	1.80	1.95	2535	5.8871	4.9191	1.54	1	4.72	NO CUMPLE
MCX-14	1.80	1.95	2535	5.3423	5.6157	1.54	1	4.87	NO CUMPLE
MCX-15	2.00	2.15	2795	5.85	7.2204	1.4	1	5.59	NO CUMPLE
MCX-16	2.00	2.15	2795	7.2838	6.8225	1.4	1	5.5	NO CUMPLE
MCX-17	2.00	2.15	2795	7.5568	6.8325	1.4	1	5.5	NO CUMPLE
MCX-18	2.00	2.15	2795	6.2868	7.2552	1.4	1	5.59	NO CUMPLE
MCX-19	1.80	1.95	2535	4.7098	5.8539	1.54	1	4.92	CUMPLE
MCX-20	1.80	1.95	2535	5.2091	5.237	1.54	1	4.79	NO CUMPLE
MCX-21	1.80	1.95	2535	3.6641	5.7903	1.54	1	4.91	CUMPLE
MCX-22	2.00	2.15	2795	4.8655	6.0096	1.4	1	5.33	CUMPLE
MCX-23	2.00	2.15	2795	5.0576	6.0291	1.4	1	5.34	CUMPLE
MCX-24	1.80	1.95	2535	3.7155	5.8077	1.54	1	4.91	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 20. Resumen revisión resistencia al cortante de los muros en sentido "Y".

Resistencia al corte mampostería - Sentido Y									
Pier	Longitud (m)	Ltmuro (m)	AT (Área total del muro) (cm <sup>2</sup> )	Vu	P(servicio)	H/L	Factor f	VMR	VMR>VU
				ton				ton	
MCY-1	2.25	2.40	3120	5.2774	5.6024	1.25	1	5.72	CUMPLE
MCY-2	2.25	2.40	3120	5.6141	5.761	1.25	1	5.75	CUMPLE
MCY-3	2.25	2.40	3120	5.7024	5.7582	1.25	1	5.75	CUMPLE
MCY-4	2.25	2.40	3120	4.9603	5.5833	1.25	1	5.72	CUMPLE
MCY-5	2.25	2.40	3120	5.3098	8.0505	1.25	1	6.23	CUMPLE
MCY-6	2.25	2.40	3120	3.9806	8.0574	1.25	1	6.23	CUMPLE
MCY-7	2.25	2.40	3120	4.6736	9.6024	1.25	1	6.56	CUMPLE
MCY-8	2.25	2.40	3120	3.668	9.6025	1.25	1	6.56	CUMPLE
MCY-9	2.25	2.40	3120	8.599	7.2252	1.25	1	6.06	NO CUMPLE
MCY-10	2.25	2.40	3120	8.0436	7.65	1.25	1	6.15	NO CUMPLE
MCY-11	2.25	2.40	3120	8.3015	7.6503	1.25	1	6.15	NO CUMPLE
MCY-12	2.25	2.40	3120	7.68	7.2226	1.25	1	6.06	NO CUMPLE
MCY-13	2.25	2.40	3120	5.3084	9.6025	1.25	1	6.56	CUMPLE
MCY-14	2.25	2.40	3120	4.303	9.6025	1.25	1	6.56	CUMPLE
MCY-15	2.25	2.40	3120	6.2392	8.0473	1.25	1	6.23	NO CUMPLE
MCY-16	2.25	2.40	3120	4.9069	8.0478	1.25	1	6.23	CUMPLE
MCY-17	2.25	2.40	3120	7.5167	5.7282	1.25	1	5.75	NO CUMPLE
MCY-18	2.25	2.40	3120	8.1454	6.0506	1.25	1	5.81	NO CUMPLE
MCY-19	2.25	2.40	3120	8.034	6.0492	1.25	1	5.81	NO CUMPLE
MCY-20	2.25	2.40	3120	7.1433	5.733	1.25	1	5.75	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

Como se puede observar en la verificación de la resistencia a corte en el sentido “X” y sentido “Y”, existen varias mamposterías que no cumple con la resistencia última requerida para la fuerza cortante, pero para que el sistema soporte esta sollicitación es necesario colocar refuerzo horizontal ubicado en las juntas de morteros entre hiladas.

A continuación, se detalla el acero de refuerzo que se necesita colocar para que cumpla con la resistencia a corte las mamposterías que fracasaron.

Tabla 21. Acero horizontal requerido en la mampostería confinada

Cálculo acero horizontal			
Formula General: (NTC , 2020)			$V_{SR} = F_{Rc} \cdot \eta \cdot \rho_h \cdot f_{yh} \cdot A_T$
Ko	1,3	H/L<1	Factor Ko
	1	H/L>1.5	
Condición 1			$\varepsilon \left( f_{yh} < 6000 \frac{kgf}{cm^2} \right)$
φb	6	mm	Diámetro de la barra
Aφb	0,283	cm <sup>2</sup>	Área de la barra
Nb	1	-	Número de varillas a colocar por hilada
Ash	0,283	cm <sup>2</sup>	Acero Horizontal a utilizar
ejm	1,5	cm	Espesor de la junta del mortero
Nbloques	4	u	Número entre bloques a colocare
Distancia	28	cm	Distancia entre bloques a colocare
Nejm	4	u	Número de juntas entre varillas
Sh	34		Separación total entre aceros
Cuantía	0,00064		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 22. Resumen revisión resistencia al cortante del acero horizontal en sentido “X”.

Resistencia al corte mampostería - Acero horizontal sentido X										
Pier	H/L	Ko	Ns	fyh<6000	Cuantía>3	K1	Factor n	VSR	VR	VR>VU
				kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>			ton	(VMR+VSR) (NTC , 2020)	
MCX-8	1.4	1.24	0.55	CUMPLE	CUMPLE	0.859	0.61	3.80	9.302	CUMPLE
MCX-9	1.4	1.24	0.55	CUMPLE	CUMPLE	0.859	0.63	3.92	11.219	CUMPLE
MCX-17	1.4	1.24	0.55	CUMPLE	CUMPLE	0.859	0.63	3.92	11.219	CUMPLE
MCX-2	1.4	1.24	0.55	CUMPLE	CUMPLE	0.859	0.61	3.79	9.121	CUMPLE
MCX-3	1.4	1.24	0.55	CUMPLE	CUMPLE	0.859	0.61	3.79	9.131	CUMPLE
MCX-5	1.54	1.24	0.55	CUMPLE	CUMPLE	1.859	1.63	9.28	14.003	CUMPLE
MCX-6	1.54	1.24	0.55	CUMPLE	CUMPLE	2.859	2.73	15.52	20.388	CUMPLE
MCX-7	1.4	1.24	0.55	CUMPLE	CUMPLE	3.859	3.93	24.60	30.192	CUMPLE
MCX-10	1.4	1.24	0.55	CUMPLE	CUMPLE	4.859	5.04	31.53	37.124	CUMPLE
MCX-12	1.54	1.24	0.55	CUMPLE	CUMPLE	5.859	5.83	33.13	37.923	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla 23. Resumen revisión resistencia al cortante del acero horizontal en sentido "Y".

Resistencia al corte mampostería - Acero horizontal sentido Y										
Pier	H/L	K <sub>o</sub>	N <sub>s</sub>	f <sub>yh</sub> <6000 kg/cm <sup>2</sup>	Cuantía>3 kg/cm <sup>2</sup>	K <sub>1</sub>	Factor n	VSR	VR (VMR+VSR) (NTC, 2020)	VR>VU
								Ton		
MCY-9	1.25	1.15	0.55	CUMPLE	CUMPLE	0.859	0.54	3.75	11.816	CUMPLE
MCY-10	1.25	1.15	0.55	CUMPLE	CUMPLE	1.859	1.55	10.84	16.992	CUMPLE
MCY-11	1.25	1.15	0.55	CUMPLE	CUMPLE	0.859	0.54	3.75	11.905	CUMPLE
MCY-12	1.25	1.15	0.55	CUMPLE	CUMPLE	1.859	1.54	10.74	16.799	CUMPLE
MCY-15	1.25	1.15	0.55	CUMPLE	CUMPLE	2.859	2.59	18.10	24.327	CUMPLE
MCY-17	1.25	1.15	0.55	CUMPLE	CUMPLE	3.859	3.38	23.61	29.361	CUMPLE
MCY-18	1.25	1.15	0.55	CUMPLE	CUMPLE	0.859	0.54	3.75	11.569	CUMPLE
MCY-19	1.25	1.15	0.55	CUMPLE	CUMPLE	0.859	0.54	3.75	11.569	CUMPLE
MCY-20	1.25	1.15	0.55	CUMPLE	CUMPLE	1.859	1.49	10.39	16.136	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

#### 4.1.9 Detalles generales.

- Muro de confinamiento

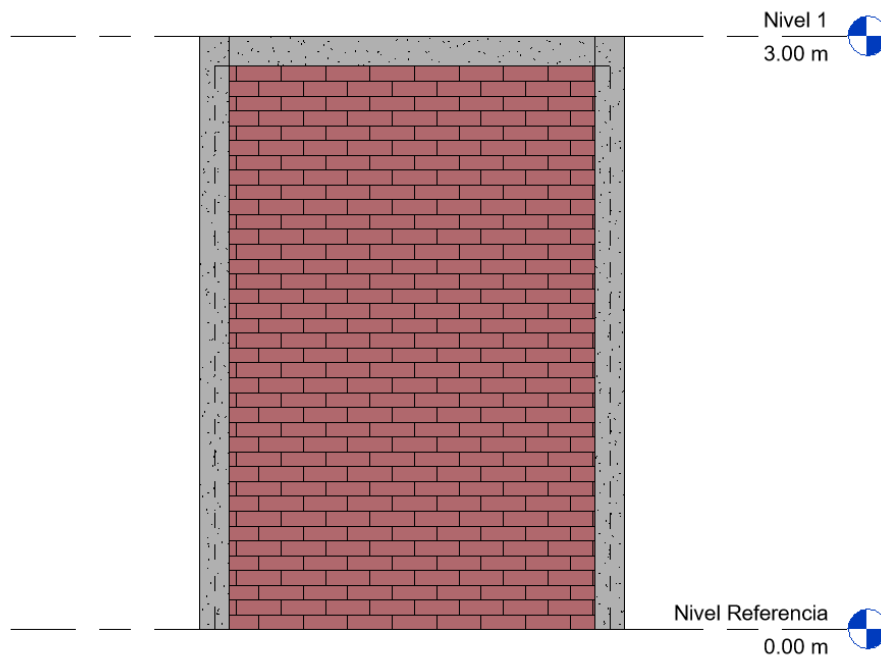


Ilustración 18. Detalle elevación muro de confinamiento.

Fuente: Elaboración Propia

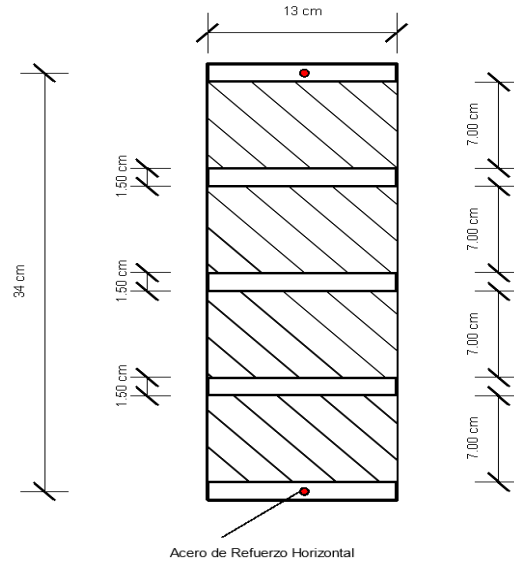


Ilustración 19. Vista Frontal - Detalle Acero Horizontal del Muro de confinamiento.  
Fuente: Elaboración Propia

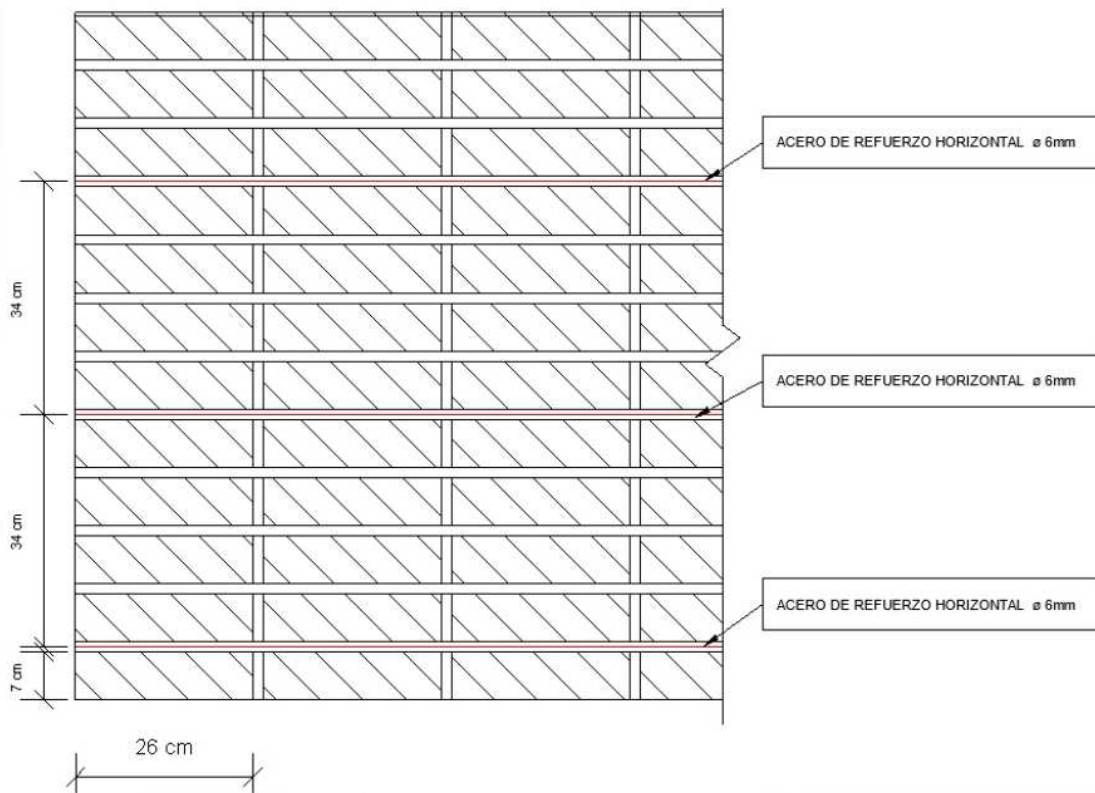


Ilustración 20. Vista Lateral - Detalle Acero Horizontal del Muro de confinamiento.  
Fuente: Elaboración Propia

#### 4.1.10 Diseño de elementos

Los vigas y columnas que se presenta a continuación pertenecen al nivel uno donde son las más críticas.

Tabla 24. Propiedades físico mecánicas de los materiales.

Característica de los materiales			
<b>f'm</b>	27,12	kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia compresión mampostería
<b>v'm</b>	4,16	kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia corte mampostería
<b>f'c</b>	210	kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia a la compresión concreto
<b>fy</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo del acero corrugado columnas
<b>fyh</b>	5000	kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo del acero corrugado laminados en frio

Fuente: Elaboración propia

- Sección de la viga y columna.

Tabla 25. Secciones de viga – columna

Sección de la viga - columna					
Elemento	Ancho	Peralte	Recubrimiento Inferior	Recubrimiento Superior	Altura Efectiva
	b(cm)	h(cm)	r(cm)	d'(cm)	d(cm)
Viga - Columna	15	15	3	3	12

Fuente: Elaboración propia

- Viga.

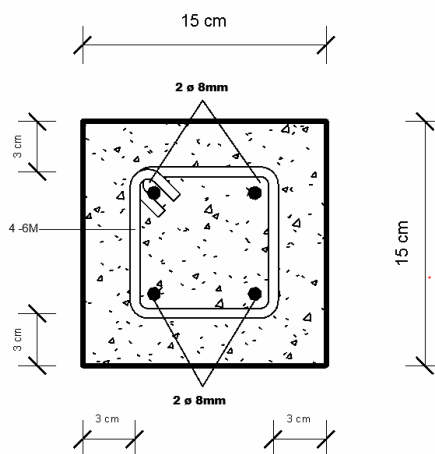
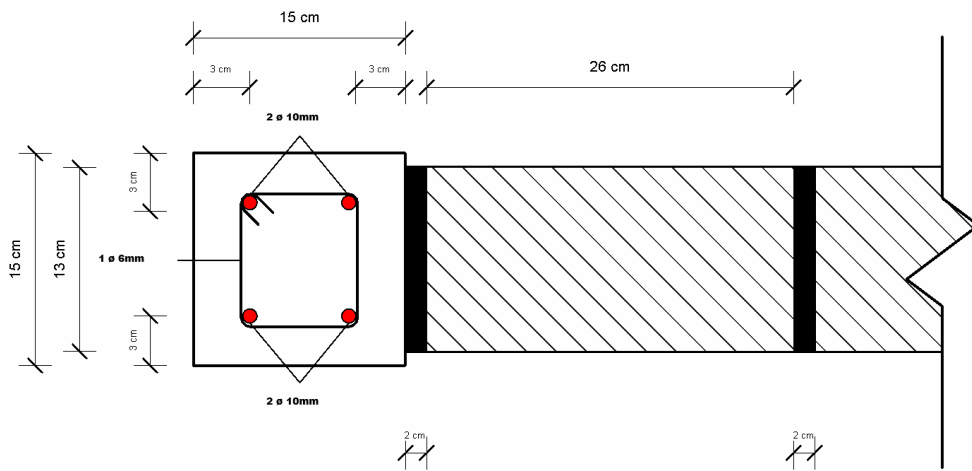


Ilustración 21. Detalle armado viga de confinamiento.

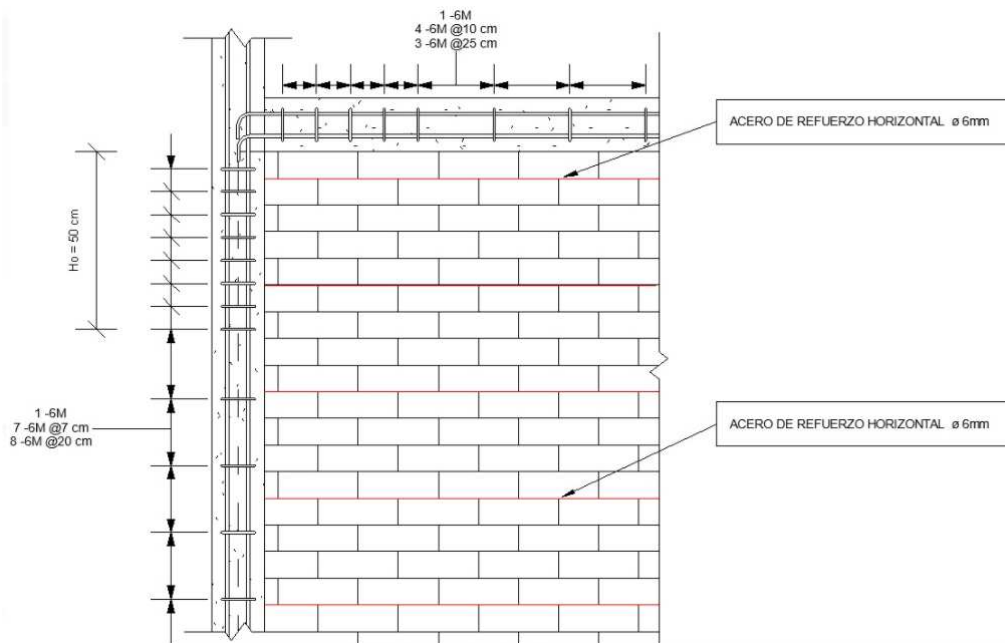
Fuente: Elaboración Propia

- *Columna.*



*Ilustración 22. Detalle refuerzo columnas de confinamiento – geometría muro.  
Fuente: Elaboración Propia*

- *Detalle viga – columna.*



*Ilustración 23. Detalle armado del refuerzo transversal y longitudinal - columna y viga de confinamiento.  
Fuente: Elaboración Propia*

## 4.2 Pórticos Especiales a Momento

### 4.2.1 Geometría general

Edificio de 3 pisos.

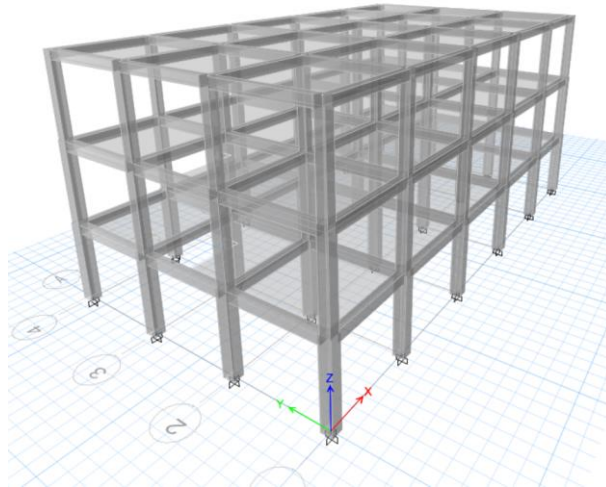


Ilustración 24. Representación estructural del edificio de 3 pisos SMF.  
Fuente: ETABS, Elaboración Propia

Edificio de 6 pisos

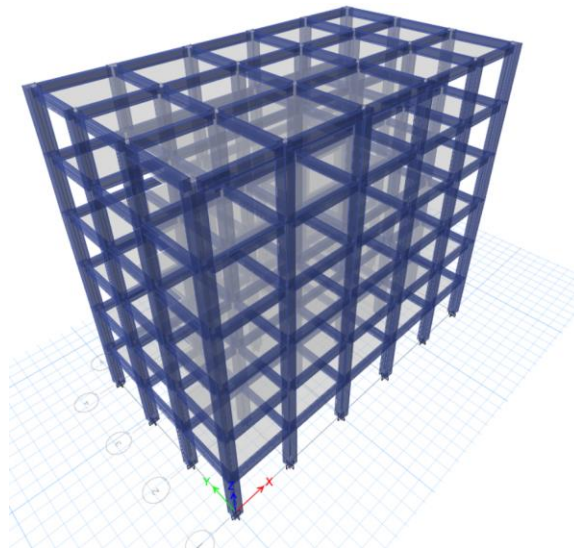
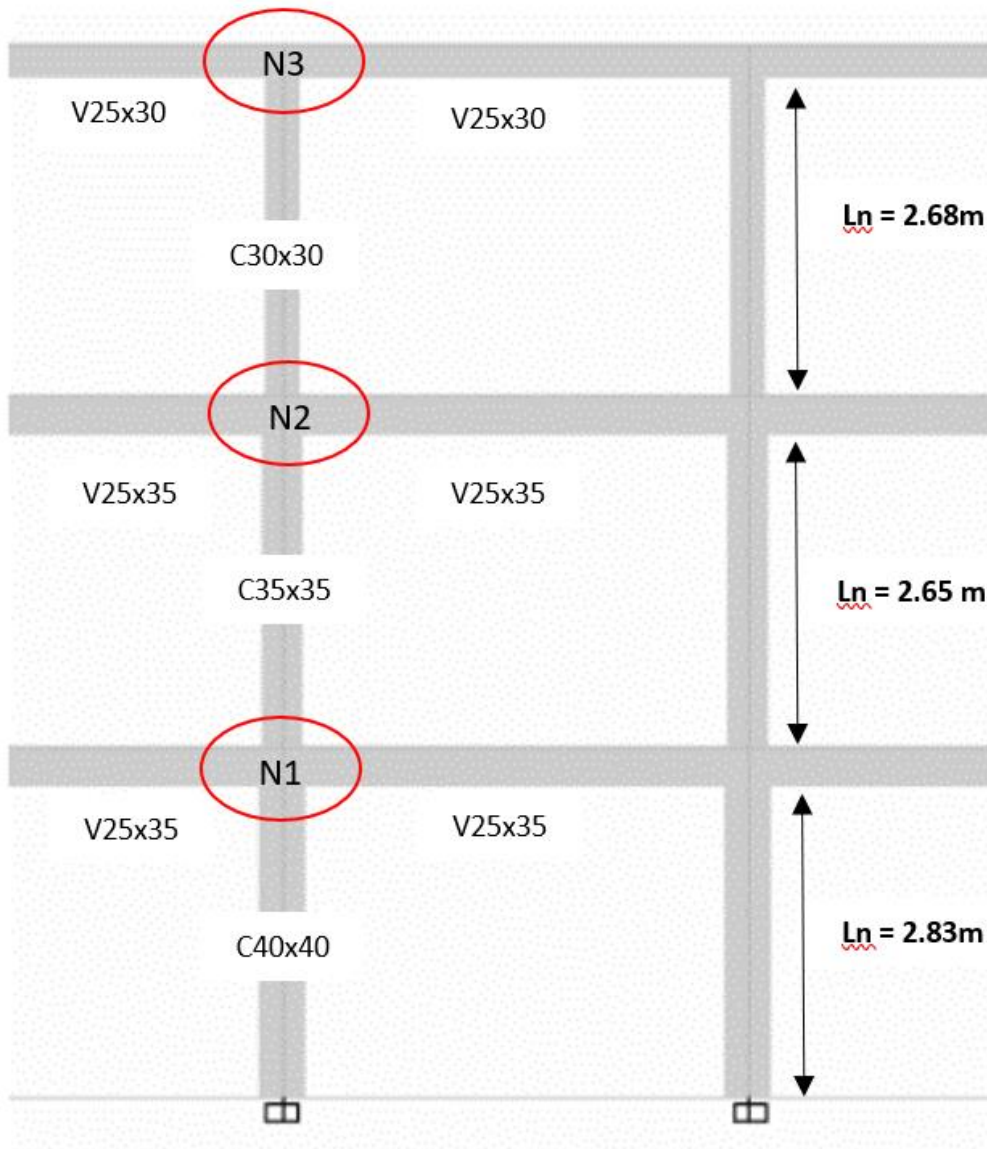


Ilustración 25. Representación estructural del edificio 6 pisos SMF.  
Fuente: ETABS, Elaboración Propia

*Dimensión de vigas y columnas Edificio 3 Pisos*



*Ilustración 26. Vista Frontal Edificio de 3 pisos, secciones de columnas  
Fuente: Elaboración Propia.*

*Dimensión de vigas y columnas Edificio 6 Pisos*

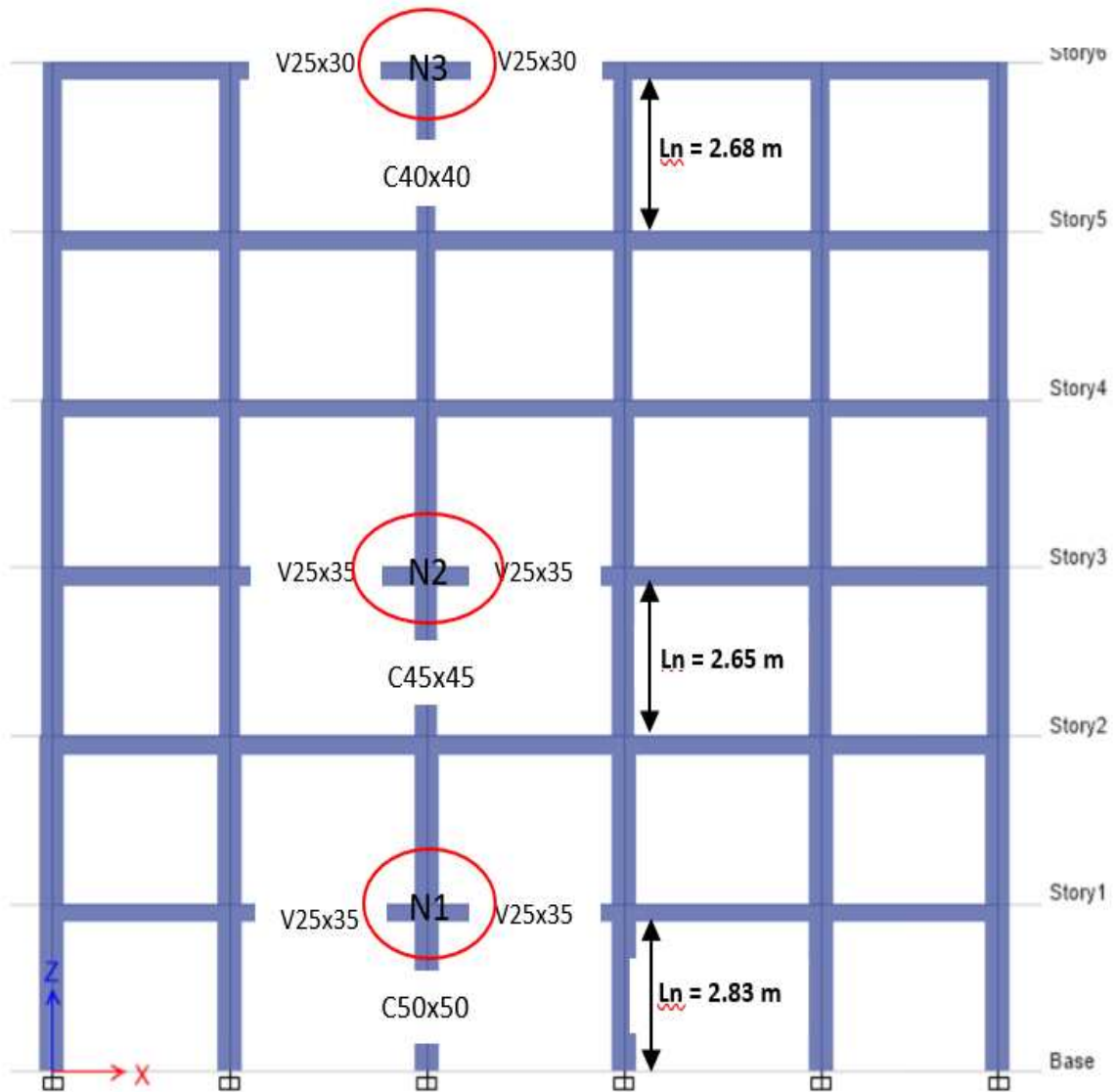


Ilustración 27. Vista Frontal Edificio de 6 pisos, secciones de columnas  
Fuente: Elaboración Propia.

#### 4.2.2 Análisis de momentos, cortantes, torsores y axiales

- Vigas Edificio de 3 pisos.

En la siguiente ilustración tenemos los momentos máximos actuantes para las vigas del edificio de 3 pisos y cómo actúan en las vigas más cargadas.

*Momentos últimos provenientes del análisis.*

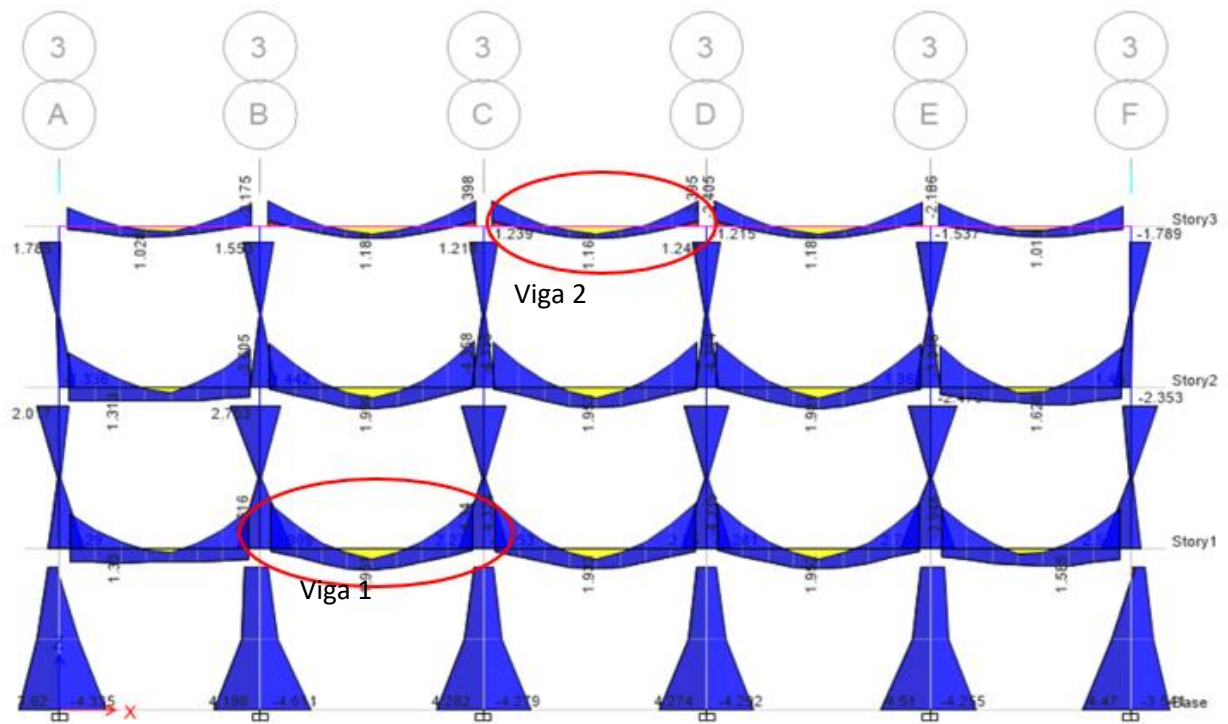


Ilustración 28. Momento Ultimo en las vigas más desfavorables edificio de 3 pisos  
Fuente: Elaboración Propia

- Viga 1

$$M_{u\_neg\_1} := 4.22 \text{ tonnef} \cdot m \quad M_{u\_neg\_cen} := 0 \text{ tonnef} \cdot m \quad M_{u\_neg\_2} := 4.34 \text{ tonnef} \cdot m$$



Ilustración 29. Momentos Actuantes en la viga 1 Edificio 3 pisos.

$$M_{u\_pos\_1} := 1.39 \text{ tonnef} \cdot m \quad M_{u\_pos\_cen} := 1.96 \text{ tonnef} \cdot m \quad M_{u\_pos\_2} := 1.26 \text{ tonnef} \cdot m$$

Fuente: Elaboración Propia.

- Viga 2

$$M_{u\_neg\_1} := 2.4 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad M_{u\_neg\_cen} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad M_{u\_neg\_2} := 2.4 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$



Ilustración 30. Momentos Actuantes en la viga 2 Edificio 3 pisos.

$$M_{u\_pos\_1} := 0.54 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad M_{u\_pos\_cen} := 1.19 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad M_{u\_pos\_2} := 0.54 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Fuente: Elaboración Propia.

En la siguiente tabla 26 se determina el acero longitudinal requerido y se verifica si cumple, una vez se haya verificado se verifica la ductilidad del acero y el diámetro de las varillas que se van a utilizar como se especifica en la tabla 27.

Tabla 26. Acero longitudinal requerido conforme al análisis.

Acero longitudinal requerido conforme al análisis										
Elemento	Posición		Momento Ultimo	Profundidad de bloque equivalente	Profundidad del eje neutro	Profundad máxima del eje neutro	Verificación	Acero longitudinal del análisis	Acero longitudinal mínimo	Acero longitudin al requerido
			Mu(ton*m)	a(cm)	C(cm)	C_max(cm)		A <sub>s</sub> analisis (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> min (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> req (cm <sup>2</sup> )
Viga 1	Extremo 1	Positivo	1.39	0.849	1	11.625	Cumple	1.203	2.583	2.583
		Negativo	4.22	2.656	3.125	11.625	Cumple	3.762	2.583	3.762
	Centro	Positivo	1.96	1.204	1.417	11.625	Cumple	1.706	2.583	2.583
		Negativo	0	0	0	11.625	Cumple	0	2.583	2.583
	Extremo 2	Positivo	1.26	0.769	0.904	11.625	Cumple	1.089	2.583	2.583
		Negativo	4.34	2.735	3.218	11.625	Cumple	3.875	2.583	3.875
Viga 2	Extremo 1	Positivo	0.54	0.391	0.46	9.75	Cumple	0.554	2.167	2.167
		Negativo	2.4	1.785	2.1	9.75	Cumple	2.529	2.167	2.529
	Centro	Positivo	1.19	0.869	1.023	9.75	Cumple	1.231	2.167	2.167
		Negativo	0	0	0	9.75	Cumple	0	2.167	2.167
	Extremo 2	Positivo	0.54	0.391	0.46	9.75	Cumple	0.554	2.167	2.167
		Negativo	2.4	1.785	2.1	9.75	Cumple	2.529	2.167	2.529

Fuente: Elaboración Propia

No se consideró efectos de segundo orden debido a que no se diseñó para efectos p delta, porque al respetar la deriva máxima el efecto no es detonante de alguna falla.

Tabla 27. Acero longitudinal requerido (Verificación de ductilidad)

Acero longitudinal requerido (Verificación de ductilidad)						
Elemento	Posición		Acero requerido	Diámetro de barra a utilizar	Cantidad de barras	Acero longitudinal definitivo
			$A_{s\_req}(cm^2)$	diámetro		$A_{s\_def}(cm^2)$
Viga 1	Extremo 1	Superior	3.76	#4	4	5.067
		Inferior	2.583	#3	4	2.85
	Centro	Superior	2.583	#4	4	5.067
		Inferior	2.583	#3	4	2.85
	Extremo 2	Superior	3.875	#4	4	5.067
		Inferior	2.583	#3	4	2.85
Viga 2	Extremo 1	Superior	2.53	#3	4	2.85
		Inferior	2.167	#3	4	2.85
	Centro	Superior	2.167	#3	4	2.85
		Inferior	2.167	#3	4	2.85
	Extremo 2	Superior	2.529	#3	4	2.85
		Inferior	2.167	#3	4	2.85

Fuente: Elaboración Propia

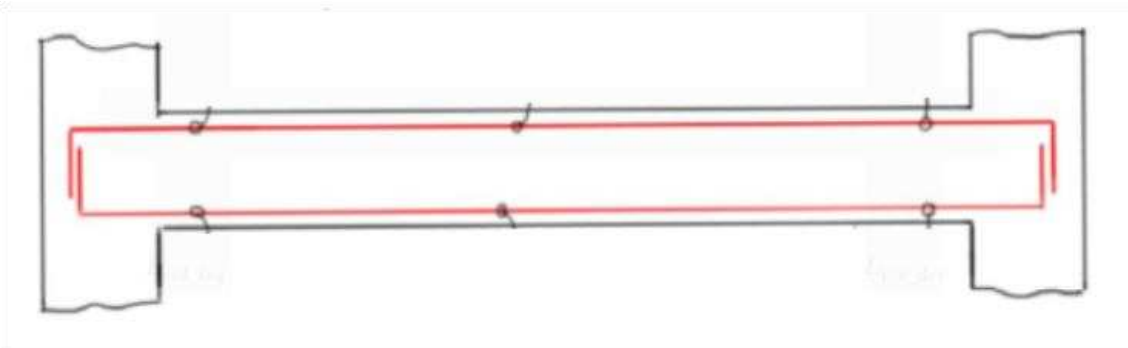
Vemos en la tabla 27 los aceros definitivos de las vigas y en la siguiente ilustración 30 se especifica en donde están colocados los aceros en las vigas analizadas.

- Viga 1

$$A_{s\_sup\_1\_def} = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_cen\_def} = 5.067 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_2\_def} = 5.067 \text{ cm}^2$$



$$A_{s\_inf\_1\_def} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_cen\_def} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_2\_def} = 2.85 \text{ cm}^2$$

Ilustración 31. Acero longitudinal en la viga 1 edificio de 3 pisos

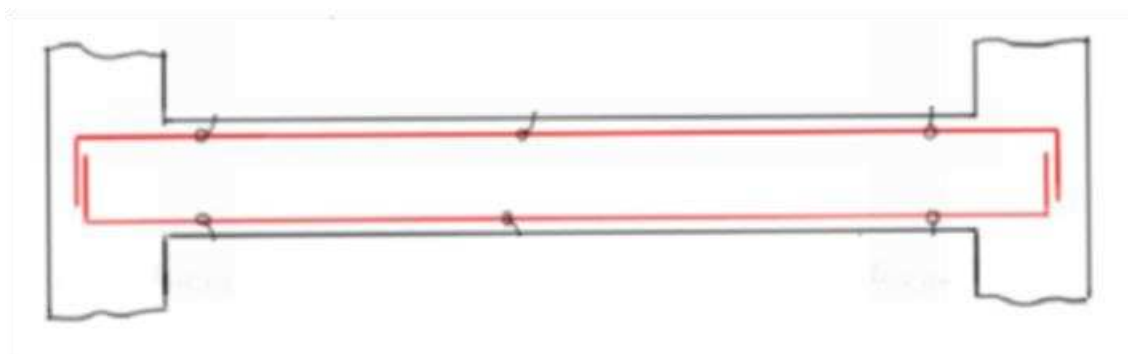
Fuente: Elaboración Propia

- Viga 2

$$A_{s\_sup\_1\_def} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_cen\_def} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_2\_def} = 2.85 \text{ cm}^2$$



$$A_{s\_inf\_1\_def} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_cen\_def} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_2\_def} = 2.85 \text{ cm}^2$$

Ilustración 32. Acero longitudinal en la viga 2 edificio de 3 pisos

Fuente: Elaboración Propia

- Cortantes

Las mismas vigas que se analizaron para momentos se determina el cortante máximo probable, en la tabla 28 podemos observar las fuerzas actuantes ahora en el diseño en el modelo se determinó cual es el cortante que soporta encontramos los cortantes máximos en los extremos de las vigas.

Tabla 28. Cortantes Máximos Probables

Cortante Máximo Probable			
Elemento	Posición	Cortante Máximo Probable Extremo 1(Ton)	Cortante Máximo Probable Extremo 2(Ton)
Viga 1	Extremo 1	7.407	0.683
	Extremo 2	0.683	7.407
Viga 2	Extremo 1	4.603	0.6
	Extremo 2	0.6	4.603

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 29 el cortante resistente de las vigas cumple, se ve que claramente que se pudiera optimizar la viga y reducir su sección, pero para este análisis se trató de mantener un diseño estándar para tomarlo como referencia para futuros estudios o modelos que se puedan realizar a partir de esta investigación.

Tabla 29. Cortante resistente de las vigas.

<b>Cortante Resistente</b>			
<b>Elemento</b>	<b>Área Bruta</b>	<b>Relación Pc</b>	<b>Condición de Análisis</b>
	<b>Ag (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Pc (Ton)</b>	<b>Rb</b>
Viga 1	875	12.25	Cumple
Viga 2	750	10.5	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 30 vemos la cantidad de varillas, diámetros y la separación que tendrá para ser colocada en las vigas. Esto se puede ver a detalle en la ilustración 47 y 49 (detalles generales).

Tabla 30. Disposición del acero transversal en la zona de confinamiento

<b>Disposición del acero transversal en la zona de confinamiento</b>						
<b>Elemento</b>	<b>Posición</b>	<b>Demanda por Corte</b>	<b>Numero de ramas</b>	<b>Diámetro de barra</b>	<b>Área transversal de la barra</b>	<b>Separación máxima Requerida</b>
		<b>Vs</b>	<b>N_ ramas</b>	<b>#</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>	<b>cm</b>
Viga 1	Extremo 1	5.472	2	10	0.785	33.912
	Extremo 2	5.472	2	10	0.785	33.912
Viga 2	Extremo 1	1.907	2	10	0.785	81.627
	Extremo 2	1.907	2	10	0.785	81.627

Fuente: Elaboración Propia

- *Vigas edificio de 6 pisos*

En la siguiente ilustración tenemos los momentos máximos actuantes para las vigas del edificio de 3 pisos y cómo actúan en las vigas más cargadas.

*Momentos últimos provenientes del análisis.*

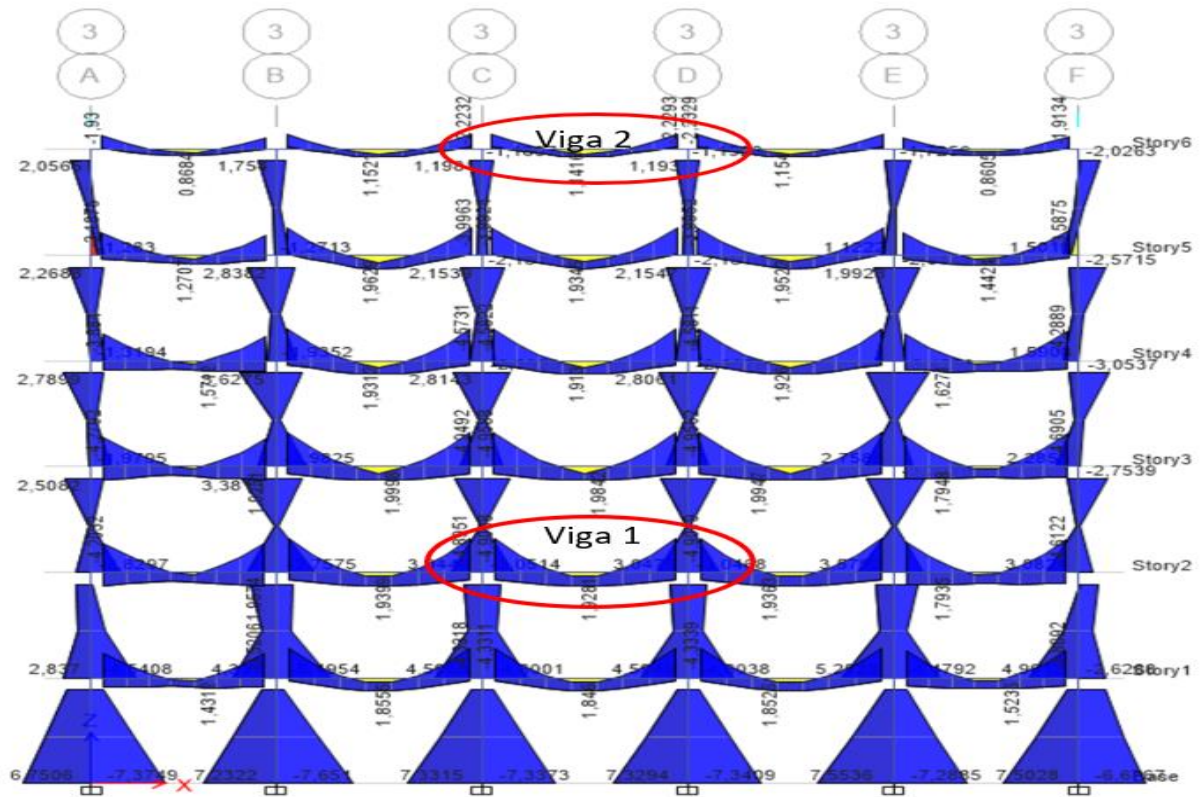


Ilustración 33. Momento Ultimo en las vigas más desfavorables edificio de 6 pisos  
Fuente: Elaboración Propia

- Viga 1

$$M_{u\_neg\_1} := 4.96 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{u\_neg\_cen} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{u\_neg\_2} := 4.96 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$



$$M_{u\_pos\_1} := 2.03 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad M_{u\_pos\_cen} := 1.94 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad M_{u\_pos\_2} := 2.04 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Ilustración 34. Momentos Actuantes en la viga 1 Edificio 6 pisos

- Viga 2

$$M_{u\_neg\_1} := 2.23 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad M_{u\_neg\_cen} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad M_{u\_neg\_2} := 2.23 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$



Ilustración 35. Momentos Actuantes en la viga 2 Edificio 6 pisos

$$M_{u\_pos\_1} := 0.0389 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad M_{u\_pos\_cen} := 1.15 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad M_{u\_pos\_2} := 0.0367 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 31 se determina el acero longitudinal requerido y se verifica si cumple, una vez se haya verificado se verifica la ductilidad del acero y el diámetro de las varillas que se van a utilizar como se especifica en la tabla 32.

Tabla 31. Acero longitudinal requerido conforme al análisis

Acero longitudinal requerido conforme al análisis										
Elemento	Posición		Momento Último	Profundidad de bloque equivalente	Profundidad del eje neutro	Profundidad máxima del eje neutro	Verificación	Acero longitudinal del análisis	Acero longitudinal mínimo	Acero longitudinal requerido
			Mu(ton*m)	a(cm)	C(cm)	C_max(cm)		A <sub>s</sub> analisis (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> min (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> req (cm <sup>2</sup> )
Viga 1	Extremo 1	Positivo	2.03	1.248	1.468	11.625	Cumple	1.768	2.583	2.583
		Negativo	4.96	3.148	3.703	11.625	Cumple	4.459	2.583	4.459
	Centro	Positivo	1.94	1.192	1.402	1.625	Cumple	1.688	2.583	2.583
		Negativo	0	0	0	11.625	Cumple	0	2.583	2.583
	Extremo 2	Positivo	2.04	1.254	1.476	11.625	Cumple	1.777	2.583	2.583
		Negativo	4.96	3.148	3.703	11.625	Cumple	4.459	2.583	4.459
Viga 2	Extremo 1	Positivo	0.25	0.18	0.212	9.75	Cumple	0.255	2.167	2.167
		Negativo	2.23	1.654	1.946	9.75	Cumple	2.344	2.167	2.344
	Centro	Positivo	1.15	0.84	0.988	9.75	Cumple	1.189	2.167	2.167
		Negativo	0	0	0	9.75	Cumple	0	2.167	2.167
	Extremo 2	Positivo	0.25	0.18	0.212	9.75	Cumple	0.255	2.167	2.167
		Negativo	2.23	1.654	1.946	9.75	Cumple	2.344	2.167	2.344

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 32. Acero longitudinal requerido (Verificación de ductilidad)

Acero longitudinal requerido (Verificación de ductilidad)						
Elemento	Posición		Acero requerido	Diámetro de barra a utilizar	Cantidad de barras	Acero longitudinal definitivo
			$A_{s\_req}(cm^2)$	Diámetro (mm)		$A_{s\_def}(cm^2)$
Viga 1	Extremo 1	Superior	4.50	12	4	5.067
		Inferior	2.583	10	4	3.80
	Centro	Superior	2.583	12	4	5.067
		Inferior	1.688	10	4	3.80
	Extremo 2	Superior	4.459	12	4	5.067
		Inferior	2.583	10	4	3.80
Viga 2	Extremo 1	Superior	2.30	12	3	3.80
		Inferior	2.167	10	4	2.85
	Centro	Superior	2.167	12	3	3.80
		Inferior	2.167	10	4	2.85
	Extremo 2	Superior	2.344	12	3	3.80
		Inferior	2.167	10	4	2.85

Fuente: Elaboración Propia

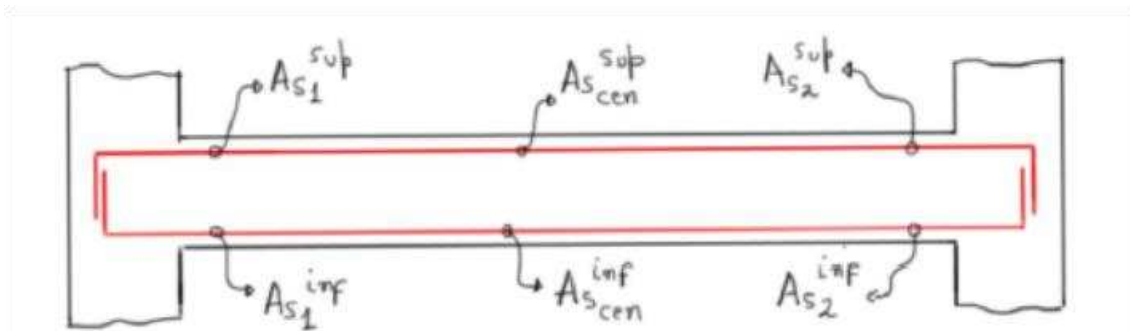
Vemos en la tabla 32 los aceros definitivos de las vigas y en la siguiente ilustración se especifica en donde están colocados los aceros en las vigas analizadas.

- Viga 1

$$A_{s\_sup\_1\_def} = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_cen\_def} = 5.067 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_2\_def} = 5.067 \text{ cm}^2$$



$$A_{s\_inf\_1\_def} = 3.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_cen\_def} = 3.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_2\_def} = 3.8 \text{ cm}^2$$

Ilustración 36. Acero longitudinal en la viga 1 edificio de 6 pisos

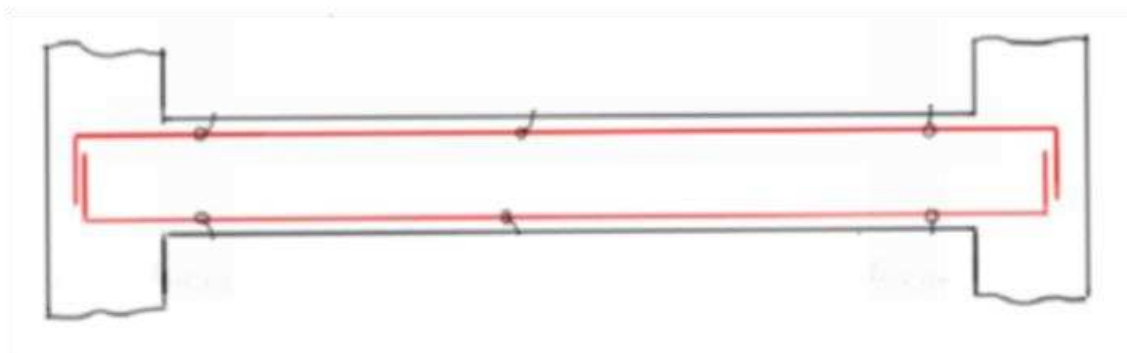
Fuente: Elaboración Propia

- Viga 2

$$A_{s\_sup\_1\_def} = 3.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_cen\_def} = 3.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_2\_def} = 3.8 \text{ cm}^2$$



$$A_{s\_inf\_1\_def} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_cen\_def} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_2\_def} = 2.85 \text{ cm}^2$$

Ilustración 37. Acero longitudinal en la viga 2 edificio de 6 pisos

Fuente: Elaboración Propia

- *Cortantes*

Las mismas vigas que se analizaron para momentos se determina el cortante máximo probable, en la tabla 33 podemos observar las fuerzas actuantes ahora en el diseño en el modelo se determinó cual es el cortante que soporta encontramos los cortantes máximos en los extremos de las vigas.

Tabla 33. Cortante Máximo Probable

Cortante Máximo Probable			
Elemento	Posición	Cortante Máximo Probable Extremo 1(Ton)	Cortante Máximo Probable Extremo 2(Ton)
Viga 1	Extremo 1	7.89	0.175
	Extremo 2	0.175	7.89
Viga 2	Extremo 1	6.357	1.604
	Extremo 2	1.604	6.357

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 34 el cortante resistente de las vigas cumple, se ve que claramente que se pudiera optimizar la viga y reducir su sección, pero para este análisis se trató de mantener un diseño estándar para tomarlo como referencia para futuros estudios o modelos que se puedan realizar a partir de esta investigación.

Tabla 34. Cortante Resistente

<b>Cortante Resistente</b>			
<b>Elemento</b>	<b>Área Bruta</b>	<b>Relación Pc</b>	<b>Condición de Análisis</b>
	<b>Ag (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Pc (Ton)</b>	<b>Rb</b>
Viga 1	875	12.25	Cumple
Viga 2	750	10.5	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 35 vemos la cantidad de varillas, diámetros y la separación que tendrá para ser colocada en las vigas. Esto se puede ver a detalle en la ilustración 57 y 59 (detalles generales).

Tabla 35. Disposición del acero transversal en la zona de confinamiento

<b>Disposición del acero transversal en la zona de confinamiento</b>						
<b>Elemento</b>	<b>Posición</b>	<b>Demanda por Corte</b>	<b>Numero de ramas</b>	<b>Diámetro de barra</b>	<b>Área transversal de la barra</b>	<b>Separación máxima Requerida</b>
		<b>Vs</b>	<b>N<sub>ramas</sub></b>	<b>#</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>	<b>cm</b>
Viga 1	Extremo 1	6.277	2	#3	0.713	29.559
	Extremo 2	6.277	2	#3	0.713	29.559
Viga 2	Extremo 1	4.83	2	#3	0.713	32.221
	Extremo 2	4.83	2	#3	0.713	32.221

Fuente: Elaboración Propia

- *Columnas edificio de 3 pisos*

En la tabla 36 vemos las solicitaciones que cuentan los nodos de análisis, los mismo que podemos observar en la ilustración 25 luego de la representación estructural de los edificios.

Tabla 36. Solicitaciones en el nodo de análisis

<b>Solicitaciones en el nodo de análisis</b>			
<b>Elemento</b>	<b>Solicitaciones</b>	<b>Columna 1</b>	<b>Columna 2</b>
Nodo 1	Pu (Ton)	45.19	27.68
	Mu (Ton*m)	4.61	2.91
Nodo 2	Pu (Ton)	27.68	10.51
	Mu (Ton*m)	2.71	1.46
Nodo 3	Pu (Ton)	10.51	0
	Mu (Ton*m)	1.79	0

Fuente: Elaboración Propia

Los momentos nominales actuantes en las columnas en cada nodo de análisis son los que vemos a continuación en la tabla 37.

Tabla 37. Sumatoria de Momentos Nominales en Columnas

<b>Sumatoria de Momentos Nominales en Columnas</b>			
<b>Elemento</b>	<b>M nominal columna 1</b>	<b>M nominal Columna 2</b>	<b>SUM</b>
	<b>Mnc1 (Ton*m)</b>	<b>Mnc2 (Ton*m)</b>	<b>SMnc (Ton*m)</b>
Nodo 1	18.39	15.63	34.02
Nodo 2	11.29	8.93	20.22
Nodo 3	7.23	0	7.23

Fuente: Elaboración Propia

Una vez determinado los momentos nominales verificamos la condición columna fuerte-viga débil que consiste en la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas antes que en las columnas a la hora de un evento sísmico. Esta condición es objetivo de un diseño sismorresistente, pues procura contribuir a la preservación de vidas humanas.

Tabla 38. Verificación Columna Fuerte – Viga Débil

<b>Verificación Columna Fuerte – Viga Débil</b>		
<b>Elemento</b>	<b>Relación</b>	<b>Verificación</b>
	<b>SNnc/SMnb</b>	
Nodo 1	3.47	Cumple
Nodo 2	2.06	Cumple
Nodo 3	1.21	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

- *Columnas edificio de 6 pisos*

En la tabla 39 vemos las solicitaciones que cuentan los nodos de análisis, los mismo que podemos observar en la ilustración 26 luego de la representación estructural de los edificios.

Tabla 39. Solicitaciones en el nodo de análisis

<b>Solicitaciones en el nodo de análisis</b>			
<b>Elemento</b>	<b>Solicitaciones</b>	<b>Columna 1</b>	<b>Columna 2</b>
Nodo 1	Pu (Ton)	99.40	81.32
	Mu (Ton*m)	7.70	5.50
Nodo 2	Pu (Ton)	63.29	45.69
	Mu (Ton*m)	3.76	3.63
Nodo 3	Pu (Ton)	10.88	0
	Mu (Ton*m)	1.75	0

Fuente: Elaboración Propia

Los momentos nominales actuantes en las columnas en cada nodo de análisis son los que vemos a continuación en la tabla 40.

Tabla 40. Sumatoria de Momentos Nominales en Columnas

<b>Sumatoria de Momentos Nominales en Columnas</b>			
<b>Elemento</b>	<b>M nominal columna 1</b>	<b>M nominal Columna 2</b>	<b>SUM</b>
	<b>Mnc1 (Ton*m)</b>	<b>Mnc2 (Ton*m)</b>	<b>SMnc (Ton*m)</b>
Nodo 1	42.00	38.40	80.40
Nodo 2	27.45	24.10	51.55
Nodo 3	13.50	0	13.50

Fuente: Elaboración Propia

Una vez determinado los momentos nominales verificamos la condición columna fuerte-viga débil en la tabla 41 que consiste en la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas antes que en las columnas a la hora de un evento sísmico. Esta condición es objetivo de un diseño sismorresistente, pues procura contribuir a la preservación de vidas humanas.

Tabla 41. Verificación Columna Fuerte – Viga Débil

<b>Verificación Columna Fuerte – Viga Débil</b>		
<b>Elemento</b>	<b>Relación</b>	<b>Verificación</b>
	<b>SNnc/SMnb</b>	
Nodo 1	7.34	Cumple
Nodo 2	4.71	Cumple
Nodo 3	1.95	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

#### 4.2.3 Análisis Estructural Edificio de 3 y 6 pisos.

- *Desplazamientos laterales.*

Se evaluó los desplazamientos en X y fin de la estructura de acuerdo a los resultados arrojados por las derivas de piso en el software ETABS. Estos desplazamientos como observamos a continuación:

## Edificio de 3 Pisos

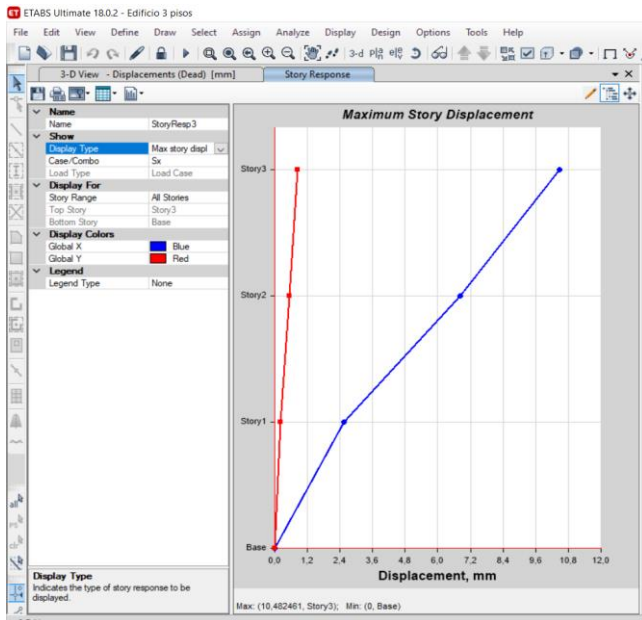


Ilustración 38. Desplazamientos máximos en X - 3P - SMF  
Fuente: Etabs, Elaboración propia

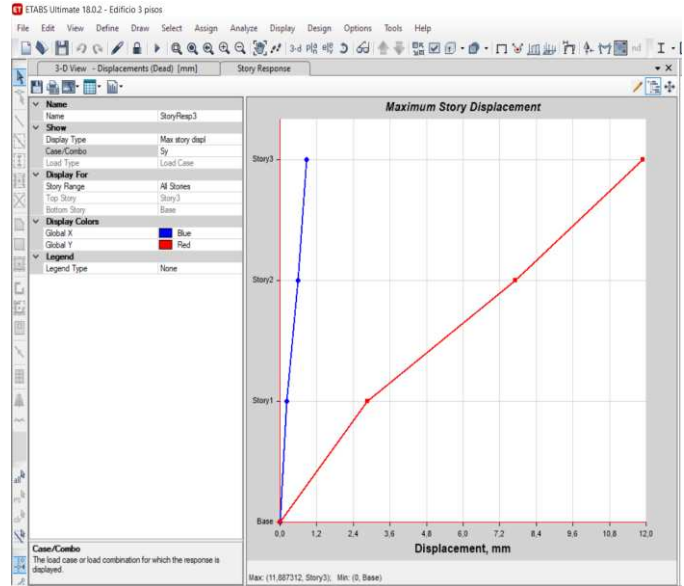


Ilustración 39. Desplazamientos máximos en Y - 3P - SMF  
Fuente: Etabs, Elaboración propia

Tabla 42. Desplazamientos en cada piso, 3 Pisos - SMF

Piso	Desplazamiento X (mm)	Desplazamiento Y (mm)
1	2.5	2.8
2	7	8
3	10	11.7

Fuente: Elaboración propia

## Edificio de 6 pisos

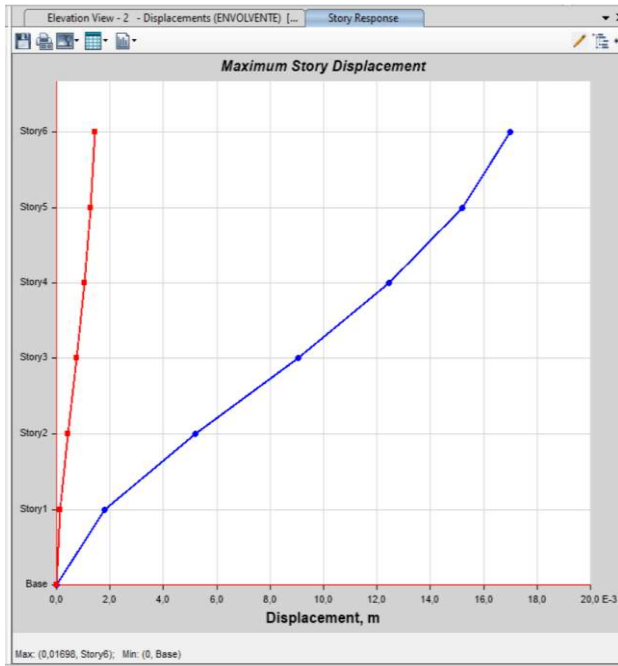


Ilustración 40. Desplazamientos máximos en X – 6P - SMF  
Fuente: Etabs, Elaboración propia

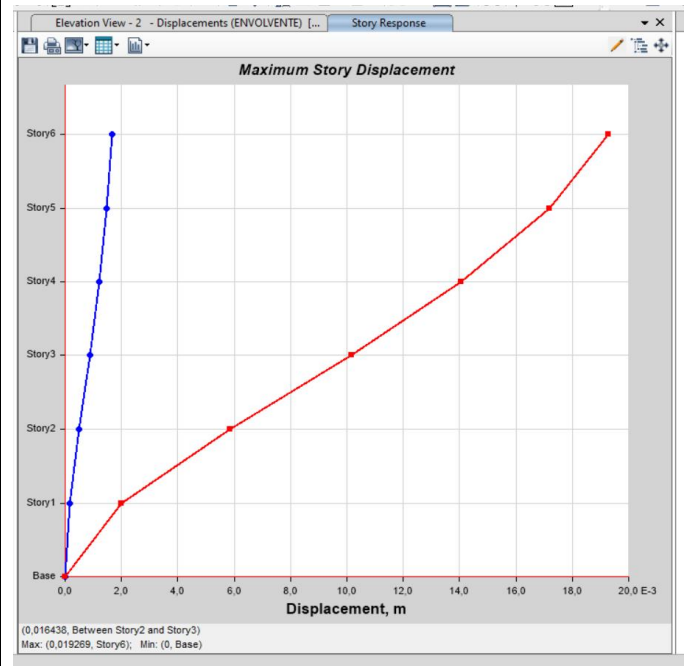


Ilustración 41. Desplazamientos máximos en Y – 6P - SMF  
Fuente: Etabs, Elaboración propia

Tabla 43. Desplazamientos en cada piso

Piso	Desplazamiento X (mm)	Desplazamiento Y (mm)
1	1,78	2,00
2	5,20	5,85
3	9,04	10,18
4	12,46	14,06
5	15,18	17,18
6	16,98	19,27

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.4 Límites de derivas de pisos.

En los siguientes gráficos vemos representados las derivas de piso en X, que están en función a la carga aplicada, es por ello que tienen un efecto de carga lateral sobre el sistema.

Si comparamos las derivas en X entre la estructura de 3 y 6 pisos podemos ver que su falla se ubicó en el nivel 2 y en el nivel 3 respectivamente, esto nos quiere decir que en casi siempre donde se ubica la mayor carga lateral presenta su deriva máxima.

#### Edificio de 3 pisos

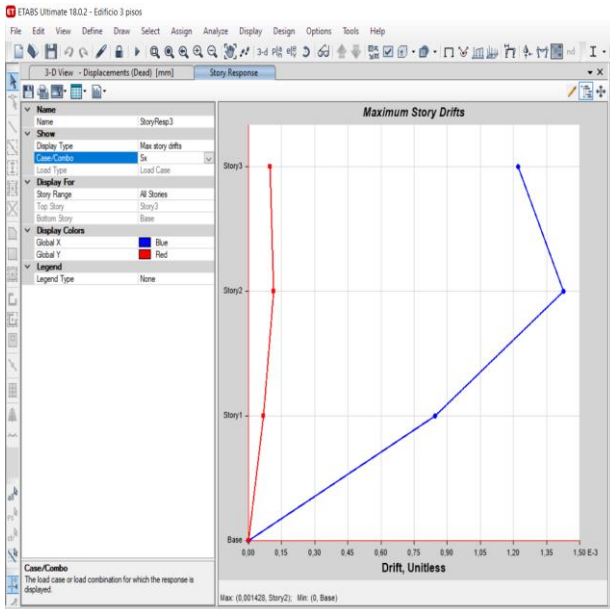


Ilustración 42. Derivas máximas en X – 3P - SMF

Fuente: Etabs

$$\delta x_{maxX} = 0.001428$$

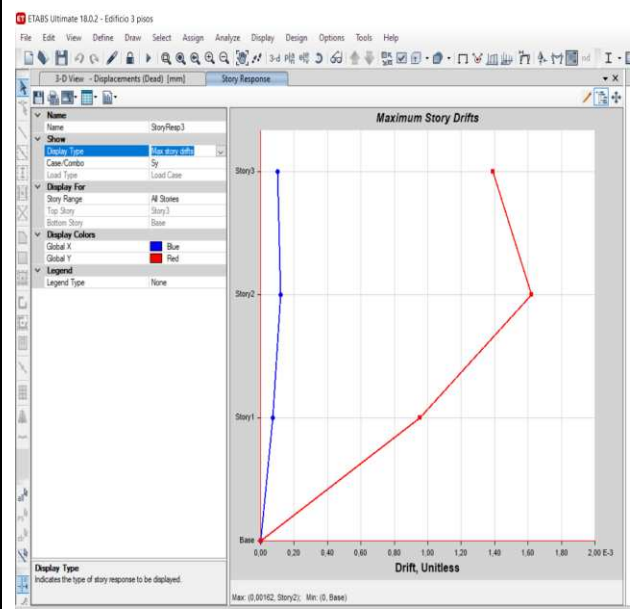


Ilustración 43. Derivas máximas en Y – 3P -SMF

Fuente: Etabs

$$\delta y_{maxY} = 0.00162$$

## Edificio de 6 pisos

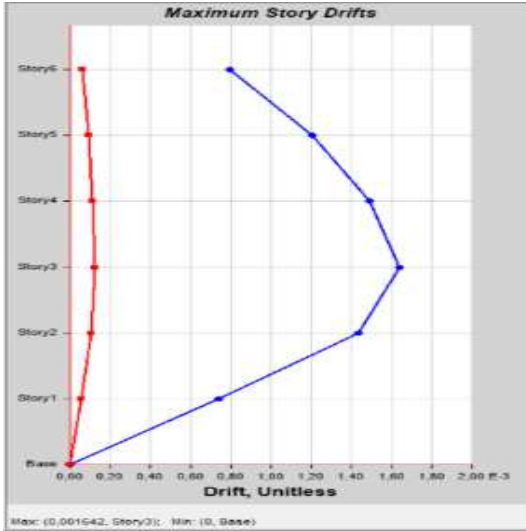


Ilustración 44. Derivas máximas en X – 6P - SMF  
Fuente: Etabs

$$\delta x_{maxX} = 0.001642$$

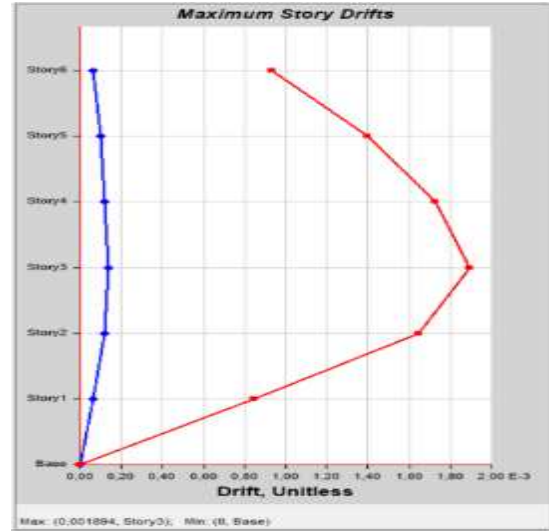


Ilustración 45. Derivas máximas en Y- 6P - SMF  
Fuente: Etabs

$$\delta y_{maxY} = 0.001894$$

- Verificación de derivas de pisos.

### Para 3 niveles

Eje "X"	Eje "X"
$\Delta_{Mx.max} < \Delta_M$	$\Delta_{Mx.max} < \Delta_M$
$0.75 * R * \delta x_{max} < \Delta_M$	$0.75 * R * \delta x_{max} < \Delta_M$
$0.75 * 8 * 0.001428 < 0.02$	$0.75 * 8 * 0.00162 < 0.02$
$0.00856 < 0.02$	$0.00972 < 0.02$
<b><u>Cumple</u></b>	<b><u>Cumple</u></b>

### Para 6 niveles

Eje "X"	Eje "Y"
$\Delta_{Mx.max} < \Delta_M$	$\Delta_{Mx.max} < \Delta_M$
$0.75 * R * \delta x_{max} < \Delta_M$	$0.75 * R * \delta y_{max} < \Delta_M$
$0.75 * 8 * 0.001642 < 0.02$	$0.75 * 8 * 0.001894 < 0.02$
<b><u>Cumple</u></b>	<b><u>Cumple</u></b>

#### 4.2.5 Cortante basal dinámico.

#### Edificio de 3 pisos

El cortante basal dinámico fue obtenido mediante un análisis modal con el software Etabs, tanto para el sentido “X” como “Y”.

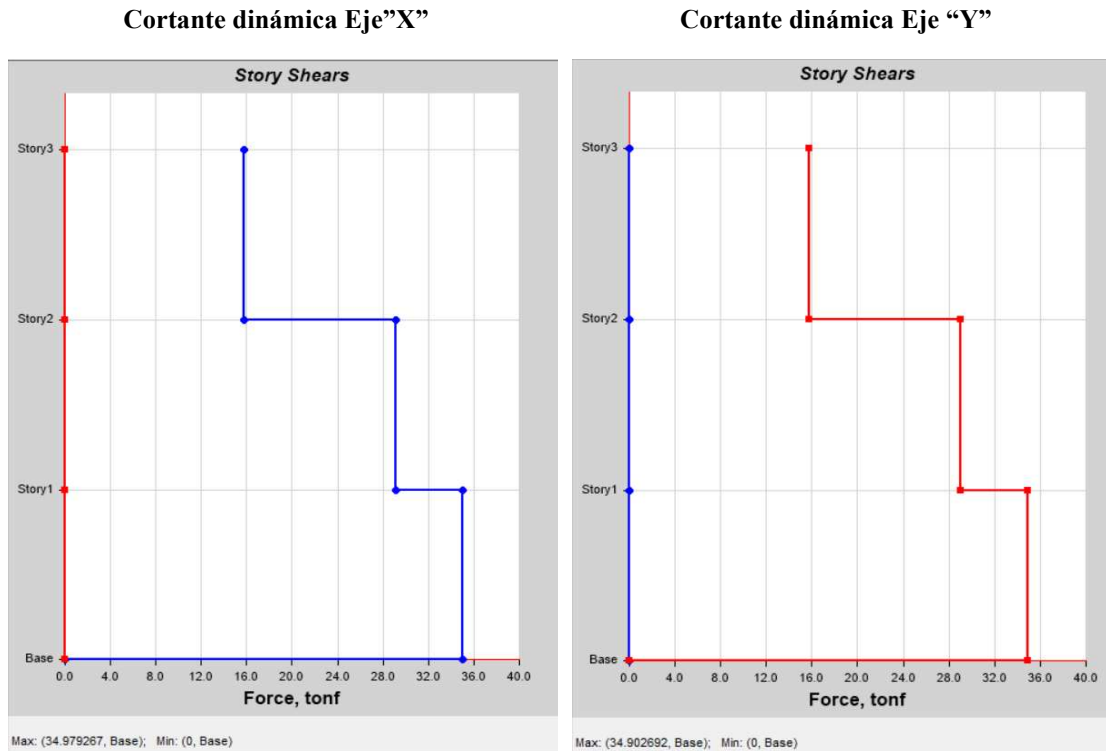


Ilustración 46. Ilustración Cortante Basal Dinámico Edificio 3 P.  
Fuente: Etabs

La NEC-SE-DS indica que la fuerza cortante dinámica total en la base obtenida por el análisis dinámico, no debe ser:  $< 80\%$  del cortante basal obtenido por el método estático ( $V$ ).

#### Ajuste Eje “X”

$$V_{dinamica} > 0.8 * V$$

$$(34.98) \text{ ton} > (0.8 * 43.69) \text{ ton}$$

$$34.98 \text{ ton} > 34.952 \text{ ton}$$

#### Ajuste Eje “Y”

$$V_{dinamica} > 0.8 * V$$

$$(34.90) \text{ ton} > (0.8 * 43.69) \text{ ton}$$

$$34.90 \text{ ton} > 34.952 \text{ ton}$$

No es necesario corregir la cortante basal en este sentido

Requiere corregir la cortante basal en este sentido

- Factor de ajuste dinámico

$$f = \frac{V_{dinamico}}{V_y} = 0.798$$

- Cortante basal corregida

$$V_{y_{coregido}} = V_y * f$$

$$V_{y_{coregido}} = 43.69 * 0.798$$

$$V_{y_{coregido}} = 34.9 \text{ ton}$$

Edificio de 6 pisos

El cortante basal dinámico fue obtenido mediante un análisis modal con el software Etabs, tanto para el sentido “X” como “Y”.

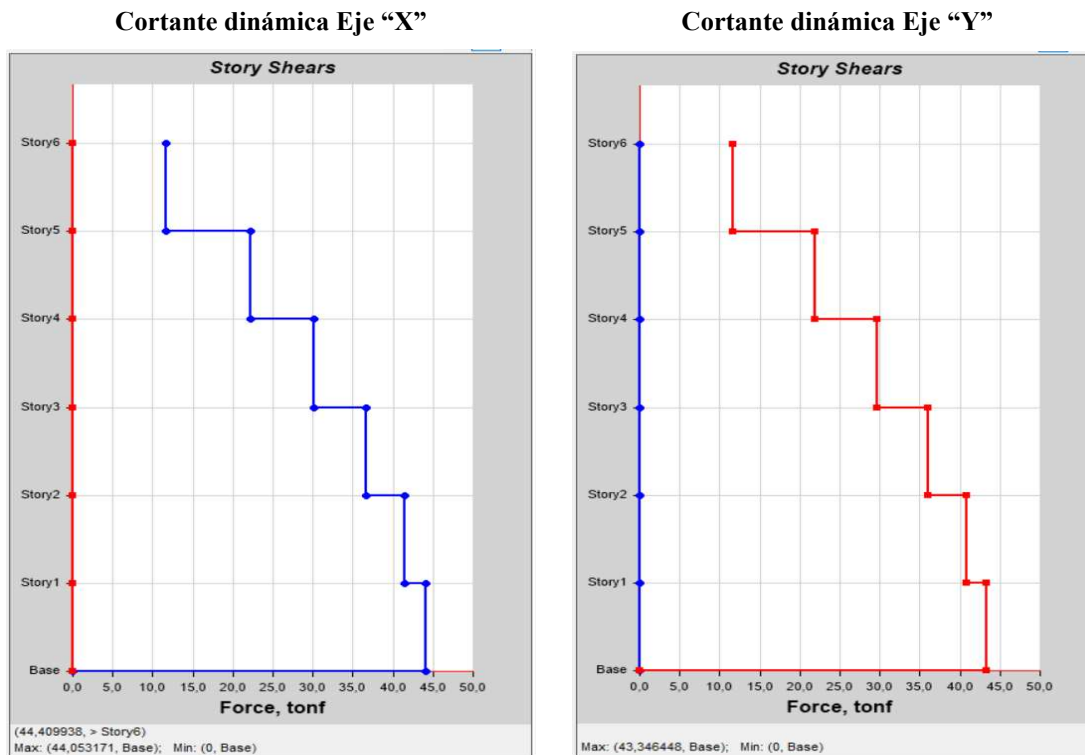


Ilustración 47. Ilustración Cortante Basal Dinámico Edificio 6 P.

Fuente: Etabs

La NEC-SE-DS indica que la fuerza cortante dinámica total en la base obtenida por el análisis dinámico, no debe ser: < 80% del cortante basal obtenido por el método estático (V).

- **Ajuste Eje “X”**

$$V_{dinamica} > 0.8 * V$$

$$(44.05) \text{ ton} > (0.8 * 68.28) \text{ ton}$$

$$44.05 \text{ ton} > 54.62 \text{ ton}$$

Requiere corregir la cortante basal en este sentido

- **Factor de ajuste dinámico**

$$f = \frac{V_{dinamico}}{V_x} = 0.645$$

- **Cortante basal corregida**

$$V_{x_{coregido}} = V_x * f$$

$$V_{x_{coregido}} = 68.28 * 0.645$$

$$V_{x_{coregido}} = 44.05 \text{ ton}$$

- **Ajuste Eje “Y”**

$$V_{dinamica} > 0.8 * V$$

$$(43.35) \text{ ton} > (0.8 * 68.28) \text{ ton}$$

$$43.35 \text{ ton} > 54.62 \text{ ton}$$

Requiere corregir la cortante basal en este sentido

- **Factor de ajuste dinámico**

$$f = \frac{V_{dinamico}}{V_y} = 0.635$$

- **Cortante basal corregida**

$$V_{y_{coregido}} = V_y * f$$

$$V_{y_{coregido}} = 68.28 * 0.635$$

$$V_{y_{coregido}} = 43.36 \text{ ton}$$

4.2.6 *Diseño de elementos*

Tabla 44. Propiedades físico mecánicas de los materiales.

Características de los Materiales		
Resistencia del Concreto	280	f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
Esfuerzo de Fluencia del Acero de Refuerzo	4200	f <sub>y</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
Módulo de Elasticidad del Concreto	252671.328	E <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
Módulo de Elasticidad del Acero	210000	E <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
Peso Específico del Concreto Armado	2400	γ <sub>concreto</sub> (kg/m <sup>3</sup> )
ε <sub>cu</sub>	0.003	Deformación Última del Concreto
ε <sub>y</sub>	0.002	Deformación cedente del Acero

Fuente: Elaboración Propia

#### 4.2.7 Diseño de vigas edificio de 3 pisos

- Sección de la viga

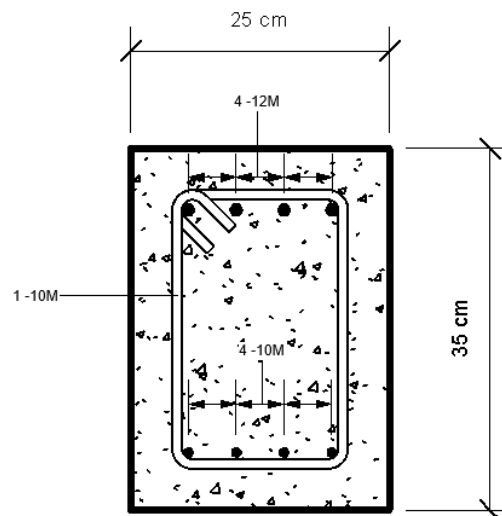
Tabla 45. Secciones de vigas edificio 3P.

Sección de la viga					
Elemento	Ancho	Peralte	Recubrimiento Inferior	Recubrimiento Superior	Altura Efectiva
	b(cm)	h(cm)	r(cm)	d'(cm)	d(cm)
Viga 1 (Piso 1-2)	25	35	4	4	31
Viga 2 (Cubierta)	25	30	4	4	26

Fuente: Elaboración Propia

- Detalle General

#### Viga 1



**Separación de Estribos:**  
 Primer Estribo @5cm  
 Long. Confinamiento 2h - 70cm @6cm  
 Long. no confinada @15cm  
 Traslape @7cm

Ilustración 48. Detalle armado viga 1.  
 Fuente: Elaboración Propia

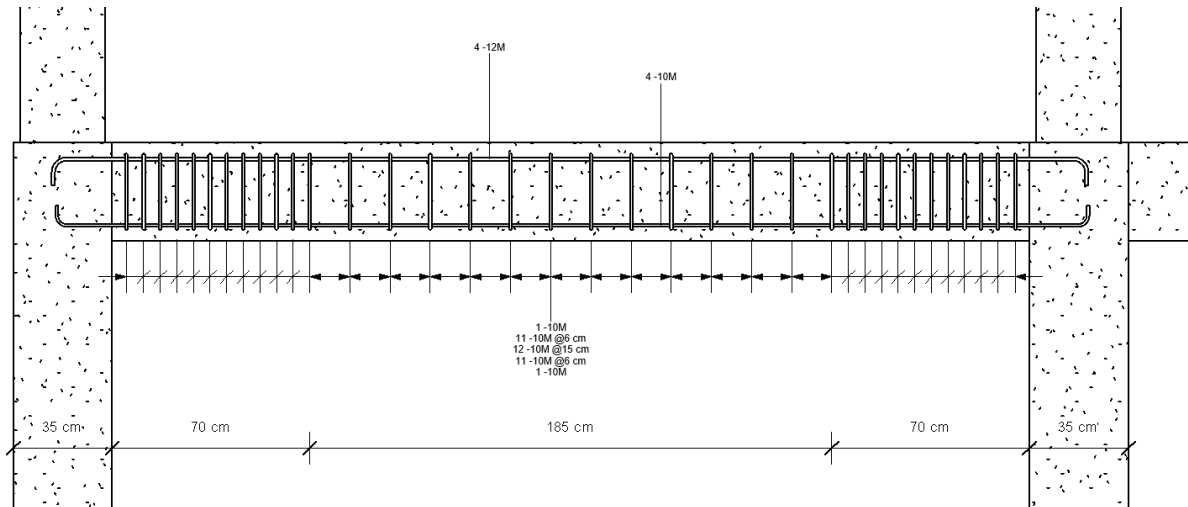
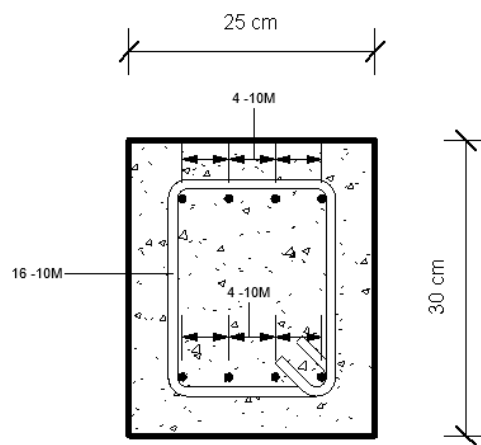


Ilustración 49. Detalle armado longitudinal de viga.  
Fuente: Elaboración Propia

## Viga 2



**Separación de Estribos:**  
 Primer Estribo @5cm  
 Long. Confinamiento 2h - 60cm @6cm  
 Long. no confinada @13cm  
 Traslape @6cm

Ilustración 50. Detalle armado viga 2.  
Fuente: Elaboración Propia

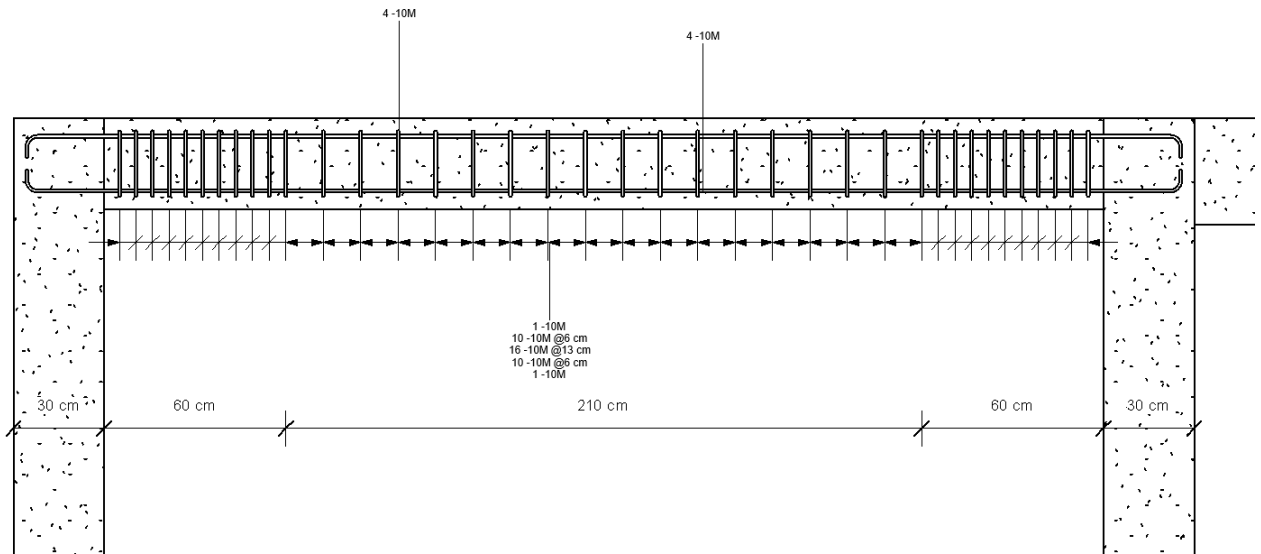


Ilustración 51. Detalle armado longitudinal de viga.  
Fuente: Elaboración Propia

#### 4.2.8 Diseño de columnas edificio 3 pisos.

- Sección de la columna

Tabla 46. Secciones de columnas edificio 3P.

Sección de la columna						
Elemento	Ancho X	Ancho Y	Recubrimiento Inferior	Recubrimiento Superior	Recubrimiento libre general	Distancia Útil
	b1(cm)	b2(cm)	r(cm)	d'(cm)	R <sub>p</sub> (cm)	d(cm)
Columna 1 (Piso 1)	40	40	4	4	36	36
Columna 2 (Piso 2)	35	35	4	4	31	31
Columna 3 (Piso 3)	30	30	4	4	26	26

Fuente: Elaboración Propia

- **Detalle General  
Columna 1**

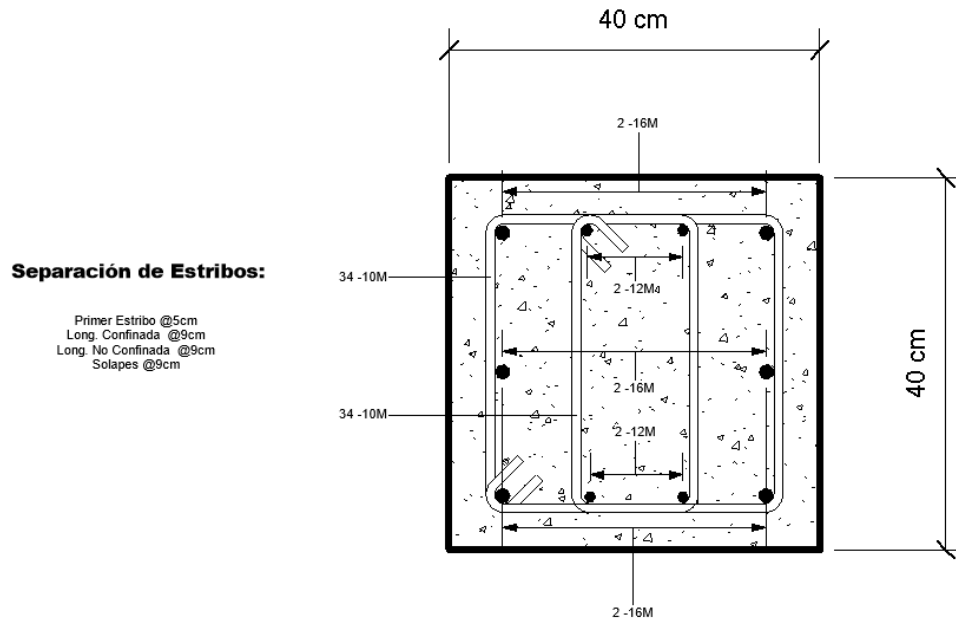


Ilustración 52. Detalle armado Columna 1.  
 Fuente: Elaboración Propia

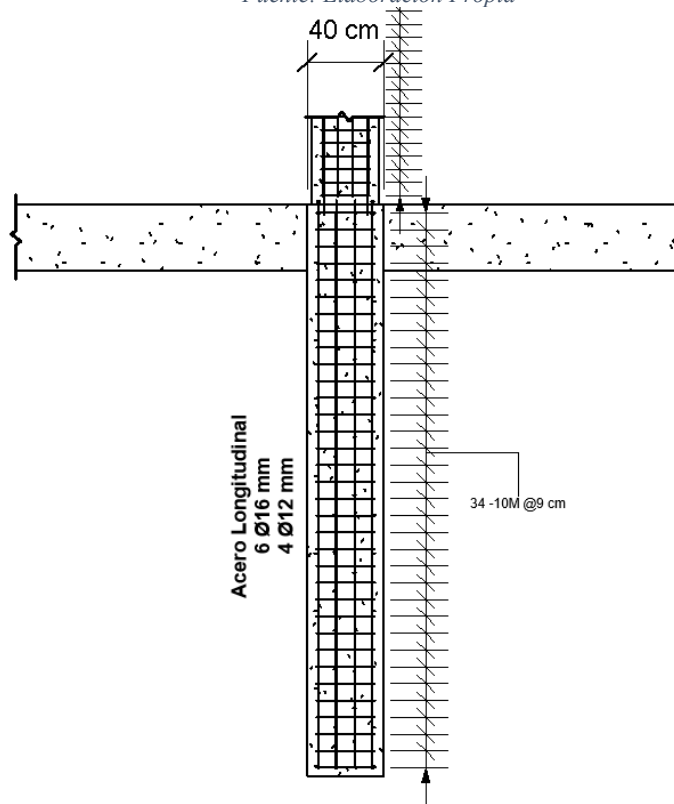


Ilustración 53. Detalle armado longitudinal de la Columna.  
 Fuente: Elaboración Propia

## Columna 2

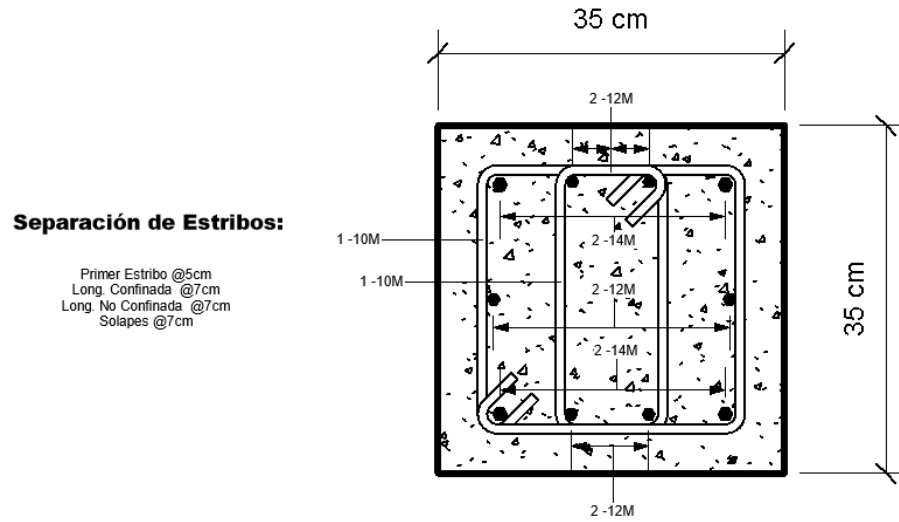


Ilustración 54. Detalle armado Columna 2.  
Fuente: Elaboración Propia

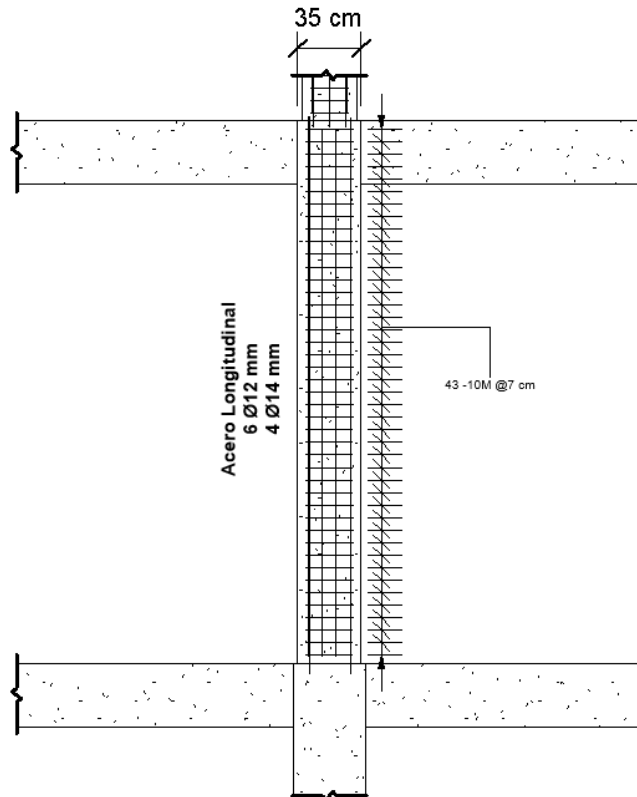


Ilustración 55. Detalle armado longitudinal de la Columna.  
Fuente: Elaboración Propia

### Columna 3

#### Separación de Estribos:

Primer Estribo @5cm  
 Long. Confinada @7cm  
 Long. No Confinada @7cm  
 Solapes @7cm

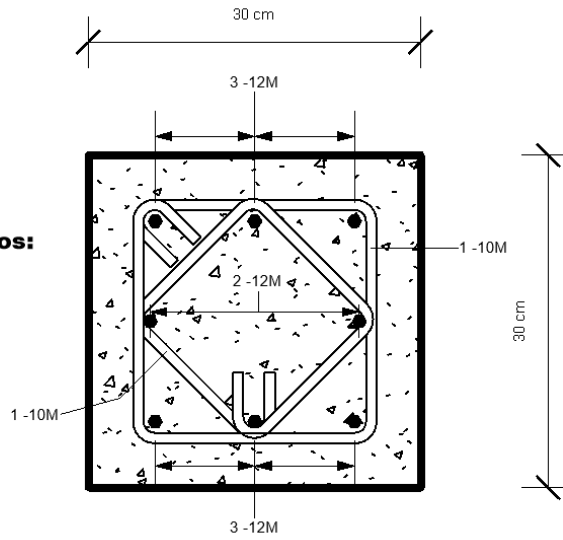


Ilustración 56. Detalle armado Columna 3.  
 Fuente: Elaboración Propia

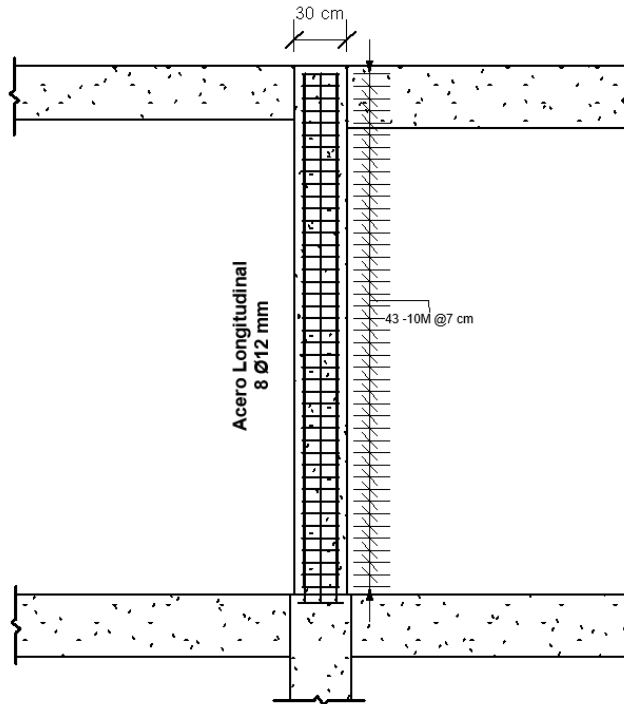


Ilustración 57. Detalle armado longitudinal de la Columna.  
 Fuente: Elaboración Propia

#### 4.2.9 Diseño de vigas edificio de 6 pisos.

- Sección de la viga

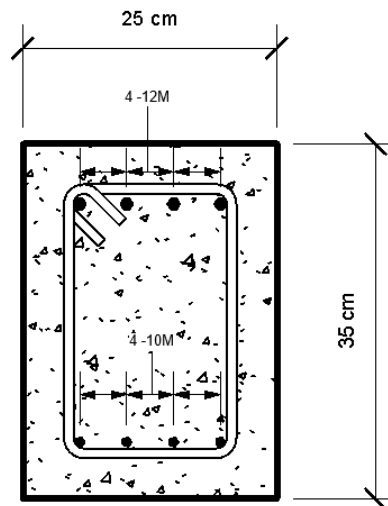
Tabla 47. Secciones de vigas edificio 6P.

Sección de la viga					
Elemento	Ancho	Peralte	Recubrimiento Inferior	Recubrimiento Superior	Altura Efectiva
	b(cm)	h(cm)	r(cm)	d'(cm)	d(cm)
Viga 1 (Piso 1-5)	25	35	4	4	31
Viga 6 (Cubierta)	25	30	4	4	26

Fuente: Elaboración Propia

- Detalle General

#### Viga 1



**Separación de Estribos:**  
 Primer Estribo @5cm  
 Long. Confinamiento 2h - 70cm @6cm  
 Long. no confinada @15cm  
 Traslape @7cm

Ilustración 58. Detalle armado viga 1.  
 Fuente: Elaboración Propia

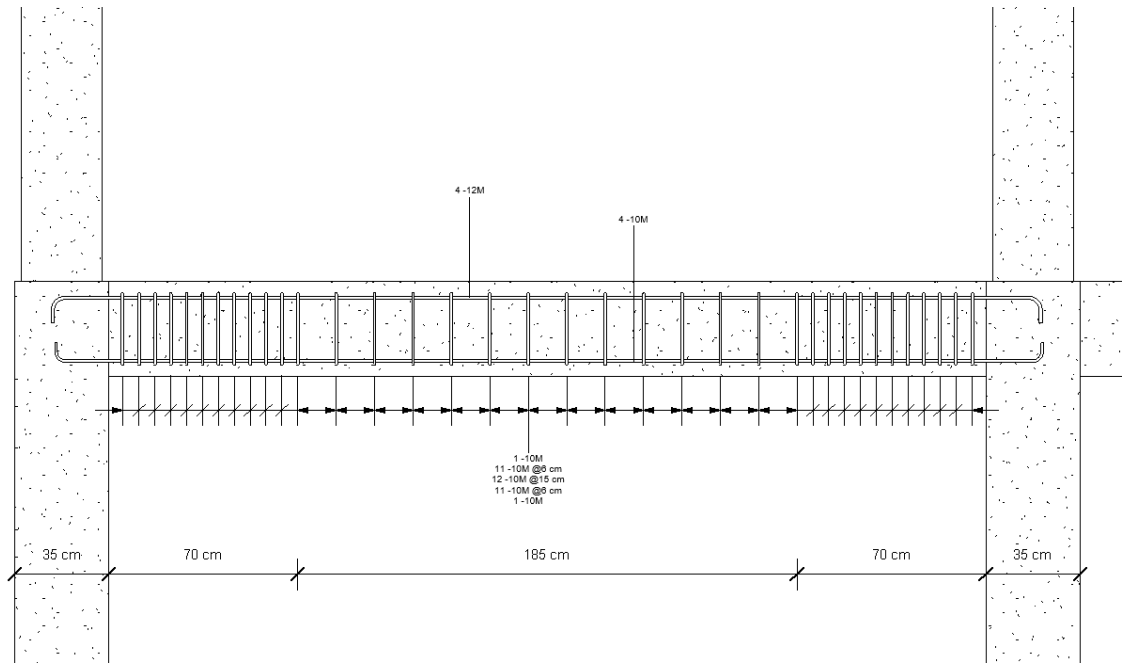
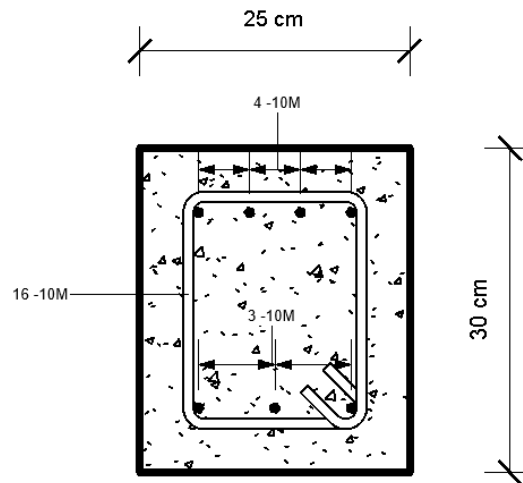


Ilustración 59. Detalle armado longitudinal de viga.  
Fuente: Elaboración Propia

## Viga 2



### Separación de Estribos:

Primer Estribo @5cm

Long. Confinamiento 2h - 60cm @6cm

Long. no confinada @13cm

Traslape @6cm

Ilustración 60. Detalle armado viga 2.  
Fuente: Elaboración Propia

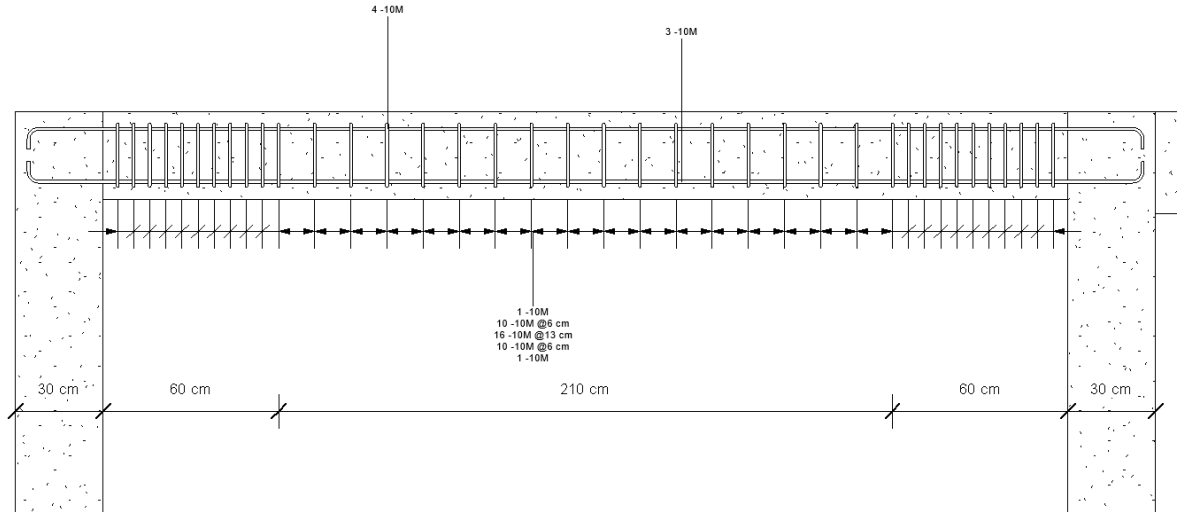


Ilustración 61. Detalle armado longitudinal de viga.  
Fuente: Elaboración Propia

#### 4.2.10 Diseño de columnas edificio 6 pisos.

- Sección de la columna

Tabla 48. Secciones de columnas edificio 6P.

Sección de la columna						
Elemento	Ancho X	Ancho Y	Recubrimiento Inferior	Recubrimiento Superior	Recubrimiento libre general	Distancia Útil
	b1(cm)	b2(cm)	r(cm)	d'(cm)	R <sub>p</sub> (cm)	d(cm)
Columna 1 (Piso 1)	50	50	4	4	4	46
Columna 2 (Piso 3)	45	45	4	4	4	41
Columna 3 (Piso 6)	40	40	4	4	4	36

Fuente: Elaboración Propia

- **Detalle General**

#### Columna 1

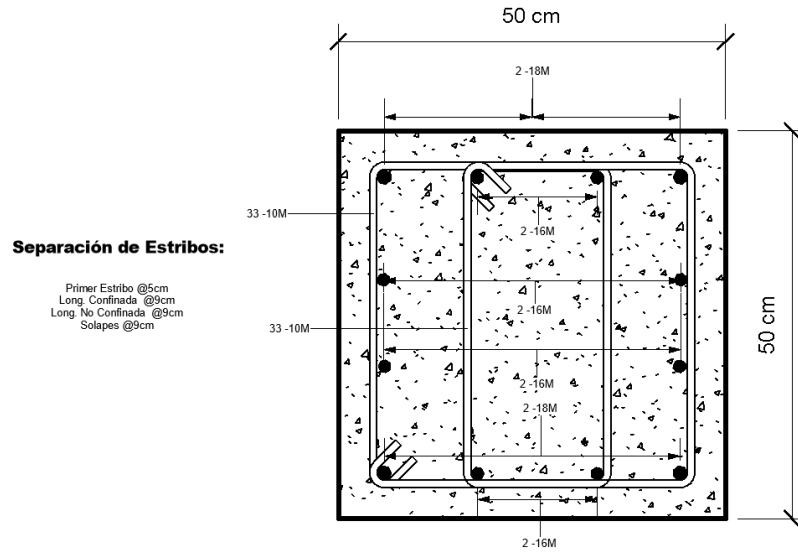


Ilustración 62. Detalle armado Columna 1.  
 Fuente: Elaboración Propia

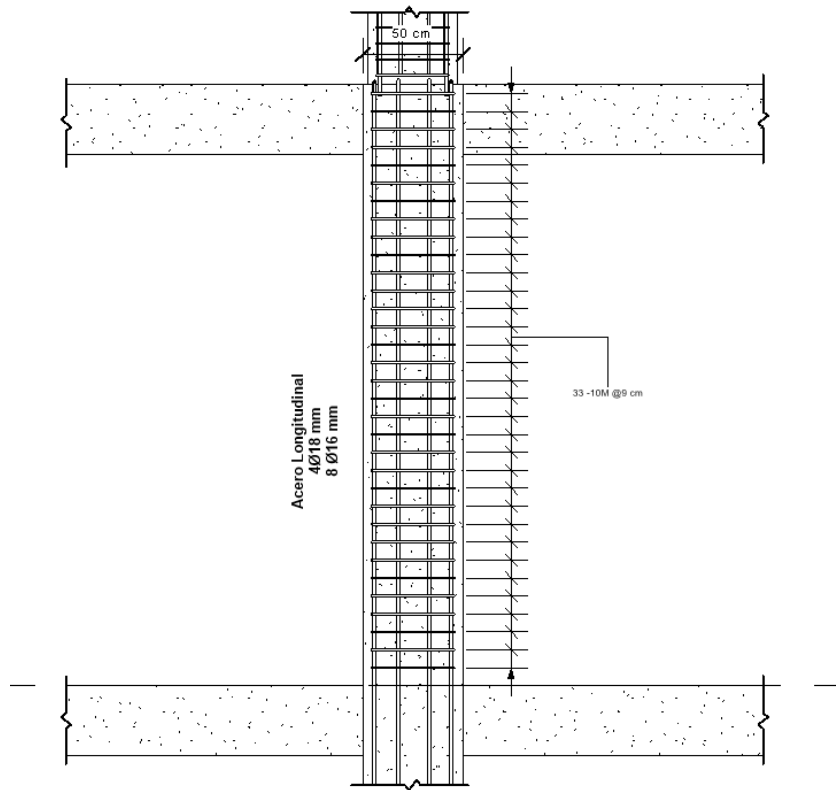


Ilustración 63. Detalle armado longitudinal de la Columna.  
 Fuente: Elaboración Propia

## Columna 2

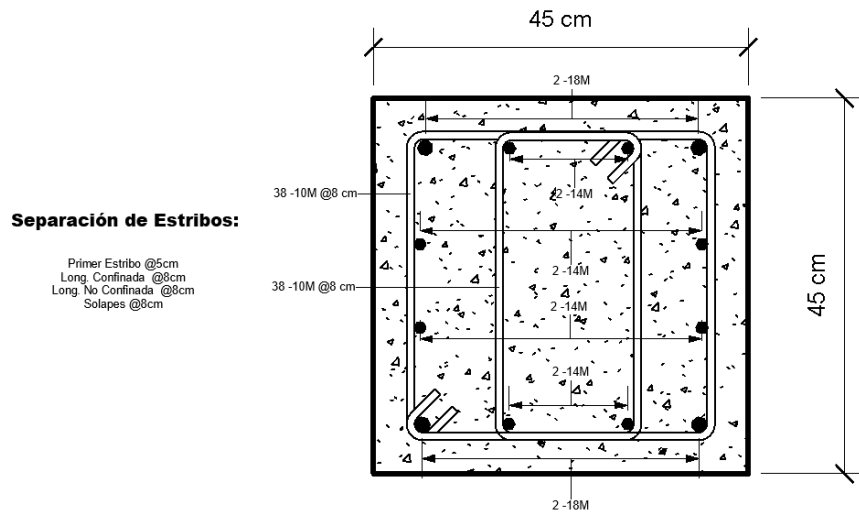


Ilustración 64. Detalle armado Columna 2.  
Fuente: Elaboración Propia

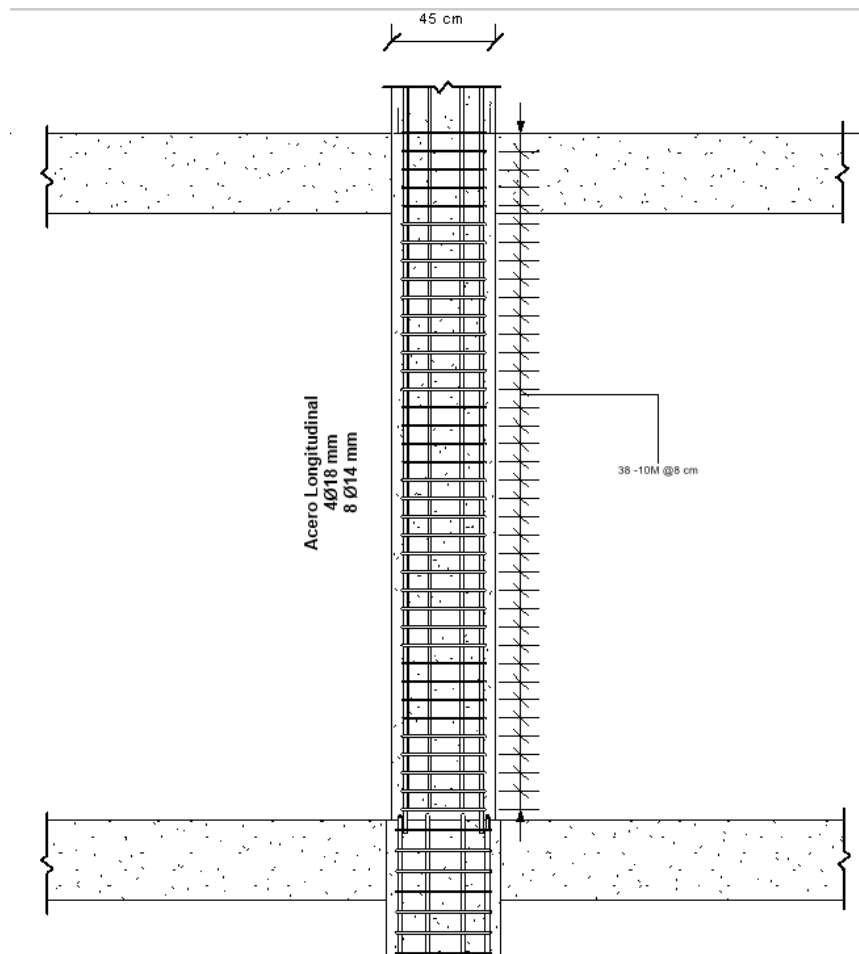


Ilustración 65. Detalle armado longitudinal de la Columna.  
Fuente: Elaboración Propia

### Columna 3

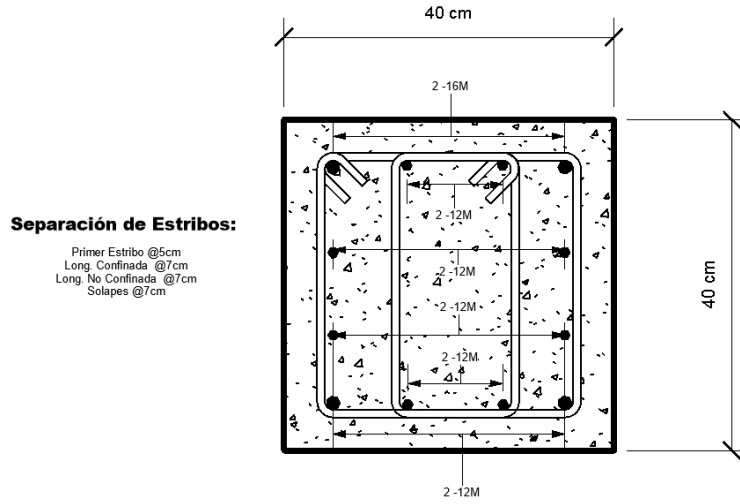


Ilustración 66. Detalle armado Columna 3.  
Fuente: Elaboración Propia

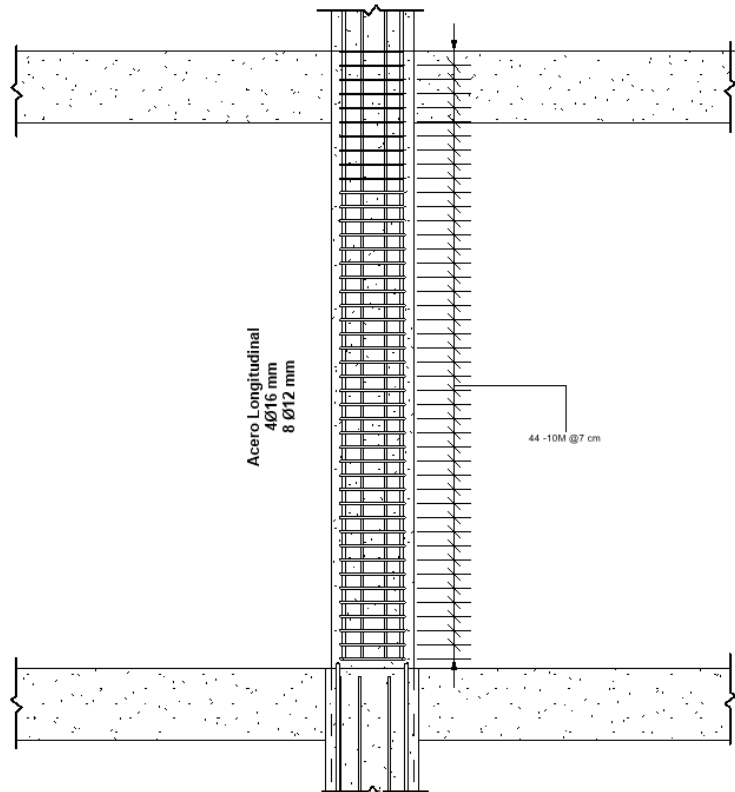


Ilustración 67. Detalle armado longitudinal de la Columna.  
Fuente: Elaboración Propia

## 4.3 Muros de Corte

### 4.3.1 Geometría general

Edificio 3 niveles.

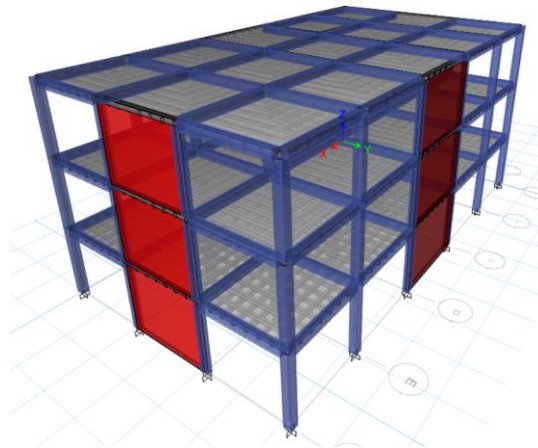


Ilustración 68. Representación de la estructura de muros de corte 3P.  
Fuente: Etabs

Edificio 6 niveles.

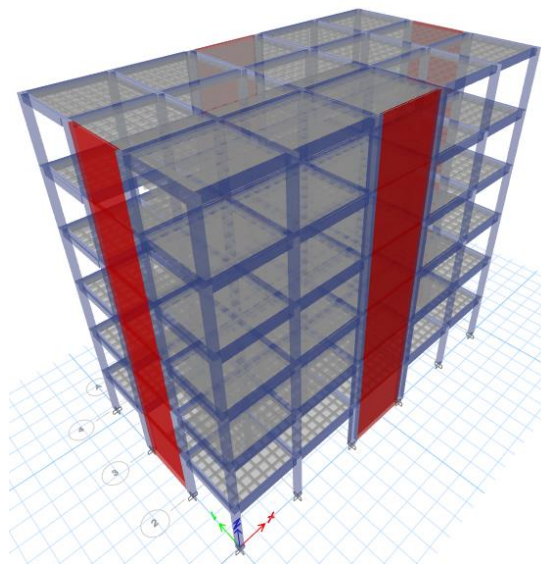


Ilustración 69. Representación de la estructura de muros de corte 6P.  
Fuente: Etabs

#### 4.3.2 Análisis de momentos, cortantes y axiales

En la siguiente tabla representa el momento, cortante y la fuerza axial actuante de la envolvente, en donde este momento y cortante más desfavorable se obtuvo por la acción sísmica, en cambio la axial se obtiene mediante la combinación de las cargas que actúan de manera vertical sobre el sistema.

Generalmente solo el muro estructural absorbe las solicitaciones de momento y cortante, teniendo casi ninguna participación de los elementos de borde ni de las columnas que forman parte de ambos sistemas estructurales.

El mayor momento, cortante y axial solicitante se produce en la base de los sistemas, viéndose una reducción de su efecto mientras se suben los niveles de piso.

Para el análisis estructural se deben tomar los valores del momento, cortante y la axial más desfavorable, es decir los que actúan en la base del muro.

En la siguiente tabla se muestra, la envolvente producida bajo las diferentes combinaciones de carga para la obtención de las diferentes solicitaciones actuantes de axial, cortante y momento (P-V2-M3) en las cuales son los ejes que aplica el Etabs en X, Y y Z es decir lo que llega a cada nodo.

Resumen de solicitaciones actuantes en los muros estructurales del sistema de 3 pisos

Tabla 49. Resumen de solicitaciones actuantes en los muros estructurales del sistema de 3 pisos

Edificio de 3 Pisos.					
Story	Pier	Output Case	P	V2	M3
			Tonf	tonf	tonf-m
Story3	P1	ENVOLVENTE	-9,4858	10,8865	29,7295
	P2	ENVOLVENTE	-7,7964	12,5464	27,9757
	P3	ENVOLVENTE	-10,3205	11,8189	33,1085
	P4	ENVOLVENTE	-10,3172	12,4807	34,9457
Story2	P1	ENVOLVENTE	-18,8853	24,3228	98,4026
	P2	ENVOLVENTE	-14,9623	28,3526	73,9768
	P3	ENVOLVENTE	-22,9359	25,8716	108,2073
	P4	ENVOLVENTE	-22,9288	27,2971	114,1623
Story1	P1	ENVOLVENTE	-28,2714	30,7178	187,2743
	P2	ENVOLVENTE	-23,027	35,9426	126,3927
	P3	ENVOLVENTE	-35,5261	32,6691	204,3693
	P4	ENVOLVENTE	-35,5167	34,4599	215,574

Fuente: ETABS, Elaboración Propia

Tabla 50. Resumen de solicitaciones actuantes en los muros estructurales del sistema de 6 pisos

Edificio de 6 Pisos.					
Story	Pier	Output Case	P	V2	M3
			Tonf	tonf	tonf-m
Story6	P1	ENVOLVENTE	-7,1822	4,2914	1,03
	P2	ENVOLVENTE	-7,1734	4,6459	1,23
	P3	ENVOLVENTE	-6,4294	2,1554	2,57
	P4	ENVOLVENTE	-6,2409	2,7741	1,81
Story5	P1	ENVOLVENTE	-14,498	24,4675	27,49
	P2	ENVOLVENTE	-14,48	25,7902	29,08
	P3	ENVOLVENTE	-11,6636	21,507	20,46
	P4	ENVOLVENTE	-12,617	25,1952	24,61
Story4	P1	ENVOLVENTE	-21,7642	38,9641	66,82
	P2	ENVOLVENTE	-21,7383	41,019	70,46
	P3	ENVOLVENTE	-16,8691	35,0053	53,63
	P4	ENVOLVENTE	-18,9592	40,8919	63,62
Story3	P1	ENVOLVENTE	-30,4187	50,3208	121,25
	P2	ENVOLVENTE	-30,3849	52,9604	127,72
	P3	ENVOLVENTE	-23,1738	45,9563	100,21
	P4	ENVOLVENTE	-26,6433	53,6392	118,05
Story2	P1	ENVOLVENTE	-45,4491	62,7113	259,06
	P2	ENVOLVENTE	-45,4026	65,9372	272,69
	P3	ENVOLVENTE	-34,7383	58,3595	219,95
	P4	ENVOLVENTE	-40,4717	67,5901	258,35
Story1	P1	ENVOLVENTE	-54,2208	66,3384	352,82
	P2	ENVOLVENTE	-54,1711	69,6169	371,04
	P3	ENVOLVENTE	-40,9173	61,8738	302,84
	P4	ENVOLVENTE	-48,2299	71,8532	355,27

Fuente: ETABS, Elaboración Propia

#### 4.3.3 Análisis Estructural edificio de 3 y 6 pisos.

- **Desplazamientos laterales.**

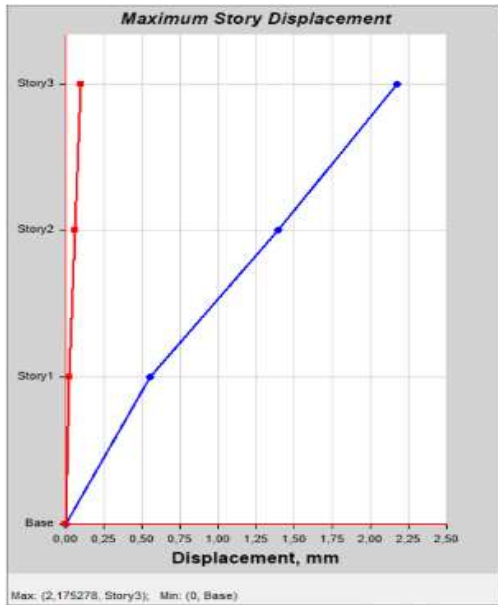
Se evaluó los desplazamientos en X y Y de la estructura de acuerdo a los resultados arrojados por las derivas de piso en el software ETABS. Estos desplazamientos como observamos a continuación:

- Desplazamientos máximos de pisos.

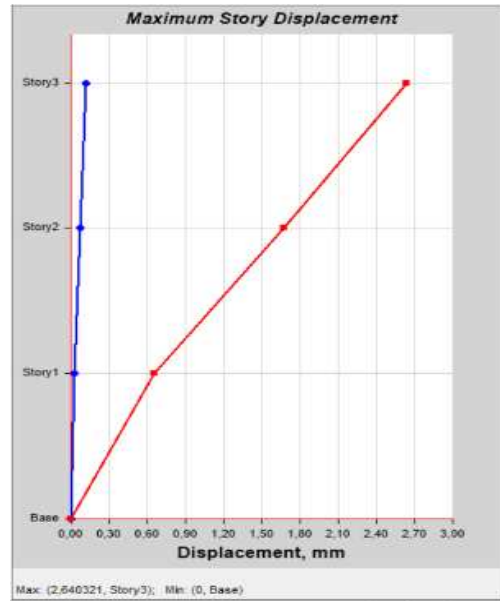
Desplazamiento inelástico del tope del muro obtenido del modelo de análisis:

## Edificio de 3 Pisos

Desplazamiento máximo en X



Desplazamiento máximo en X



$$\delta x_{maxx} = 2.18 \text{ mm}$$

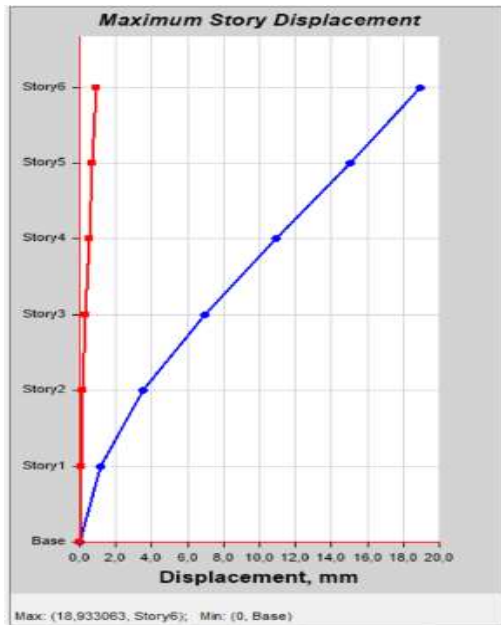
$$\delta x_{maxy} = 2.64 \text{ mm}$$

Ilustración 70. Desplazamientos Laterales pórticos Especiales a Momento Edificio 3 P.

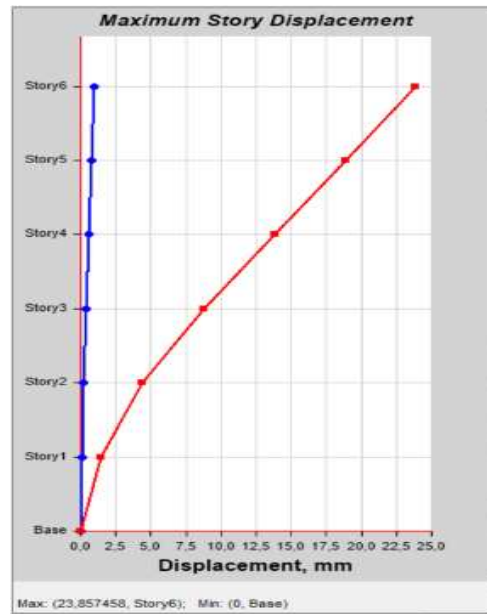
Fuente: ETABS, Elaboración Propia

## Edificio de 6 Pisos

Desplazamiento máximo en X



Desplazamiento máximo en X



$$\delta x_{maxX} = 18.93mm$$

$$\delta x_{maxY} = 23.86 mm$$

Ilustración 71. Desplazamientos Laterales pórticos Especiales a Momento Edificio 6 P.  
Fuente: ETABS, Elaboración Propia

### 4.3.4 Límites de derivas de pisos.

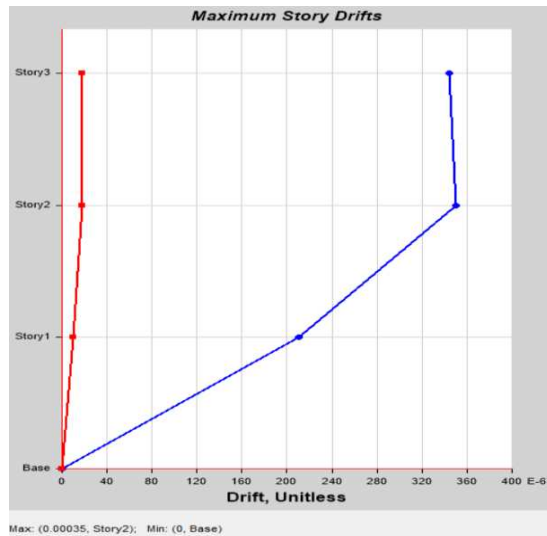
Como se observa en las cuatro siguientes ilustraciones, los valores de las derivas están en función de la carga sísmica aplicada, el cual tiene un efecto de carga lateral sobre el sistema.

La máxima fuerza de carga lateral para el sistema de 3 pisos se ubicó en el nivel 2, de igual manera la máxima deriva provocada por el sismo se ubica en el nivel 2, lo que indica que la máxima deriva se encuentra siempre en donde el efecto la carga lateral sea mayor.

La máxima fuerza de carga lateral para el sistema de 6 pisos se ubicó en el nivel 4, de igual manera la máxima deriva provocada por el sismo se ubica en el nivel 4, lo que indica que la máxima deriva se encuentra siempre en donde el efecto la carga lateral sea mayor.

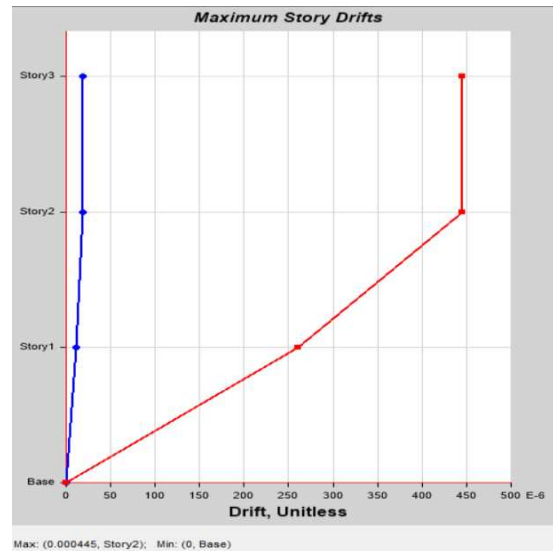
## Sistema de 3 pisos

Derivas máximas en X



$$\delta x_{max} = 0.00035$$

Derivas máximas en Y

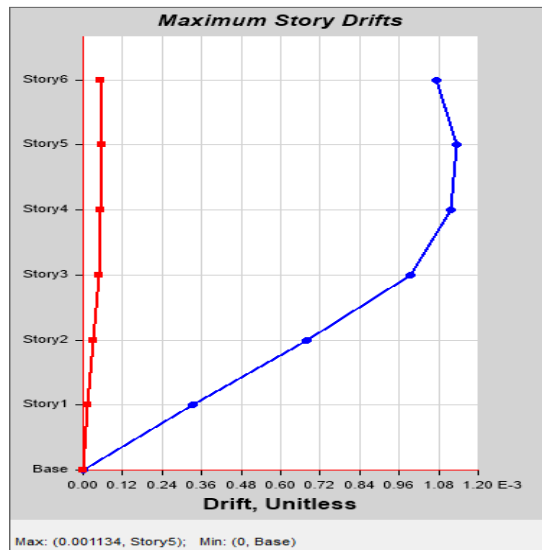


$$\delta y_{max} = 0.000445$$

Ilustración 72. Derivas de Piso Edificio 3 P.  
Fuente: ETABS, Elaboración Propia

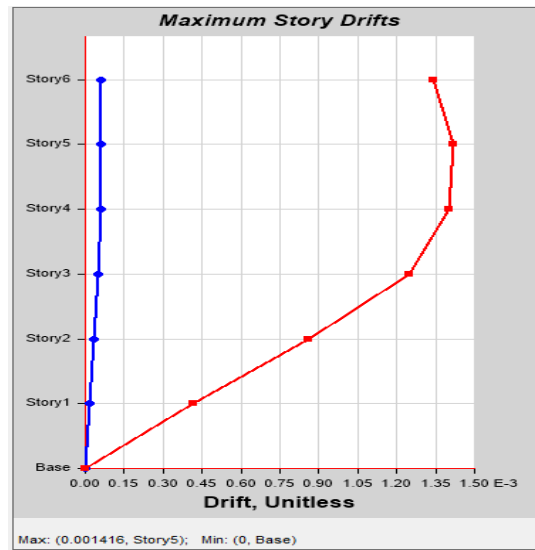
## Sistema de 6 pisos

Derivas máximas en X



$$\delta x_{max} = 0.001134$$

Derivas máximas en Y



$$\delta y_{max} = 0.001416$$

Ilustración 73. Derivas de Piso Edificio 6 P.  
Fuente: ETABS, Elaboración Propia

- **Verificación de derivas de pisos.**

Como se observará a continuación, ambas edificaciones no exceden el rango permisible que indica el código de la NEC-SE-DS. Cumplir con este parámetro en el diseño es fundamental, ya que nos aseguramos de que la edificación no presente problemas de inestabilidad, ni problemas de torsión y además nos

aseguramos de que el sistema este en un rango de desempeño seguro para la ocupación de las personas.

#### Sistema de 3 pisos

Eje "X"	Eje "Y"
$\Delta_{Mx.max} < \Delta_M$	$\Delta_{Mx.max} < \Delta_M$
$0.75 * R * \delta x_{max} < \Delta_M$	$0.75 * R * \delta y_{max} < \Delta_M$
$0.75 * 5 * 0.00035 < 0.02$	$0.75 * 5 * 0.000445 < 0.02$
$0.0013 < 0.02$	$0.0017 < 0.02$
<b><u>Cumple</u></b>	<b><u>Cumple</u></b>

#### Sistema de 6 pisos

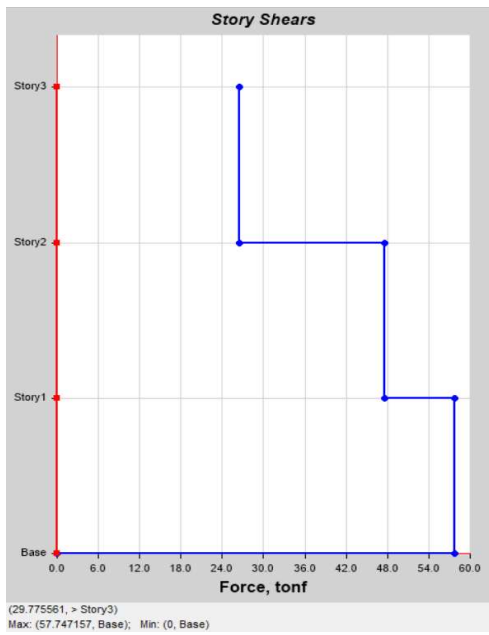
Eje "X"	Eje "Y"
$\Delta_{Mx.max} < \Delta_M$	$\Delta_{Mx.max} < \Delta_M$
$0.75 * R * \delta x_{max} < \Delta_M$	$0.75 * R * \delta y_{max} < \Delta_M$
$0.75 * 5 * 0.001134 < 0.02$	$0.75 * 5 * 0.001416 < 0.02$
$0.004252 < 0.02$	$0.005310 < 0.02$
<b><u>Cumple</u></b>	<b><u>Cumple</u></b>

#### 4.3.5 Cortante basal dinámico.

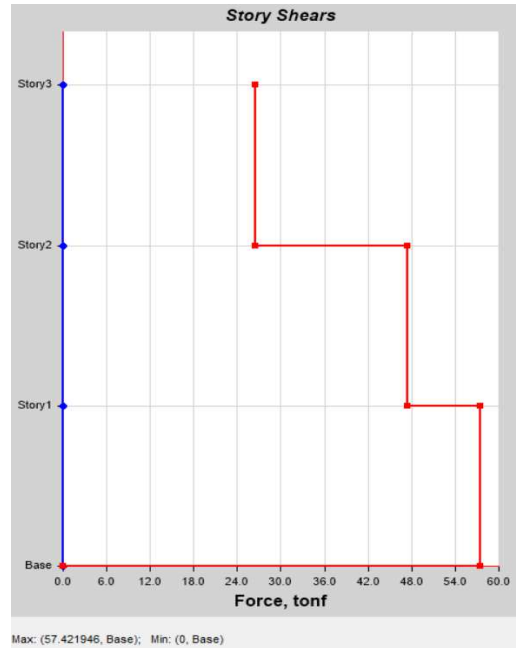
##### Edificio de 3 pisos

El cortante basal dinámico fue obtenido mediante un análisis modal con el software Etabs, tanto para el sentido "X" como "Y".

**Cortante dinámica Eje “X”**



**Cortante dinámica Eje “Y”**



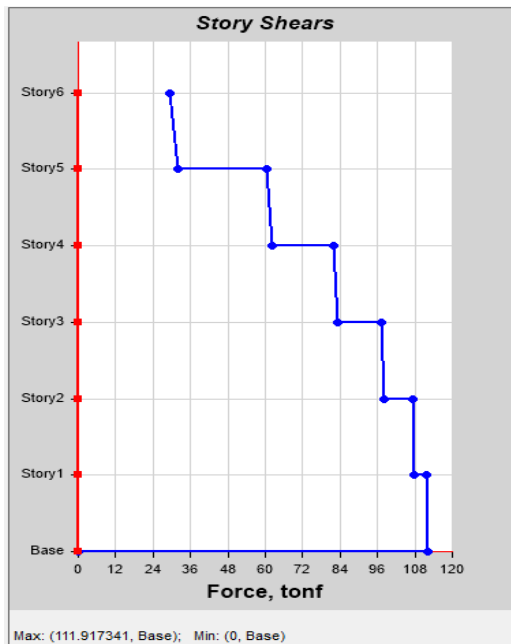
*Ilustración 74. Cortante Basal Dinámico Edificio 3 P.  
Fuente: ETABS, Elaboración Propia*

La NEC-SE-DS indica que la fuerza cortante dinámica total en la base obtenida por el análisis dinámico, no debe ser:  $< 80\%$  del cortante basal obtenido por el método estático (V).

Edificio de 6 pisos

El cortante basal dinámico fue obtenido mediante un análisis modal con el software Etabs, tanto para el sentido “X” como “Y”.

**Cortante dinámica Eje “X”**



**Cortante dinámica Eje “Y”**



*Ilustración 75. Cortante Basal Dinámico Edificio 6 P.  
Fuente: ETABS, Elaboración Propia*

La NEC-SE-DS indica que la fuerza cortante dinámica total en la base obtenida por el análisis dinámico, no debe ser: < 80% del cortante basal obtenido por el método estático (V).

- **Ajuste Eje “X”**

$$V_{dinamica} > 0.8 * V$$

$$(111.92) \text{ ton} > (0.8 * 165) \text{ ton}$$

$$111.92 \text{ ton} > 132.00 \text{ ton}$$

Requiere corregir la cortante basal en este sentido

- **Factor de ajuste dinámico**

$$f = \frac{V_{dinamico}}{V_x} = 0.678$$

- **Cortante basal corregida**

$$V_{x\text{coregido}} = V_x * f = 44.05 \text{ ton}$$

- **Ajuste Eje “Y”**

$$V_{dinamica} > 0.8 * V$$

$$(112.04) \text{ ton} > (0.8 * 165) \text{ ton}$$

$$112.04 \text{ ton} > 132.00 \text{ ton}$$

Requiere corregir la cortante basal en este sentido

- **Factor de ajuste dinámico**

$$f = \frac{V_{dinamico}}{V_y} = 0.679$$

- **Cortante basal corregida**

$$V_{y\text{coregido}} = V_y * f = 43.36 \text{ ton}$$

4.3.6 *Diseño de elementos*

Sistema de 3 pisos

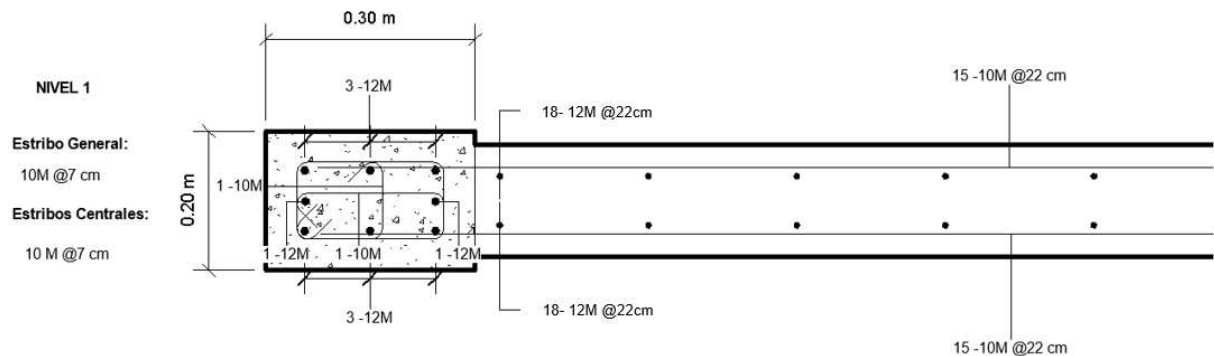


Ilustración 76. Secciones y armado de refuerzo cuando si se requiere elemento de borde para el sistema de 3 pisos  
Fuente: Elaboración Propia

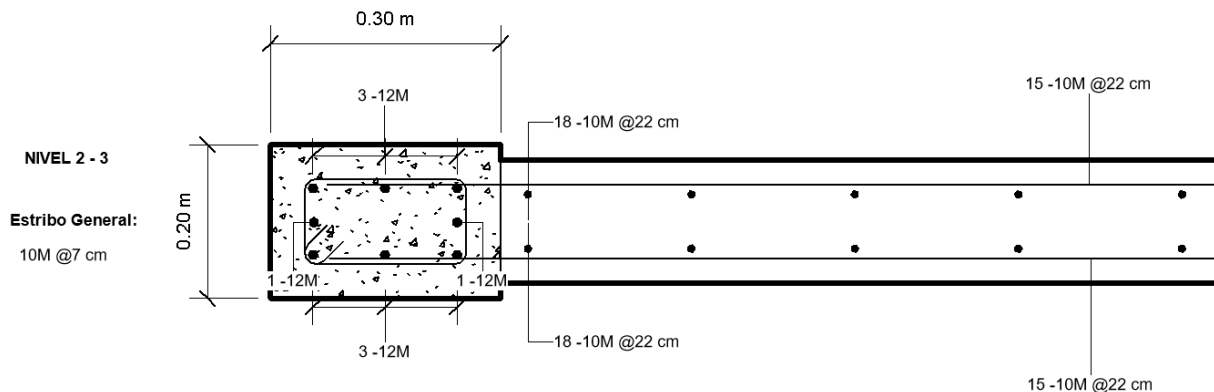


Ilustración 77. Secciones y armado de refuerzo cuando no se requiere elemento de borde para el sistema de 3 pisos  
Fuente: Elaboración Propia

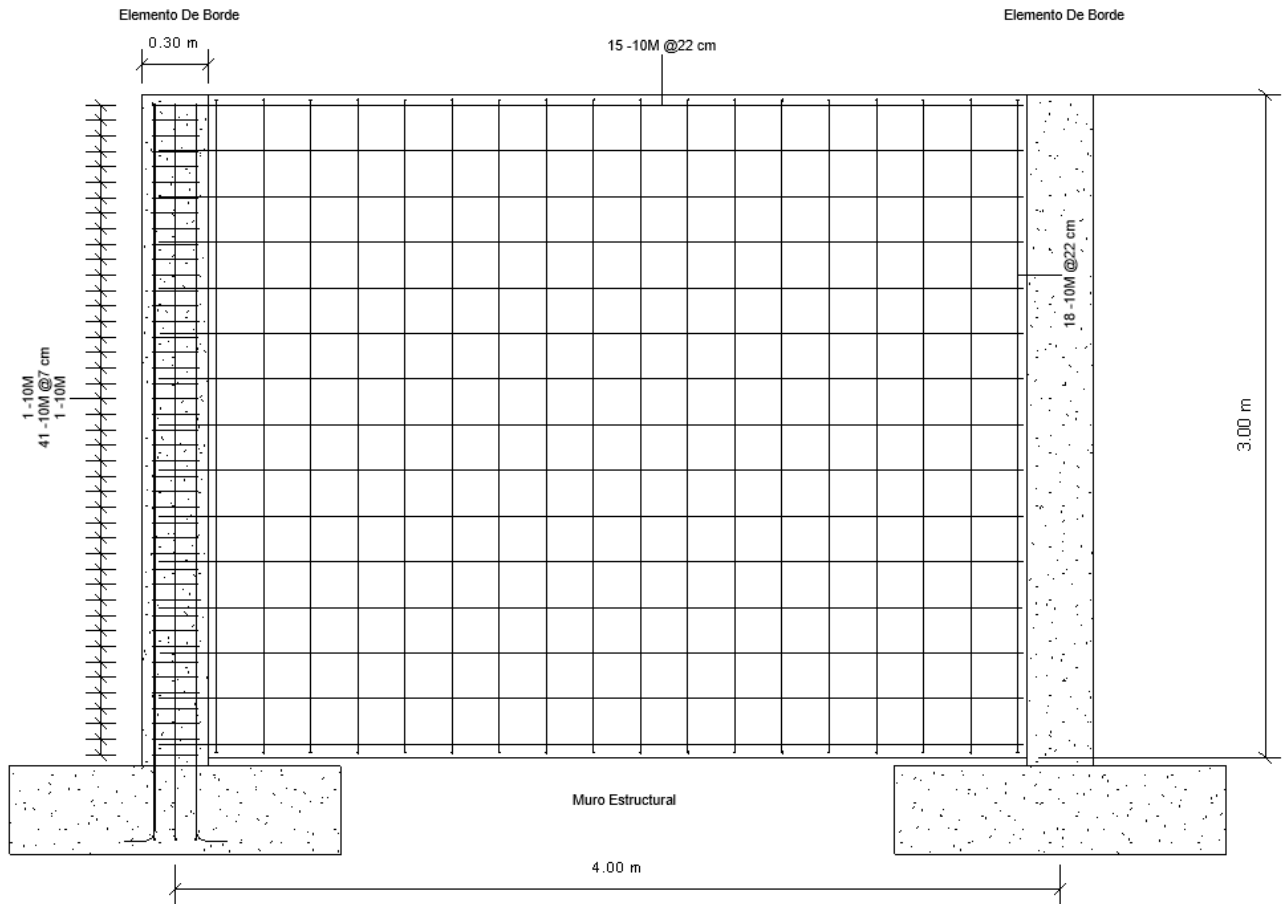


Ilustración 78. Dimensiones y armado de refuerzo del muro estructural para el sistema de 3 pisos  
Fuente: Elaboración Propia

### Sistema de 6 pisos

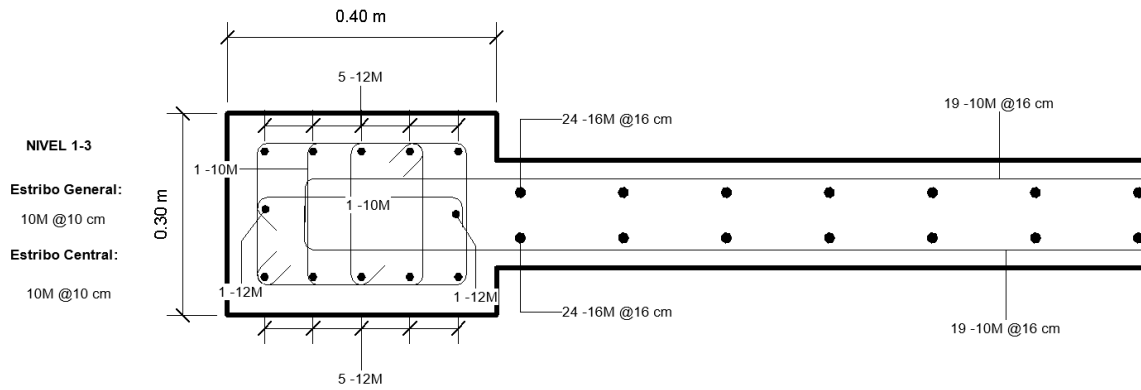


Ilustración 79. Secciones y armado de refuerzo cuando si se requiere elemento de borde para el sistema de 6 pisos  
Fuente: Elaboración Propia

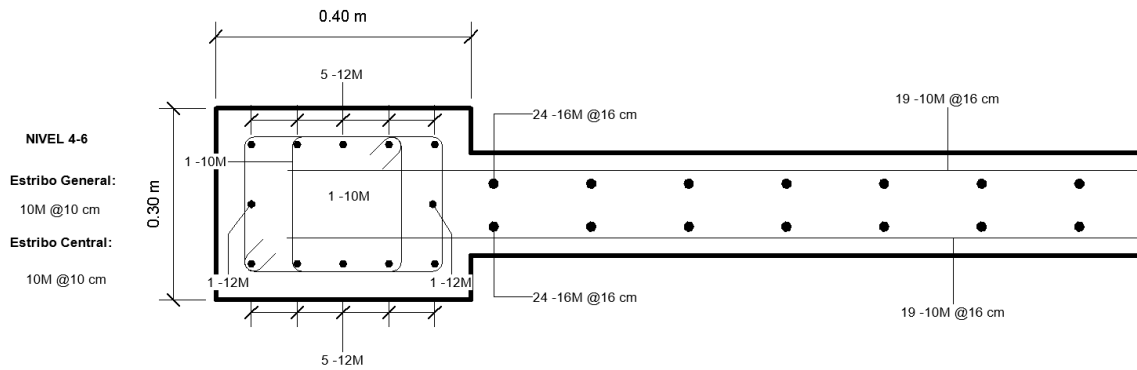


Ilustración 80. Secciones y armado de refuerzo cuando no se requiere elemento de borde para el sistema de 3 pisos  
Fuente: Elaboración Propia

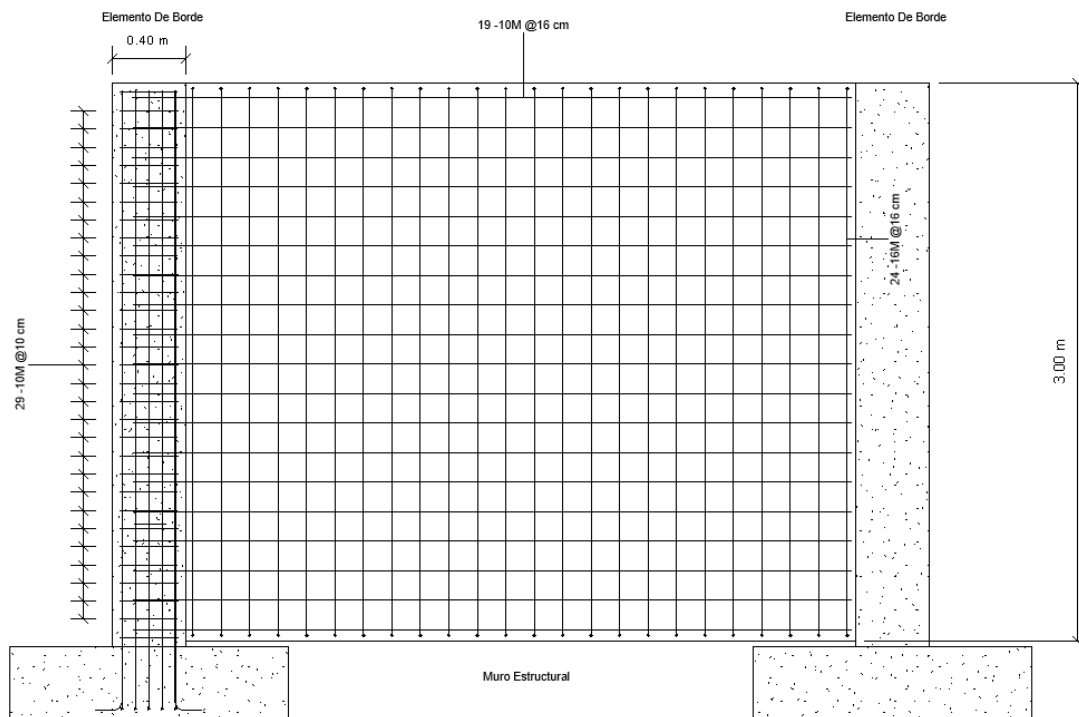


Ilustración 81. Dimensiones y armado de refuerzo del muro estructural para el sistema de 6 pisos  
Fuente: Elaboración Propia

#### 4.3.7 Diseño de vigas para Pórtico Ordinario a Momento (OMF).

Debido a que los muros estructurales van a soportar casi toda la fuerza producida por la acción sísmica, por ende, no es necesario que las vigas sean dúctiles, por lo que se diseñaron estos elementos horizontales con la idealización de Pórticos Ordinarios a Momento (OMF), para que solo soporten la carga gravitacional que actúa sobre ellos.

- Secciones y armado resultante de los elementos.

A continuación, se presentan las secciones definitivas y el refuerzo se empleará en las vigas de ambos sistemas, donde para el diseño se consideró la carga más desfavorable de todas las combinaciones de carga.

## Sistema de 3 pisos

### Viga 1

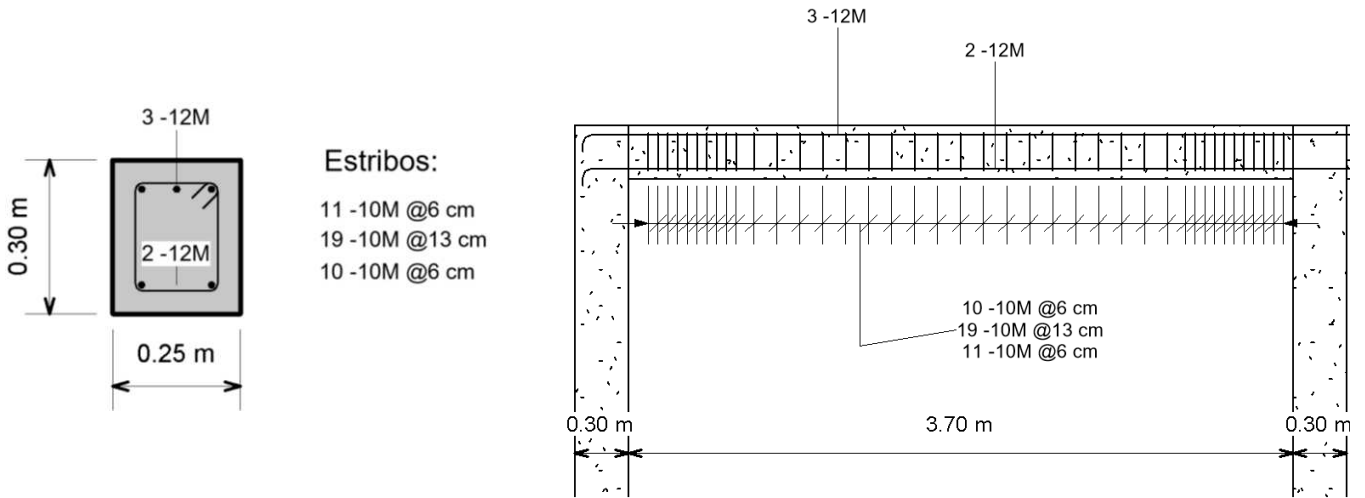


Ilustración 82. Dimensiones de la sección transversal y del refuerzo colocado en la viga 1 OMF del sistema de 3 pisos  
 Fuente: Elaboración Propia

### Viga 2

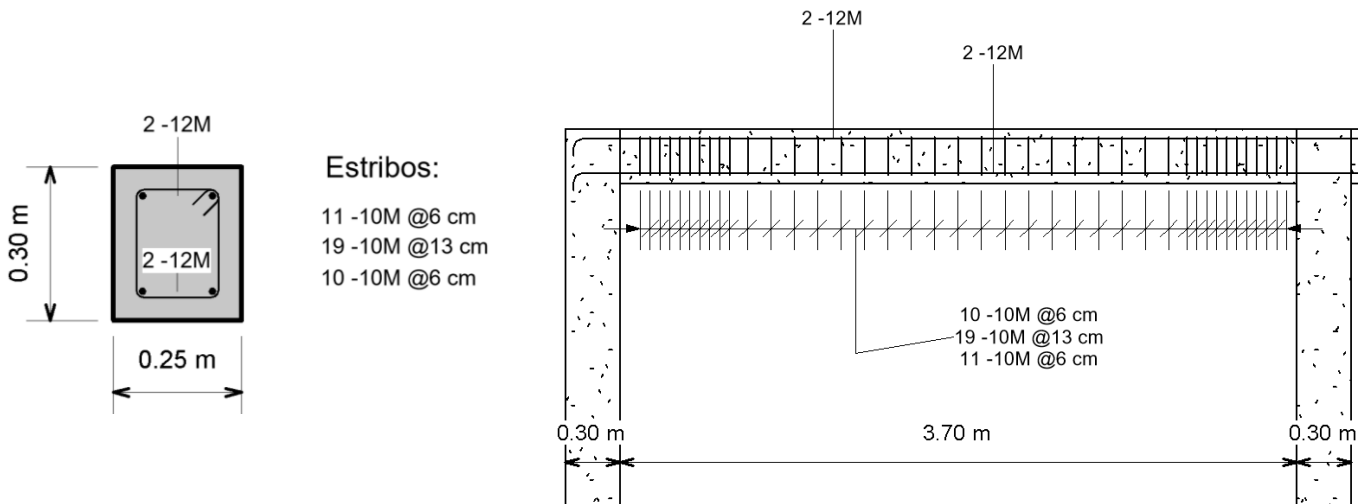


Ilustración 83. Dimensiones de la sección transversal y del refuerzo colocado en la viga 2 OMF del sistema de 3 pisos  
 Fuente: Elaboración Propia

## Sistema de 6 pisos

### Viga 1

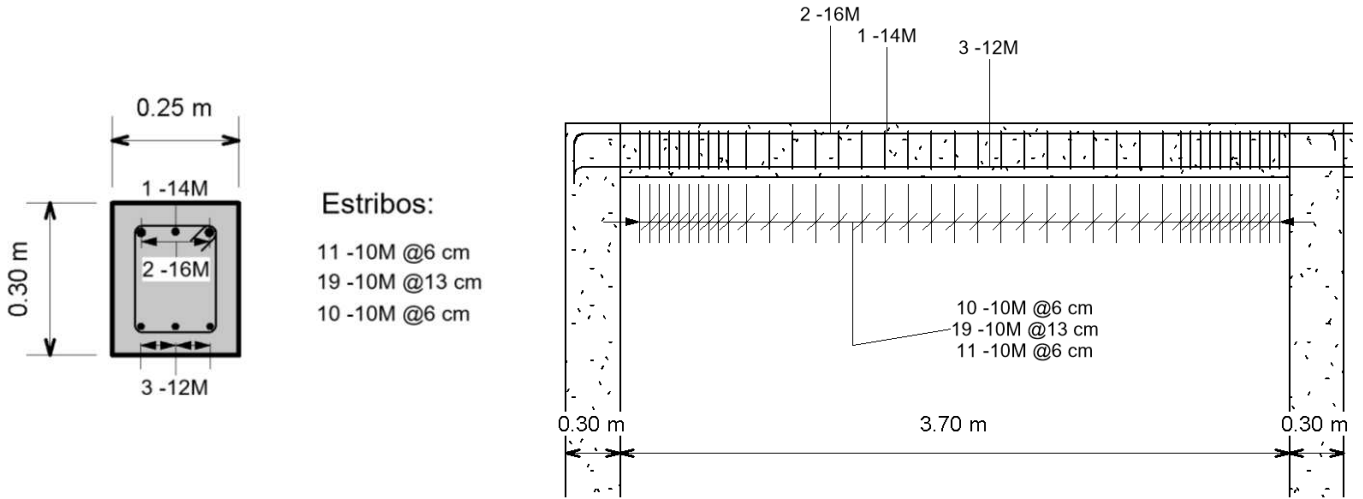


Ilustración 84. Dimensiones de la sección transversal y del refuerzo colocado en la viga 1 OMF del sistema de 6 pisos  
Fuente: Elaboración Propia

### Viga 2

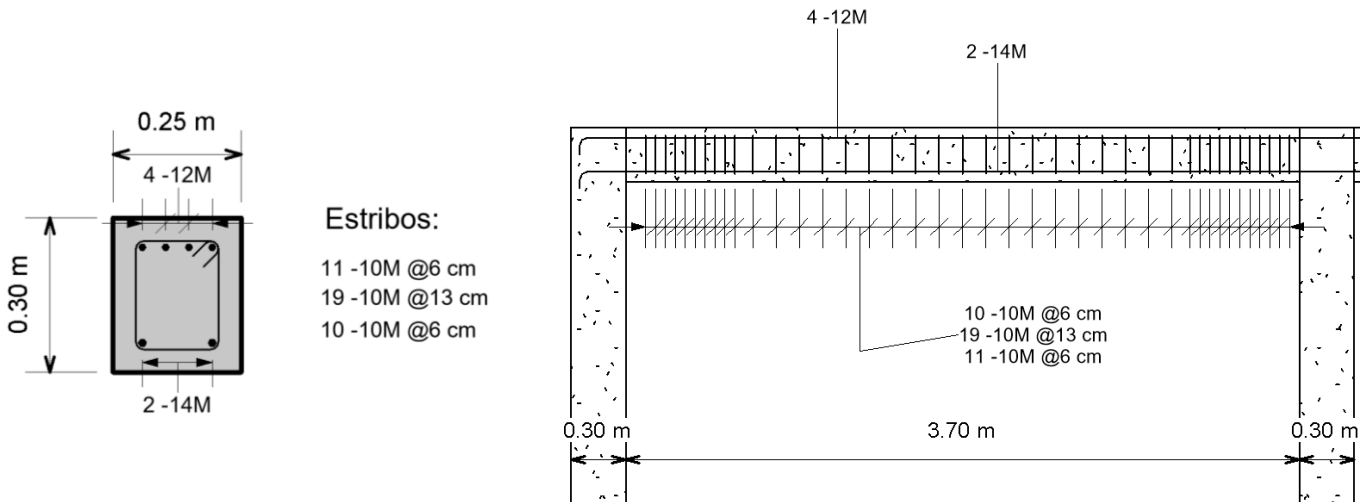


Ilustración 85. Dimensiones de la sección transversal y del refuerzo colocado en la viga 2 OMF del sistema de 6 pisos  
Fuente: Elaboración Propia

#### 4.3.8 Diseño de columnas para Pórtico Ordinario a Momento (OMF).

Debido a que los muros estructurales van a soportar casi toda la fuerza producida por la acción sísmica, por ende, no es necesario que las columnas sean dúctiles, por lo que se diseñaron estos elementos verticales con la idealización de Pórticos Ordinarios a Momento (OMF), para que solo soporten la carga gravitacional que actúa sobre ellos.

- Secciones y armado resultante de los elementos.

A continuación, se presentan las secciones definitivas y el refuerzo se empleará en las columnas de ambos sistemas, donde para el diseño se consideró la carga más desfavorable de todas las combinaciones de carga.

### Sistema de 3 Pisos

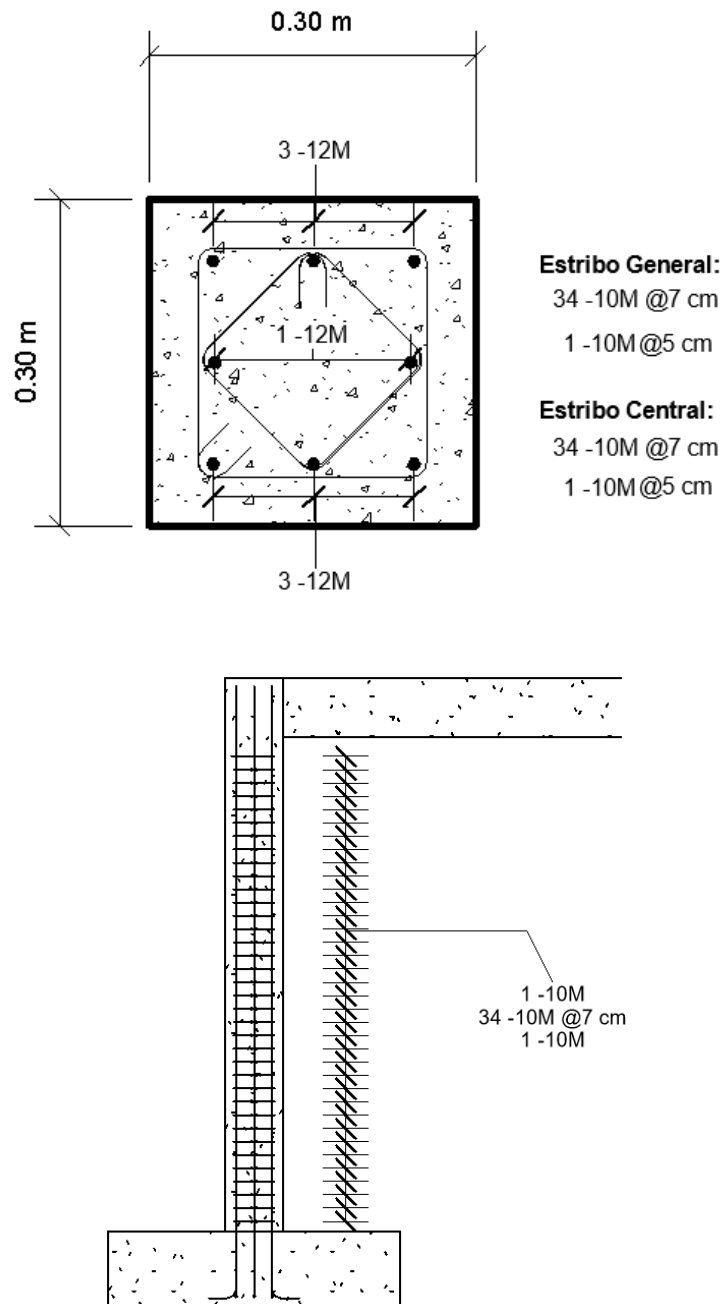


Ilustración 86. Sección transversal y acero de refuerzo colocada en la columna OMF - 3 pisos  
 Fuente: Elaboración Propia

## Sistema de 6 Pisos

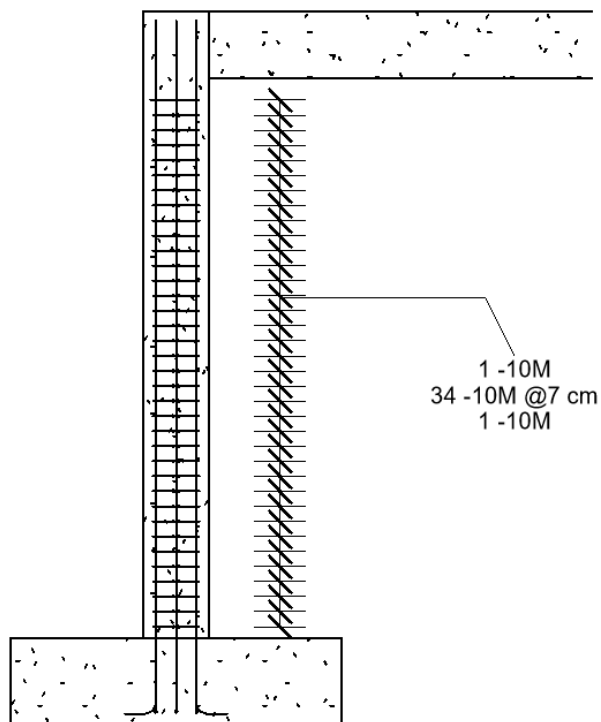
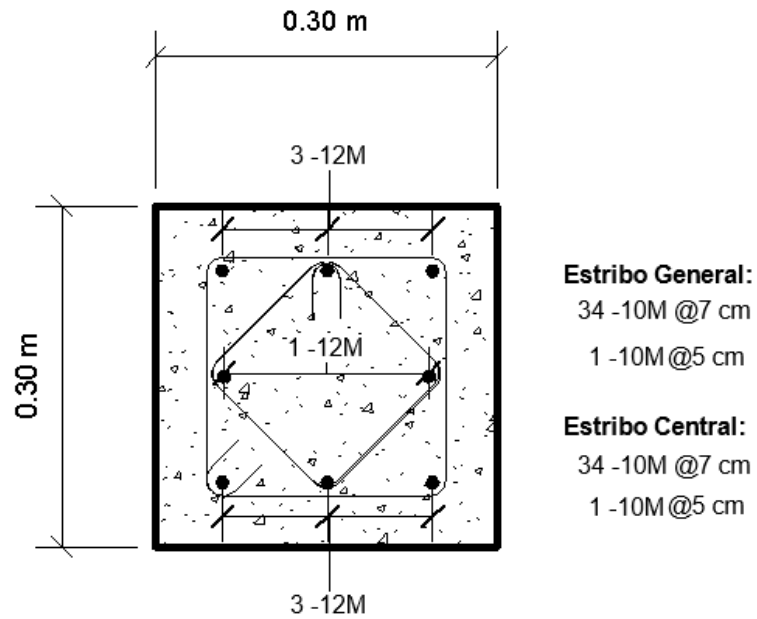


Ilustración 87. Sección transversal y acero de refuerzo colocada en la columna OMF del sistema de + pisos  
Fuente: Elaboración Propia

#### 4.4 Cantidades de obra gris

En las siguientes tablas, se presenta un resumen de las cantidades de obra de los sistemas estructurales resistente a cargas sísmicas, determinando el volumen de hormigón y acero de refuerzo como los rubros significativos, en el caso de Pórticos Especiales a Momento y el Sistema Dual. Por otro lado, en el sistema de Mampostería Confinada incrementa como rubro significativo la Mampostería.

Todos los análisis de los sistemas evaluados, se aplicará por cada nivel y por elemento estructural. El análisis detallado de las cantidades de obra, se adjuntará en los anexos respectivos.

##### - Pórticos Especial a Momento

*Tabla 51. Tabla de Cantidades Estructura SMF - 3 Pisos.*

<b>Tabla Resumen Cantidades de Obra Estructura 3 Pisos</b>				
<b>Estructura</b>	<b>NIVEL</b>	<b>Elemento</b>	<b>Acero de Refuerzo (kg)</b>	<b>Volumen Hormigón (m3)</b>
Tres Pisos	1	Columna 1 40x40 cm	4132.85	23.91
		Viga 1 25x35 cm		
	2	Columna 2 35x35 cm	4086.98	21.21
		Viga 1 25x35 cm		
	3	Columna 3 30x30 cm	3496.69	17.10
		Viga 2 25x30 cm		
<b>TOTAL</b>			<b>11716.53</b>	<b>62.22</b>

*Fuente: Elaboración Propia*

Tabla 52. Tabla de Cantidades Estructura SMF - 6 Pisos.

Tabla Resumen Cantidades de Obra Estructura 6 Pisos				
Estructura	NIVEL	Elemento	Acero de Refuerzo (kg)	Volumen Hormigón (m3)
Seis Pisos	1	Columna 1 50x50 cm	5717.38	30.39
		Viga 1 25x35 cm		
	2	Columna 1 50x50 cm	5717.38	30.39
		Viga 1 25x35 cm		
	3	Columna 2 45x45 cm	5586.20	26.97
		Viga 1 25x35 cm		
	4	Columna 2 45x45 cm	5586.20	26.97
		Viga 1 25x35 cm		
	5	Columna 3 40x40 cm	5291.67	23.91
		Viga 1 25x35 cm		
	6	Columna 3 40x40 cm	5330.55	22.14
		Viga 2 25x30 cm		
TOTAL			33229.38	160.77

Fuente: Elaboración Propia

- Muros estructurales

Tabla 53. Tabla de Cantidades Sistema Dual - 3 Pisos

Tabla Resumen Cantidades de Obra Estructura 3 Pisos					
Estructura	NIVEL	Elemento	Acero de Refuerzo (kg)	Volumen Hormigón (m3)	
Tres Pisos	1	Columna 1 30x30 cm	1112.92	4.32	
	2		1112.92	4.32	
	Cubierta		1112.92	4.32	
	1	Viga 1 25x30 cm	894.47	9.48	
	2		894.47	9.48	
	Cubierta	Viga 2 25x30 cm	811.37	9.48	
	1	Elemento de Borde 30x20 cm	482.23	1.44	
	2		346.49	1.44	
	Cubierta		346.49	1.44	
	1	Muro	636.81	7.30	
	2		636.81	7.30	
	Cubierta		636.81	7.30	
	TOTAL			9024.74	67.61

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 54. Tabla de Cantidades Sistema Dual - 6 Pisos

Tabla Resumen Cantidades de Obra Estructura 6 Pisos				
Estructura	NIVEL	Elemento	Acero de Refuerzo (kg)	Volumen Hormigón (m3)
Seis Pisos	1		1112.92	4.32

	2	Columna 1 30x30 cm	1112.92	4.32
	3		1112.92	4.32
	4		1112.92	4.32
	5		1112.92	4.32
	Cubierta		1112.92	4.32
	1	Viga 1 25x30 cm	894.47	9.48
	2		894.47	9.48
	3		894.47	9.48
	4		894.47	9.48
	5		894.47	9.48
	Cubierta	Viga 2 25x30 cm	811.37	9.48
	1	Elemento de Borde 40x30 cm	561.99	2.88
	2		561.99	2.88
	3		561.99	2.88
	4		547.19	2.88
	5		547.19	2.88
	Cubierta	547.19	2.88	
	1	Muro	902.86	7.30
	2		902.86	7.30
	3		902.86	7.30
	4		902.86	7.30
	5		902.86	7.30
	Cubierta	902.86	7.30	
TOTAL			20705.96	143.86

Fuente: Elaboración Propia

- **Mampostería Confinada**

Tabla 55. Tabla de Cantidades Estructura 3 Pisos – Mampostería Confinada.

Tabla Resumen Cantidades de Obra Estructura 3 Pisos – Mampostería Confinada					
Estructura	NIVEL	Elemento	Acero de Refuerzo (kg)	Volumen Hormigón (m3)	Área Mampostería (m2)
Tres Pisos	1	Columna 20x20 cm	906.05	8.69	309.80
		Viga 1 15x15 cm			
	2	Columna 1 20x20 cm	906.05	8.69	309.80
		Viga 1 15x15 cm			
	3	Columna 1 20x20 cm	906.05	8.69	309.80
		Viga 1 15x15 cm			

<b>TOTAL</b>	<b>3803.54</b>	<b>26.06</b>	<b>929.39</b>
--------------	----------------	--------------	---------------

Fuente: Elaboración Propia

En la siguiente ilustración 88, se observa una comparación gráfica del acero de refuerzo de diseño para las diferentes tecnologías constructivas en el edificio de 3 pisos, presentando el sistema de pórtico especial a momento el peso más elevado de 11716.53 kg. Además, se identifica que sistema dual contempla un peso intermedio de 9024.74 kg y finalmente el sistema de mampostería confina presenta el menor peso de acero de refuerzo con 3803.54 kg.

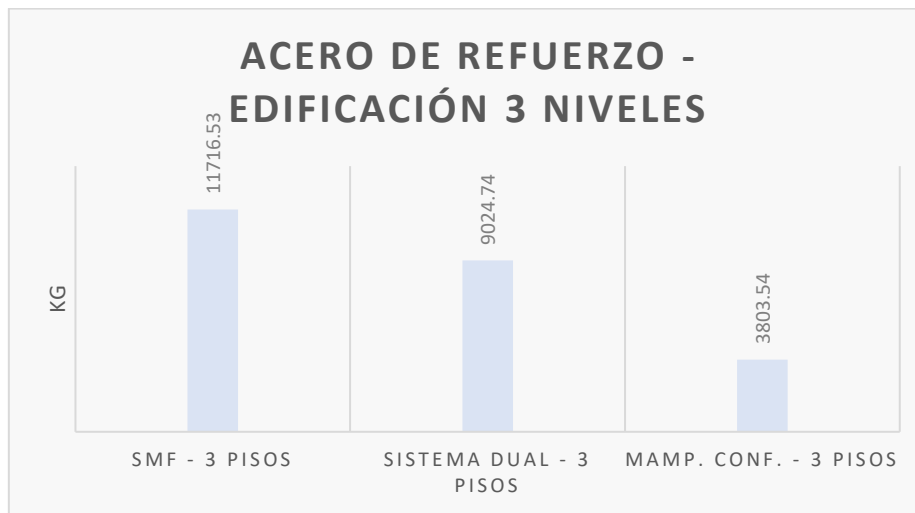


Ilustración 88. Comparación acero de refuerzo – tecnología constructiva 3 niveles.

De igual manera, en la siguiente ilustración 89, se realiza una comparación gráfica del acero de refuerzo de diseño para las diferentes tecnologías constructivas en el edificio de 6 pisos, presentando el sistema de pórtico especial a momento el peso más elevado de 33229.39 kg y el sistema dual presenta un menor peso de acero de refuerzo con 20705.96 kg.

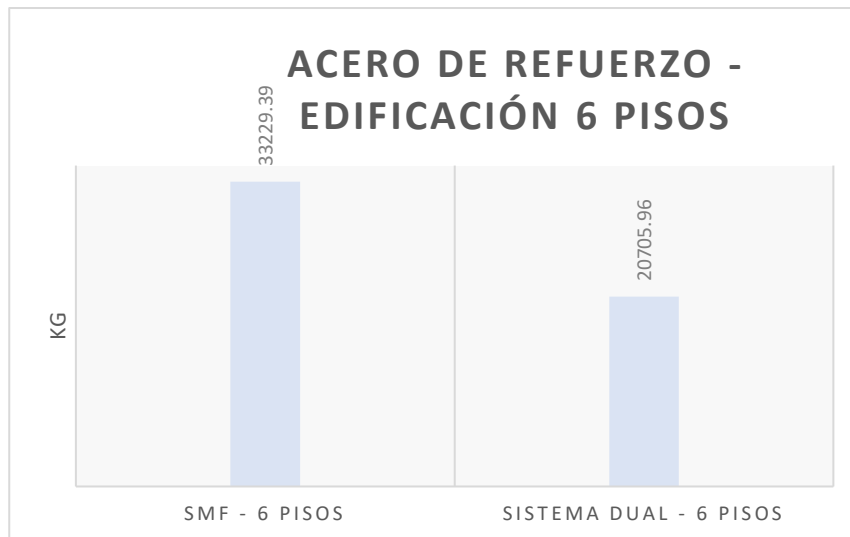


Ilustración 89. Comparación acero de refuerzo – tecnología contractiva 6 niveles.

Por otro lado, en la ilustración 90, se realiza una comparación gráfica de la cantidad volumétrica de hormigón para las diferentes tecnologías constructivas en el edificio de 3 pisos, presentando el sistema dual la mayor cantidad de metros cúbicos (67.61 m<sup>3</sup>), seguido por el sistema de pórticos especiales a momento con un volumen de 62.22 m<sup>3</sup> y el sistema de mampostería con la menor cantidad de hormigón en los tres sistemas de 26.06 m<sup>3</sup>.

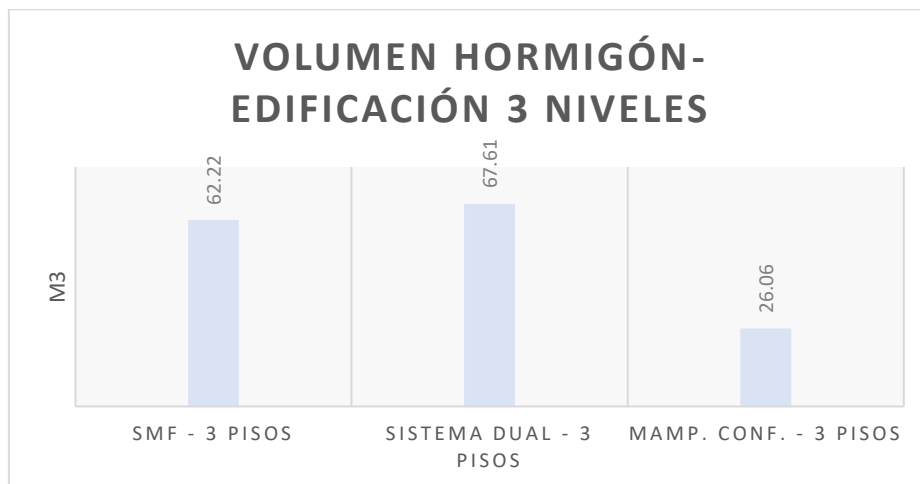


Ilustración 90. Comparación metros cúbicos de hormigón – tecnología contractiva 3 niveles.

De la misma forma, en la ilustración 91, se realiza una comparación gráfica de la cantidad volumétrica de hormigón para las diferentes tecnologías constructivas en el edificio de 6 pisos, presentando el sistema de pórticos especiales a momento el mayor volumen con 160.77 m<sup>3</sup> y el sistema dual con un volumen de 143.86 m<sup>3</sup>.

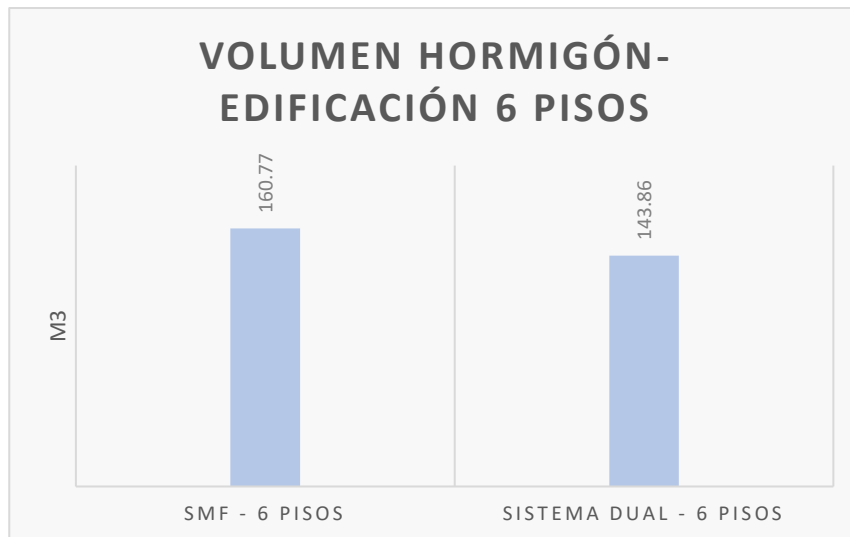


Ilustración 91. Comparación metros cúbicos de hormigón – tecnología contractiva 6 niveles.

Tabla 56. Relación acero-hormigón

Sistema	Elemento	kg/m3
SMF 3 pisos	Columna	229.77
	Viga	156.89
SMF 6 pisos	Columna	249.77
	Viga	154.33
Sistema Dual 3 pisos	Columna	257.62
	Viga	91.43
	Muro	87.28
	Elemento de Borde	272.04
Sistema Dual 6 pisos	Columna	257.62
	Viga	92.89
	Muro	123.75
	Elemento de Borde	192.57
Mampostería Confinada 3 pisos	Columna	115.83
	Viga	167.05

Fuente: Elaboración propia

#### 4.4.1 Comparación de costos de construcción

En la tabla 56, se presenta los costos totales referenciales para cada sistema estructural, empleados para las edificaciones de 6 y 3 niveles.

Tabla 57. Presupuesto Referencial para los diferentes sistemas estructurales analizados.

Costos de Construcción Obra Gris - Sistemas Estructurales							
Sistema		Rubro	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (USD)	Precio Total (USD)	Presupuesto (USD)
Pórticos Especiales a Momento	3 pisos	Hormigón	m3	62.22	254.29	15821.78	34221.32
		Acero de Refuerzo	kg	11716.53	1.57	18399.54	
	6 pisos	Hormigón	m3	160.77	254.29	40881.83	93064.99
		Acero de Refuerzo	kg	33229.38	1.57	52183.16	
Sistema Dual	3 pisos	Hormigón	m3	67.61	254.29	17192.39	31364.77
		Acero de Refuerzo	kg	9024.74	1.57	14172.38	
	6 pisos	Hormigón	m3	143.86	254.29	36581.83	69098.3
		Acero de Refuerzo	kg	20705.96	1.57	32516.47	
Mampostería Confinada	3 pisos	Hormigón	m3	26.06	254.29	6626.74	27051.8
		Acero de Refuerzo	kg	3803.54	1.57	5973.05	
		Mampostería	m2	929.39	15.55	14452.01	

Fuente: Elaboración Propia

En la ilustración 92, se realiza una comparación de costo vs la tecnología estructural utilizada para la edificación de 3 niveles a través de un gráfico de barras, donde se puede observar que la Estructura de Pórticos Especiales a Momento de Hormigón Armado contempla el mayor costo con \$34221.32, seguida por la Estructura Dual con un monto de \$31364.77 y con el menor costo la Estructura Compuesta por Mampostería Confinada con un monto de \$27051.8.

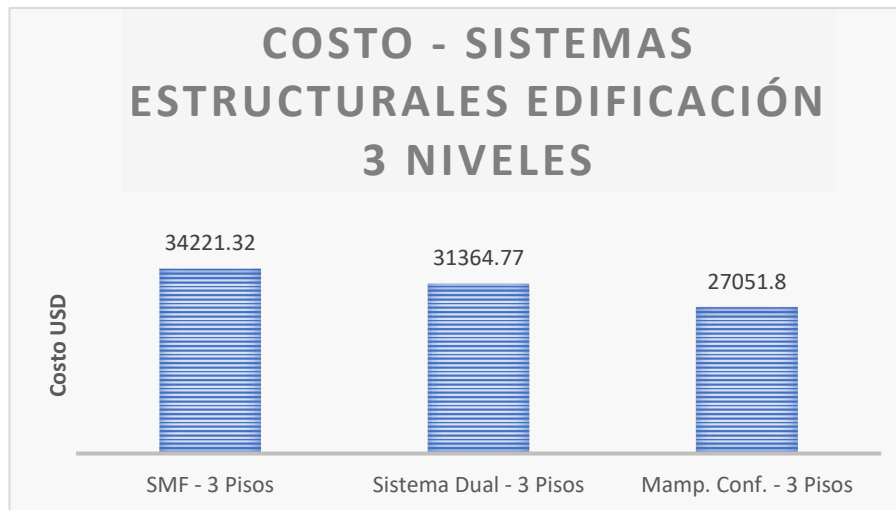


Ilustración 92. Costos- Sistemas Estructurales Edificación 3 Niveles

En la ilustración 93, de igual manera se realiza una comparación de costo vs la tecnología estructural utilizada para la edificación de 6 niveles a través de un gráfico de barras, donde se puede observar que la Estructura de Pórticos Especiales a Momento de Hormigón Armado contempla el mayor costo con \$93064.99 y con un menor costo la Estructura Dual con un monto de \$69098.3.

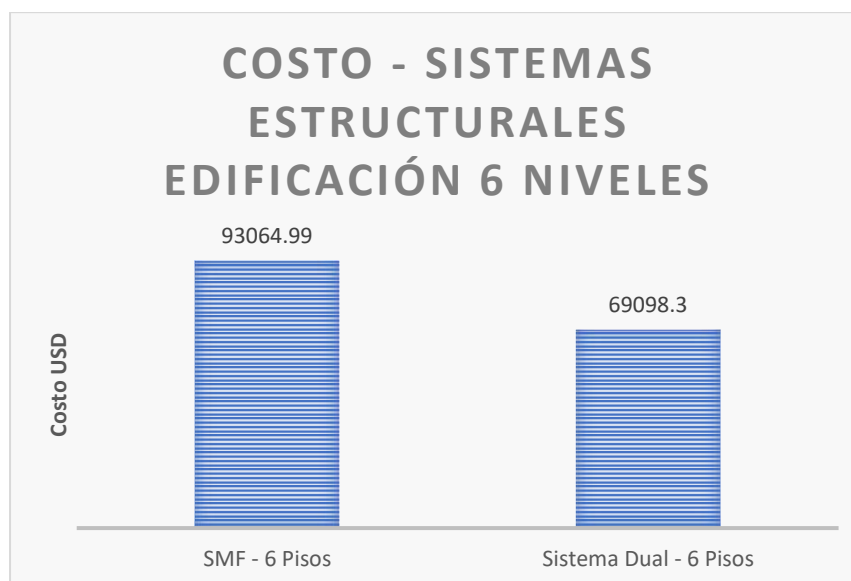


Ilustración 93. Costos- Sistemas Estructurales Edificación 6 Niveles

#### 4.4.2 Costo-beneficio (Seguridad Estructural).

En la tabla 57, se puede observar los desplazamientos máximos para cada sistema estructural evaluado, con su presupuesto respectivo.

Tabla 58. Costos - Derivas Inelásticas de las diferentes Tecnologías Aplicadas.

Costos – Derivas Inelásticas de las diferentes Tecnologías Aplicadas				
Sistema		Desplazamiento Máximo	Deriva Inelástica (%)	Presupuesto (USD)
Pórticos Resistentes a Momento	3 pisos	0.00162	0.97%	34221.32
	6 pisos	0.001894	1.14%	93064.99
Sistema Dual	3 pisos	0.000445	0.17%	31364.77
	6 pisos	0.001416	0.53%	69098.30
Mampostería Confinada	3 pisos	0.000445	0.10%	27051.80

Fuente: Elaboración Propia

En la ilustración 94, se puede determinar que la tecnología de construcción de Mampostería Confinada, representa la mayor seguridad estructural con una deriva inelástica máxima de 0.1%, proporcionando una alta rigidez a la edificación de 3 pisos. Además, esta tecnología representa el menor costo de construcción a comparación de los otros sistemas evaluados, ya que para la construcción de este sistema no necesita mano de obra calificada.

Por otro lado, el sistema con menor seguridad estructural (menor rigidez) y mayor costo de ejecución de obra, es el pórtico especial a momento, proporcionando una deriva inelástica de 0.97% y el sistema estructural con costo medio comparando entre las 3 tecnologías, es el sistema dual, generando una deriva inelástica del 0.17%.

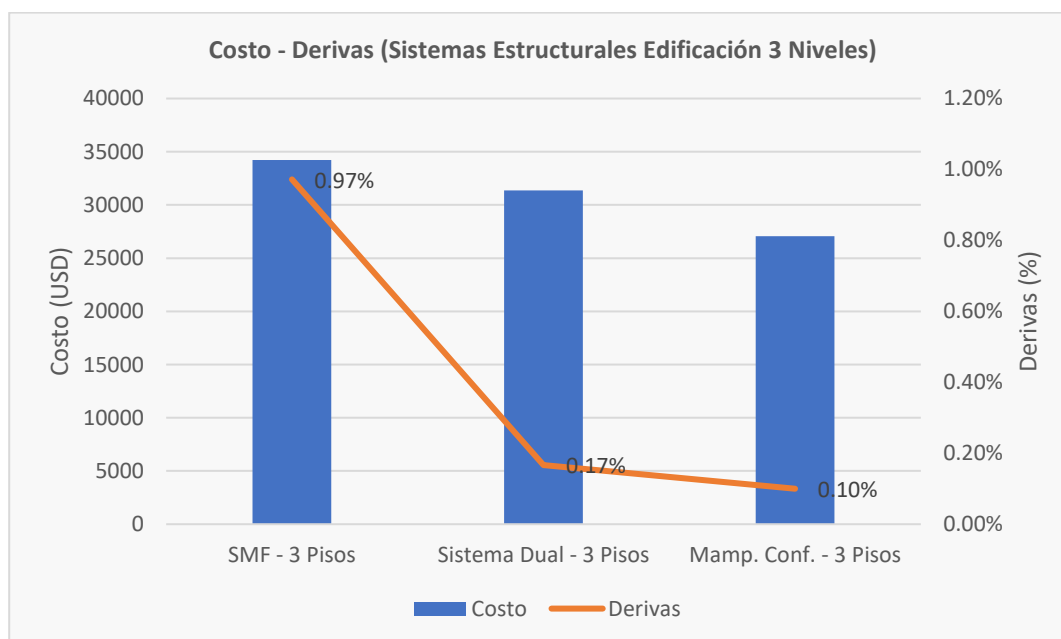


Ilustración 94. Costos- Derivas para las diferentes tecnologías de construcción – Edificio 3 Pisos.

En la ilustración 95, se puede determinar que la tecnología de construcción de Sistema Dual para la edificación de 6 pisos, representa la mayor seguridad estructural con una deriva inelástica máxima de 0.53%, proporcionando una mejor rigidez al sistema. A

demás, esta tecnología representa el menor costo de construcción a comparación del sistema de pórticos especiales a momento.

Por otro lado, el sistema estructural con mayor deriva inelástica (1.14%) para la edificación de 6 pisos, es el pórtico especial a momento, con un costo del 40% más que del sistema dual.

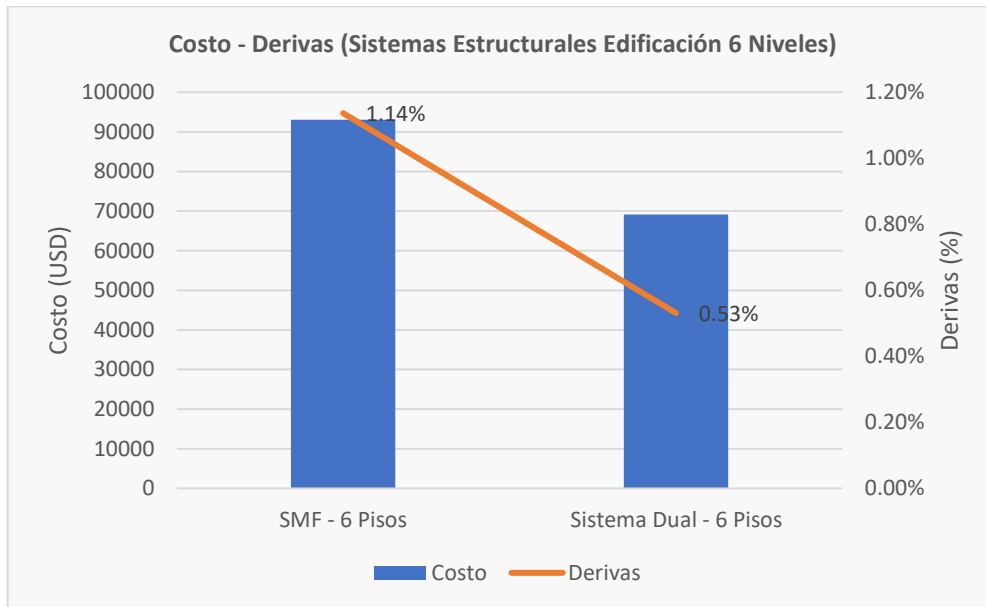


Ilustración 95. Costos- Derivas para las diferentes tecnologías de construcción – Edificio 6 Niveles.

## 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- En un edificio de altura es fundamental el control de desplazamientos, este fenómeno que se produce por fuerzas laterales, se puede evitar o controlar, decidiendo correctamente una configuración estructural con suficiente rigidez y elementos con adecuada ductilidad. De las tres tecnologías analizadas arrojaron resultados para el edificio de 3 pisos que la mampostería confinada con refuerzo horizontal representa el mejor sistema para edificios, cabe indicar que esta comparación se lo realizó desde el punto de vista estructural, debido que este sistema limita la distribución de espacios a nivel arquitectónico, sin embargo, representa la mayor seguridad estructural con una deriva inelástica máxima de 0.1%, proporcionando una alta rigidez y el menor costo de construcción (USD \$ 27051.80). Para las estructuras de 6 niveles, la mejor tecnología constructiva es el sistema dual con muros estructurales, presenta una deriva inelástica máxima de 0.53% proporcionando la mayor seguridad estructural, y el menor costo (USD \$ 69098.30.).
- Las unidades de mampostería no cumplen con los valores mínimos establecidos en la normativa, es por ello que se colocó un refuerzo horizontal ubicado en las juntas de morteros entre hiladas, es decir realizando otro tipo de tecnología llamado mampostería reforzada elevando costos y desviándonos de los objetivos de la tesis y se determinaron los siguientes resultados.
- Los sistemas de pórticos especiales a momento y el sistema dual con muros estructurales para las edificaciones de 3 y 6 niveles resisten satisfactoriamente las cortantes, momentos, axiales, carga sísmicas sin embargo, en el sistema de mampostería confinada, varios muros no cumplen con la resistencia última requerida por fuerza cortante, la solución que se dio fue colocar un refuerzo horizontal en las juntas de morteros entre las hiladas de la mampostería, según nuestro criterio es por esta razón que la NEC limita la construcción de viviendas solo hasta 2 pisos.
- Para edificaciones con niveles mayor a tres pisos, es decir 12 metros, se recomienda implementar la tecnología de muros estructurales con pórticos (sistema dual) debido a que tienen un mejor comportamiento de carga sísmica, cargas laterales ya que los muros son elementos estructurales que aportan mayor rigidez a la estructura y trabajan de mejor forma con los eventos sísmicos, pero sería necesario realizar un análisis no lineal de los elementos estructurales que conforman el sistema dual para poder identificar el desempeño de esta estructura ante un evento sísmico.
- La mampostería confinada no se recomienda que se construya en un edificio de seis pisos, mayor a nueve metros ya que sus columnas y vigas de confinamiento incrementarían debido a los esfuerzos producidos por el sismo inclinándose a hacer un sistema de pórticos resistentes a momento de tal forma si se quiere construir con la tecnología se recomienda de hasta

tres planta siempre y cuando exista una supervisión técnica y control de calidad de los materiales, para poder determinar los lineamientos que cumple y genera esta tecnología.

- Implementar en los laboratorios los equipos necesarios para poder determinar las características físico mecánicas de la mampostería ya que existe locales como del ladrillo tohana para poder determinar con exactitud las propiedades físico mecánicas del material y poder realizar un diseño con datos más aproximados y datos reales que se puedan envolver en este medio.
- Ampliar el análisis de las tecnologías analizadas en especial la de mampostería confinada y el sistema dual en construcciones de hasta 3 pisos optimizando secciones de vigas y columnas, y así, determinar su comportamiento respecto a derivas, rigidez y costo.

## 6. BIBLIOGRAFÍA

- ACI 318-19. (s.f.). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural - Comentario a Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. *American Concrete Institute*.
- ACI. (s.f.). *FATIGA DEL HORMIGON ARMADO*.  
<https://www.concrete.org/hormigon/estructural>.
- ANÁLISIS DE LAS VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LAS TÉCNICAS NO CONVENCIONALES EN LA CONSTRUCCIÓN DE EDIFICACIONES FRENTE A UN EVENTO SÍSMICO. (2015). Quito-Ecuador: Universidad Central del Ecuador, Facultad de Ingeniería, Ciencias Físicas y Matemática, Instituto de Investigación y Posgrado, Quito, Ecuador .
- Bedoya-Ruiz, G. O. (2015). NONLINEAR DYNAMICAL MODEL FOR THE ASSESSMENT OF THE SEISMIC BEHAVIOUR OF FERROCEMENT HOUSES.
- Bravo, D., & Flores, L. (2015). *Análisis estático no lineal de paredes de ladrillo de las casas de Cuenca*. Cuenca: Universidad de Cuenca.
- Construmatica. (2015). *Cuantía para Hormigon Estructural*.  
[https://www.construmatica.com/construpedia/Unidades\\_de\\_Obra\\_y\\_Criterios\\_de\\_Medici%C3%B3n\\_por\\_Cuant%C3%ADa](https://www.construmatica.com/construpedia/Unidades_de_Obra_y_Criterios_de_Medici%C3%B3n_por_Cuant%C3%ADa).
- Crisafulli, F. J. (2018). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero - 5° edición*. Mendoza, Argentina: alacero - Asociacion Latinoamericana del Acero.
- Delgado, X., & Rivera, R. (2020). Diseño de cimentaciones superficiales para viviendas tipo de hasta tres niveles en el barrio Emilio Sarmiento, en funcion de las propiedades geomecanicas del subsuelo. Cuenca, Ecuador.
- Jack C. McCormac - Russell H. (2011). *Diseño de concreto reforzado*. Alfaomega Grupo Editor S.A de C.V -Octava edición: México.
- MP-001. (2017). *NORMA MINIMA DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE MAMPOSTERIA*. Managua: REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCION DE MAMPOSTERIA.
- NEC-SE-DS. (2015). *CARGAS SÍSMICAS DISEÑO SISMO RESISTENTE*. Quito - Ecuador: NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda - CAMICON Camara de la Industria de la Contruccion.
- NEC-SE-HM. (2015). *NEC*.
- NTC . (2020). *NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA CON COMENTARIOS*. México: Gobierno de la Ciudad de México.
- Salazar, J. A. (2019). Metodología de diseño de edificios con muros de corte. Aplicación a zonas sísmicas. .
- Tapia, B., & Arbito, C. (2020). *ANÁLISIS POR DESEMPEÑO SISMICO EN SISTEMAS DE PORTICOS ESPECIALES A MOMENTO (acero) USANDO DIFERENTES TIPOLOGIAS DE CONEXIONES*. Cuenca: Universidad Católica de Cuenca.

## **7. APÉNDICE – ANEXOS**

Los anexos que se presentan a continuación es todo el procedimiento paso a paso y requerimientos que se tomaron a consideración para el diseño de las tres tecnologías constructivas, también se coloca un análisis de precios unitarios de la obra gris de los rubros más significativos.

# ANEXOS

## INDICE

1	EDIFICIO DE 3 PISOS – MAMPOSTERÍA CONFINADA.....	1
1.1	Diseño por capacidad.....	1
1.1.1	Cargas.....	1
1.1.2	Espectro elástico de diseño.....	1
1.1.3	Parámetros de análisis sismorresistente.....	2
1.1.4	Condiciones generales en el análisis estructural. ....	5
1.2	Diseño basado en fuerzas (DBF).....	6
1.2.1	Análisis estático lineal. ....	6
1.2.2	Análisis modal espectral.....	9
1.2.3	Configuración estructural.....	14
1.3	Diseño de elementos.....	18
1.3.1	Longitud mínima y máxima. ....	18
1.3.2	Densidad de muros. ....	19
1.3.3	Revisión de resistencia a la compresión. ....	20
1.3.4	Revisión flexo compresión. ....	22
1.3.5	Revisión cortante.....	23
1.3.6	Control de fisuración.....	27
1.3.7	Verificación de la resistencia al corte del sistema estructural.....	30
1.3.8	Diseño de vigas de confinamiento. ....	31
1.3.9	Diseño de columnas de confinamiento.....	32
2	EDIFICIO DE 3 Y 6 PISOS – PORTICOS ESPECIALES A MOMENTO (SMF).....	34
2.1	Diseño por capacidad.....	34
2.1.1	Cargas.....	34
2.1.2	Espectro elástico de diseño.....	35
2.1.3	Parámetros de análisis sismorresistente.....	35
2.1.4	Consideraciones generales en el análisis estructural.....	36
2.2	Diseño basado en fuerzas (DBF).....	37
2.2.1	Análisis estático lineal. ....	37
2.2.2	Análisis modal espectral.....	43
2.2.3	Configuración estructural.....	51
2.3	Diseño de elementos.....	56
2.3.1	Dimensiones y recubrimiento para las vigas (SMF). ....	56
2.3.2	Longitud del vano.....	56

2.3.3	Revisiones de límites dimensionales.....	57
2.3.4	Diseño del refuerzo longitudinal.....	58
2.3.5	Diseño refuerzo transversal.....	64
2.3.6	Dimensiones y recubrimiento para las columnas (SMF).....	71
2.3.7	Disposición del acero longitudinal.....	72
2.3.8	Verificación de cuantía.....	75
2.3.9	Nodo de análisis.....	76
2.3.10	Solicitaciones actuantes provenientes del análisis ETABS.....	77
2.3.11	Revisión a flexo-compresión (diagrama de interacción con método directo)....	79
2.3.12	Momento máximo probable.....	94
2.3.13	Acero transversal de refuerzo.....	99
3	EDIFICIO DE 3 Y 6 PISOS – MUROS A CORTE (SISTEMA DUAL).....	105
3.1	Diseño por capacidad.....	105
3.1.1	Cargas.....	105
3.1.2	Espectro elástico de diseño.....	106
3.1.3	Parámetros de análisis sismorresistente.....	107
3.1.4	Condiciones generales en el análisis estructural.....	108
3.2	Diseño basado en fuerzas (DBF).....	108
3.2.1	Análisis estático lineal.....	108
3.2.2	Análisis modal espectral.....	115
3.2.3	Configuración estructural.....	122
3.3	Diseño de elementos.....	125
3.3.1	Datos geométricos.....	125
3.3.2	Datos de cargas.....	126
3.3.3	Verificación del comportamiento del muro.....	126
3.3.4	Numero de capas de refuerzo a colocar.....	127
3.3.5	Cuantía mínima del acero longitudinal.....	127
3.3.6	Descripción del acero longitudinal a utilizar.....	128
3.3.7	Diseño por flexo-compresión.....	129
3.3.8	Determinación del cortante por capacidad.....	138
3.3.9	Evaluación de requerimientos de elementos especiales de borde.....	144
3.3.10	Geometría de los elementos de borde.....	149
3.3.11	Método simplificado $T = C$ , para el análisis en los elementos de borde.....	150
3.3.12	Refuerzo transversal del elemento de borde.....	154
3.3.13	Revisión de confinamiento para el acero transversal en el elemento de borde.	

3.3.14	Confinamiento en la zona extrema del muro cuando no se requieren elementos de borde.	159
3.3.15	Revisión de confinamiento para el acero transversal cuando no se requiere elementos de borde.	162
3.3.16	Requerimiento de ganchos de amarre.	165
3.3.17	Método simplificado para la determinación de la resistencia a flexión del muro con acero uniformemente distribuido.	166
3.3.18	Método simplificado para la determinación de la resistencia a flexión del muro con elementos de borde.	169
3.3.19	Diseño de vigas para pórtico ordinario a momento (OMF).	171
3.3.20	Dimensiones y recubrimiento para las vigas.	172
3.3.21	Longitud del vano.	172
3.3.22	Revisiones de límites dimensionales.	172
3.3.23	Diseño del refuerzo longitudinal.	172
3.3.24	Diseño refuerzo transversal.	179
3.3.25	Diseño de columnas para pórtico ordinario a momento (OMF).	183
3.3.26	Dimensiones y recubrimiento para las columnas.	183
3.3.27	Disposición del acero longitudinal.	183
3.3.28	Verificación de cuantía.	184
3.3.29	Nodo de análisis.	185
3.3.30	Solicitaciones actuantes provenientes del análisis ETABS.	186
3.3.31	Revisión a flexo-compresión (diagrama de interacción con método directo).	187
3.3.32	Momento máximo probable.	190
3.3.33	Acero transversal de refuerzo.	191
4	ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS	195

## INDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Peso de elementos estructurales - MC	1
Tabla 2.	Resumen de cargas - MC	1
Tabla 3.	Parámetros del espectro de diseño - MC	2
Tabla 4.	Factor para sismo severo -MC	3
Tabla 5.	Solicitaciones máximas provenientes del Sismo Severo y Sismo Moderado para la mampostería en el sentido X	4
Tabla 6.	Solicitaciones máximas provenientes del Sismo Severo y Sismo Moderado para la mampostería en el sentido Y	5
Tabla 7.	Parámetros para la determinación del periodo fundamental de vibración - MC	6
Tabla 8.	Calculo manual de la distribución de fuerzas sísmicas laterales - MC	8

Tabla 9.	Periodos de vibración del sistema - MC .....	9
Tabla 10.	Límites del periodo de vibración - MC .....	10
Tabla 11.	Participación acumulada de la masa - MC .....	10
Tabla 12.	Participación modal de la masa - MC.....	12
Tabla 13.	Derivas máximas - MC.....	14
Tabla 14.	Revisión de la longitud mínima y máxima de la mampostería confinada en Sentido "X" 18	
Tabla 15.	Revisión de la longitud mínima y máxima de la mampostería confinada en Sentido "Y" 18	
Tabla 16.	Área de mampostería confinada en el sentido X .....	19
Tabla 17.	Área de mampostería confinada en el sentido Y .....	19
Tabla 18.	Verificación de la densidad de la mampostería confinada en el sentido X .....	20
Tabla 19.	Verificación de la densidad de la mampostería confinada en el sentido Y.....	20
Tabla 20.	Resumen revisión resistencia a la compresión de los muros en sentido "X". .....	20
Tabla 21.	Resumen revisión resistencia a la compresión de los muros en sentido "Y". .....	21
Tabla 22.	Resumen revisión resistencia a la flexo-compresión de los muros en sentido "X".	22
Tabla 23.	Resumen revisión resistencia a la flexo-compresión de los muros en sentido "Y".	23
Tabla 24.	Resumen revisión resistencia al cortante de los muros en sentido "X". .....	25
Tabla 25.	Resumen revisión resistencia al cortante de los muros en sentido "Y" .....	26
Tabla 26.	Resumen revisión resistencia al cortante del acero horizontal en sentido "X" .....	27
Tabla 27.	Resumen revisión resistencia al cortante del acero horizontal en sentido "Y" .....	27
Tabla 28.	Control de fisuración para la mampostería confinada en el sentido X.....	28
Tabla 29.	Control de fisuración para la mampostería confinada en el sentido Y .....	29
Tabla 30.	Verificación de la resistencia al corte del edificio de la mampostería confinada en dirección X	30
Tabla 31.	Verificación de Resistencia al Corte del Edificio en la mampostería confinada para el Sentido Y	30
Tabla 32.	Sección transversal y armado de la viga de confinamiento para la mampostería confinada	31
Tabla 33.	Peso de elementos estructurales 3 pisos - SMF.....	34
Tabla 34.	Peso de elementos estructurales 6 pisos - SMF.....	34
Tabla 35.	Resumen de cargas 3 pisos - SMF .....	34
Tabla 36.	Resumen de cargas 6 pisos - SMF .....	35
Tabla 37.	Espectro de Diseño - SMF.....	35
Tabla 38.	Factor para sismo - SMF .....	36
Tabla 39.	Coeficientes para la determinación del periodo fundamental de vibración - SMF	37
Tabla 40.	Calculo manual de la distribución de fuerzas sísmicas laterales - SMF.....	39

Tabla 41.	Calculo manual de la distribución de fuerzas sísmicas laterales – 6P - SMF.....	43
Tabla 42.	Periodos de vibración – 3P - SMF.....	44
Tabla 43.	Límites del periodo de vibración 3P - SMF.....	44
Tabla 44.	Participación acumulada de la masa 3P - SMF.....	45
Tabla 45.	Participación modal de la masa 3P - SMF .....	47
Tabla 46.	Periodos de vibración – 6P - SMF.....	48
Tabla 47.	Límites del periodo de vibración 6P- SMF.....	48
Tabla 48.	Participación acumulada de la masa – 6P - SMF .....	49
Tabla 49.	Participación modal de la masa – 6P - SMF.....	51
Tabla 50.	Dimensiones y recubrimientos de las vigas .....	56
Tabla 51.	Luz libre para el análisis de las vigas SMF .....	56
Tabla 52.	Revisiones de límites dimensionales de la sección de las vigas SMF .....	57
Tabla 53.	Acero longitudinal requerido en las vigas SMF .....	62
Tabla 54.	Armado longitudinal en las vigas SMF .....	63
Tabla 55.	Cortante gravitacional actuante en las vigas SMF .....	64
Tabla 56.	Cortante por capacidad de las vigas SMF.....	66
Tabla 57.	Cortante máximo probable de las vigas SMF .....	67
Tabla 58.	Cortantes actuantes en las vigas SMF .....	68
Tabla 59.	Cortantes de diseño en las vigas SMF .....	68
Tabla 60.	Condición A - Relación entre la cortante inducida por el sismo y la cortante de diseño en las vigas SMF.....	69
Tabla 61.	Condición Caso B para la revisión la resistencia por corte del concreto .....	69
Tabla 62.	Condición de aplicación o depreciación de la resistencia del concreto en las vigas SMF	70
Tabla 63.	Disposición del acero transversal en la zona de confinamiento en las vigas SMF..	70
Tabla 64.	Espaciamiento definitivo del refuerzo transversal.....	71
Tabla 65.	Disposición del acero transversal fuera de la zona de confinamiento en las vigas SMF	71
Tabla 66.	Dimensiones y recubrimientos de las columnas (SMF).....	71
Tabla 67.	Verificación del acero de refuerzo longitudinal .....	76
Tabla 68.	Acero de refuerzo de las vigas que actúan en el nodo de análisis.....	77
Tabla 69.	Solicitaciones máximas actuantes en el nodo de análisis .....	79
Tabla 70.	Análisis a compresión de las fuerzas internas de la columna SMF .....	81
Tabla 71.	Análisis a compresión de las fuerzas internas de la columna SMF .....	81
Tabla 72.	Profundidad del eje neutro en la sección de la columna SMF .....	82
Tabla 73.	Momento y Fuerza Axial resistente bajo diferentes profundidades del eje neutro para las columnas.....	83

Tabla 74.	Sumatoria de momentos nominales en vigas SMF .....	89
Tabla 75.	Sumatoria critica de momento nominales en vigas SMF .....	90
Tabla 76.	Sumatoria de momentos nominales en columnas.....	93
Tabla 77.	Verificación columna fuerte – viga débil.....	93
Tabla 78.	Momento máximo probable en el nodo para el análisis de las columnas SFM.....	97
Tabla 79.	Sumatoria critica de momento máximo probable en el nodo para el análisis de las columnas SFM .....	97
Tabla 80.	Cortante de diseño para las columnas SMF .....	99
Tabla 81.	Resistencia del concreto de las columnas SFM.....	100
Tabla 82.	Acero de refuerzo transversal colocado en ambas direcciones en las columnas SMF	100
Tabla 83.	Verificación de la separación máxima no confinada en las columnas SFM .....	101
Tabla 84.	Separación del refuerzo transversal en las columnas SMF .....	102
Tabla 85.	Longitud de confinamiento en las columnas SMF .....	103
Tabla 86.	Separación de estribos para zona con y sin solape del refuerzo transversal para las columnas SMF .....	103
Tabla 87.	Refuerzo transversal para columnas.....	104
Tabla 88.	Acero de confinamiento requerido en ambas direcciones en las columnas SFM	104
Tabla 89.	Verificación del acero transversal de confinamiento colocado en las columnas SMF	105
Tabla 90.	Peso de elementos estructurales 3 pisos - Muros .....	105
Tabla 91.	Peso de elementos estructurales 6 pisos - Muros .....	106
Tabla 92.	Resumen de cargas 3 pisos - Muros.....	106
Tabla 93.	Resumen de cargas 6 pisos - Muros.....	106
Tabla 94.	Espectro de Diseño.....	107
Tabla 95.	Factor para sismo - Muros.....	107
Tabla 96.	Coeficientes para la determinación del periodo fundamental de vibración – 3P - Muros	108
Tabla 97.	Calculo manual de la distribución de fuerzas sísmicas laterales – 3P -Muros .....	111
Tabla 98.	Calculo manual de la distribución de fuerzas sísmicas laterales - 6P - Muros.....	114
Tabla 99.	Periodos de vibración – 3P - Muros .....	115
Tabla 100.	Límites del periodo de vibración – 3P - Muros.....	115
Tabla 101.	Participación acumulada de la masa – 3P – Muros.....	116
Tabla 102.	Participación modal de la masa – 3P - Muros .....	118
Tabla 103.	Periodos de vibración – 6P - Muros .....	118
Tabla 104.	Límites del periodo de vibración – 6P - Muros.....	119
Tabla 105.	Participación acumulada de la masa – 6P - Muros .....	119

Tabla 106.	Participación modal de la masa - 6P - Muros.....	122
Tabla 107.	Espesor mínimo del muro .....	125
Tabla 108.	Geometría de la sección del muro estructural.....	126
Tabla 109.	Solicitaciones actuantes en los diferentes muros estructurales de cada nivel de piso	126
Tabla 110.	Comportamiento de los sistemas de muro estructural .....	126
Tabla 111.	Factor de modificación $\lambda$ .....	127
Tabla 112.	Capas de acero de refuerzo a utilizar en los sistemas de muro estructural .....	127
Tabla 113.	Refuerzo mínimo para muros en el plano del muro .....	127
Tabla 114.	Armado longitudinal del muro estructural .....	128
Tabla 115.	Verificación del armado longitudinal del muro estructural .....	129
Tabla 116.	Distancia de separaciones de barras longitudinales medidas desde la primera barra de refuerzo para los sistemas de muro estructural.....	130
Tabla 117.	Profundidad del eje neutro para falla balanceada en los sistemas de muros estructurales	130
Tabla 118.	Deformaciones en cada barra de refuerzo para los sistemas de muros estructurales	132
Tabla 119.	Esfuerzos actuantes en las barras de refuerzo para los sistemas de muro estructural	133
Tabla 120.	Carga y momento nominal para los sistemas de muro estructural .....	134
Tabla 121.	Carga axial y momento de diseño para los sistemas de muro estructural .....	136
Tabla 122.	Compresión máxima resistente para los sistemas de muro estructural.....	137
Tabla 123.	Esfuerzos en cada barra de refuerzo para los sistemas de muro estructural...	139
Tabla 124.	Carga axial y momento de diseño para los sistemas de muro estructural .....	140
Tabla 125.	Resumen de los momentos máximos probables de los sistemas de muro estructural	142
Tabla 126.	Cortante máxima probable en los sistemas de muro estructural.....	142
Tabla 127.	Verificación del armado por cortante de los sistemas de muro estructural ....	143
Tabla 128.	Demanda/Capacidad de los sistemas de muro estructurales.....	144
Tabla 129.	Límite para la deriva del muro para los sistemas de muro estructural .....	146
Tabla 130.	Profundidades del eje neutro para requerimiento de elementos de borde ....	147
Tabla 131.	Requerimiento de elementos de borde para el nivel 0 en los sistemas de muro estructural	148
Tabla 132.	Requerimiento de elementos de borde para los demás niveles de piso en los sistemas de muro estructural .....	148
Tabla 133.	Nivel en que se puede discontinuar el elemento de borde para los sistemas de muro estructural .....	148

Tabla 134.	Longitud seleccionada del elemento de borde para los sistemas de muro estructural	150
Tabla 135.	Espesor seleccionado del elemento de borde para los sistemas de muro estructural	150
Tabla 136.	Carga axial a tracción y compresión en el elemento de borde .....	151
Tabla 137.	Acero longitudinal requerido en elementos de borde para los sistemas de muro estructural	152
Tabla 138.	Demanda/Capacidad del armado de los elementos de borde para los sistemas de muro estructural .....	153
Tabla 139.	Verificación de la cuantía longitudinal en elementos de borde para los sistemas de muros estructurales .....	153
Tabla 140.	Armado transversal del elemento de borde para los sistemas de muro estructural	154
Tabla 141.	Verificación del espaciamiento máximo de las barras longitudinales en los elementos de borde .....	155
Tabla 142.	Espaciamiento seleccionado para el refuerzo transversal en los elementos de borde	155
Tabla 143.	Área confinada del elemento de borde para los sistemas de muro estructural	156
Tabla 144.	Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento	157
Tabla 145.	Límite del refuerzo transversal por confinamiento del elemento de borde para los muros estructurales.....	157
Tabla 146.	Verificación de cuantía de acero transversal de confinamiento en elementos de borde	158
Tabla 147.	Solicitaciones en donde ya no se requiere elementos de borde .....	159
Tabla 148.	Acero requerido por las fuerzas actuantes en los elementos cuando no se requieren elementos de borde .....	160
Tabla 149.	Verificaciones del armado en los elementos cuando no se requieren elementos de borde	161
Tabla 150.	Requerimiento de confinamiento cuando no se requiere elementos de borde en los muros estructurales.....	162
Tabla 151.	Armado longitudinal cuando no se requiere elementos de borde.....	163
Tabla 152.	Separación de barras longitudinales cuando no se requiere elementos de borde	164
Tabla 153.	Separación del refuerzo transversal cuando no se requiere elementos de borde	165
Tabla 154.	Requerimiento de ganchos en elementos de borde.....	165
Tabla 155.	Fuerza axial y momento de diseño.....	166
Tabla 156.	Cuantías actuantes en el muro estructural .....	167

Tabla 157.	Momento resistente nominal determinado a través del método simplificado	168
Tabla 158.	Demanda/Capacidad del muro estructural.....	169
Tabla 159.	Fuerza de tracción del acero y de fuerza a compresión del hormigón para elementos de borde determinados mediante el método simplificado .....	170
Tabla 160.	Demanda/Capacidad del elemento de borde para muros estructurales .....	171
Tabla 161.	Dimensiones y recubrimientos de las vigas (OMF) .....	172
Tabla 162.	Luz libre para el análisis de las vigas OMF.....	172
Tabla 163.	Revisiones de límites dimensionales de la sección de las vigas OMF .....	172
Tabla 164.	Acero longitudinal requerido en las vigas OMF .....	176
Tabla 165.	Armado longitudinal en las vigas OMF.....	177
Tabla 166.	Cortante gravitacional actuante en las vigas OMF.....	179
Tabla 167.	Cortante por capacidad en las vigas OMF.....	179
Tabla 168.	Cortante máximo probable de las vigas OMF .....	180
Tabla 169.	Cortantes actuantes en las vigas OMF .....	181
Tabla 170.	Cortantes de diseño en las vigas OMF .....	181
Tabla 171.	Condición A - Relación entre la cortante inducida por el sismo y la cortante de diseño en las vigas OMF.....	182
Tabla 172.	Condición Caso B para la revisión la resistencia por corte del concreto .....	182
Tabla 173.	Condición de aplicación o depreciación de la resistencia del concreto en las vigas OMF	182
Tabla 174.	Disposición del acero transversal en la zona de confinamiento en las vigas OMF	182
Tabla 175.	Espaciamiento definitivo del refuerzo transversal.....	183
Tabla 176.	Disposición del acero transversal fuera de la zona de confinamiento en las vigas OMF	183
Tabla 177.	Dimensiones y recubrimientos de las columnas (OMF).....	183
Tabla 178.	Verificación del acero de refuerzo longitudinal .....	184
Tabla 179.	Acero de refuerzo de las vigas que actúan en el nodo de análisis.....	185
Tabla 180.	Solicitaciones máximas actuantes en el nodo de análisis .....	187
Tabla 181.	Análisis a compresión de las fuerzas internas de la columna OMF .....	187
Tabla 182.	Análisis a compresión de las fuerzas internas de la columna OMF .....	188
Tabla 183.	Profundidad del eje neutro en la sección de la columna OMF .....	188
Tabla 184.	Momento y Fuerza Axial resistente bajo diferentes profundidades del eje neutro para las columnas OMF .....	188
Tabla 185.	Momento máximo probable en el nodo ara el análisis de las columnas OFM .	190
Tabla 186.	Sumatoria critica de momento máximo probable en el nodo ara el análisis de las columnas OFM .....	190
Tabla 187.	Cortante de diseño para las columnas OMF .....	191

Tabla 188.	Resistencia del concreto de las columnas OFM .....	191
Tabla 189.	Acero de refuerzo transversal colocado en ambas direcciones en las columnas OMF	192
Tabla 190.	Verificación de la separación máxima no confinada en las columnas OFM .....	192
Tabla 191.	Separación del refuerzo transversal en las columnas OMF .....	193
Tabla 192.	Longitud de confinamiento en las columnas OMF.....	193
Tabla 193.	Separación de estribos para zona con y sin solape del refuerzo transversal para las columnas OMF .....	193
Tabla 194.	Tabla. Refuerzo transversal para columnas .....	194
Tabla 195.	Acero de confinamiento requerido en ambas direcciones en las columnas OFM	194
Tabla 196.	Verificación del acero transversal de confinamiento colocado en las columnas OMF	194

## INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1.	Espectro de diseño y espectro para Sismo Severo.....	2
Ilustración 2.	Espectro de diseño y espectro para Sismo Moderado.....	2
Ilustración 3.	Cortante basal, Dirección X – Edificación 3 Pisos -MC .....	7
Ilustración 4.	Distribución Fuerzas Laterales Sísmicas, sentido X – Edificación 3 Pisos - MC .	9
Ilustración 5.	Modos de vibración - MC .....	12
Ilustración 6.	Cortante dinámica en sentido X - MC .....	13
Ilustración 7.	Cortante dinámica en sentido Y - MC.....	13
Ilustración 8.	Representación estructural Piso 1 a 2 - MC .....	14
Ilustración 9.	Representación estructural Piso 3 - MC.....	15
Ilustración 10.	Vista frontal del sistema estructural Eje 1 y 4 - MC .....	15
Ilustración 11.	Vista frontal del sistema estructural Eje 2 y 3 - MC .....	16
Ilustración 12.	Vista lateral del sistema estructural Eje A y F -MC.....	16
Ilustración 13.	Vista lateral del sistema estructural Eje B, C, E, F - MC.....	17
Ilustración 14.	Vista lateral del sistema estructural Eje D - MC.....	17
Ilustración 15.	Espaciamiento mínimo del refuerzo transversal, columna de confinamiento.	33
Ilustración 16.	Espectro de diseño elástico - SMF.....	35
Ilustración 17.	Cortante Basal, Dirección X – 3P - SMF.....	38
Ilustración 18.	Distribución Fuerzas Laterales Sísmicas, sentido X – 3P - SMF Fuente: ETABS40	
Ilustración 19.	Cortante Basal, Dirección X – 6P - SMF Fuente: ETABS.....	42

Ilustración 20.	Distribución Fuerzas Laterales Sísmicas, sentido X – 6P - SMF Fuente: ETABS43	
Ilustración 21.	Modos de vibración 3P - SMF.....	47
Ilustración 22.	Modos de vibración – 6P - SMF.....	50
Ilustración 23.	Representación estructural Piso 1 a 2 – 3P - SMF.....	52
Ilustración 24.	Representación estructural Piso 3 – 3P - SMF .....	52
Ilustración 25.	Vista frontal del sistema estructural 3P - SMF.....	53
Ilustración 26.	Vista lateral del sistema estructural – 3P - SMF.....	53
Ilustración 27.	Representación estructural Piso 1 a 5 – 6P - SMF.....	54
Ilustración 28.	Representación estructural Piso 6 – 6P -SMF .....	54
Ilustración 29.	Vista frontal del sistema estructura – 6P - SMF.....	55
Ilustración 30.	Vista lateral del sistema estructural – 6P - SMF.....	55
Ilustración 31.	Representación de la longitud del vano de las vigas.....	56
Ilustración 32.	Límite dimensional de la luz libre de las vigas .....	57
Ilustración 33.	Limite dimensional del ancho de la viga .....	57
Ilustración 34.	Momentos actuantes bajo cargas gravitacionales del sistema de 3 pisos.....	58
Ilustración 35.	Momentos actuantes para la viga 1 del sistema de 3 pisos.....	58
Ilustración 36.	Fuente: Elaboración Propia .....	58
Ilustración 37.	Momentos actuantes para la viga 2del sistema de 3 pisos.....	59
	Fuente: Elaboración Propia .....	59
Ilustración 38.	Momentos actuantes bajo cargas gravitacionales del sistema de 6 pisos.....	59
Ilustración 39.	Momentos actuantes para la viga 1 del sistema de 6 pisos.....	60
Ilustración 40.	Fuente: Elaboración Propia .....	60
Ilustración 41.	Momentos actuantes para la viga 2 del sistema de 6 pisos.....	60
Ilustración 42.	Fuente: Elaboración Propia .....	60
Ilustración 43.	Armado longitudinal viga 1 SMF del sistema de 3 pisos .....	63
	Fuente: Elaboración Propia .....	63
Ilustración 44.	Armado longitudinal viga 1 SMF del sistema de 6 pisos .....	64
	Fuente: Elaboración Propia .....	64
Ilustración 45.	Momentos probables de la viga en sentido antihorario.....	65
Ilustración 46.	Momentos probables de la viga en sentido horario .....	65
Ilustración 47.	Análisis del cortante máximo probable de la viga analizado en el sentido antihorario	66
Ilustración 48.	Análisis del cortante máximo probable de la viga analizado en el sentido horario	67
Ilustración 49.	Localización de las cortantes actuantes máximas en las vigas SMF en el sistema de 3 pisos .....	67

Ilustración 50.	Localización de las cortantes actuantes máximas en las vigas SMF en el sistema de 6 pisos .....	68
Ilustración 51.	Armado de refuerzo de la columna (SMF) del sistema de 3 Pisos .....	73
Ilustración 52.	Armado de refuerzo de la columna (SMF) del sistema de 3 Pisos .....	73
Ilustración 53.	Armado de refuerzo de la columna (SMF) del sistema de 3 Pisos .....	74
Ilustración 54.	Armado de refuerzo de la columna (SMF) del sistema de 6 Pisos .....	74
Ilustración 55.	Armado de refuerzo de la columna (SMF) del sistema de 6 Pisos .....	75
Ilustración 56.	Armado de refuerzo de la columna (SMF) del sistema de 6 Pisos .....	75
Ilustración 57.	Nodos de análisis para el sistema SMF de 3 pisos .....	76
Ilustración 58.	Nodos de análisis para el sistema SMF de 6 pisos .....	77
Ilustración 59.	Momentos actuantes en el sistema de 3 pisos (ton x m) .....	78
Ilustración 60.	Axiales actuantes en el sistema de 3 pisos (ton).....	78
Ilustración 61.	Axiales actuantes en el sistema de 6 pisos (ton).....	79
Ilustración 62.	Momentos actuantes en el sistema de 6 pisos (ton x m) .....	79
Ilustración 63.	Deformación y esfuerzos actuantes del acero y del concreto .....	80
Ilustración 64.	Esquematación para la determinación del eje neutro en la sección de concreto armado	82
Ilustración 65.	Variación del factor de resistencia con la deformación .....	83
Ilustración 66.	Diagrama de interacción de una columna a flexo-compresión uniaxial .....	85
Ilustración 67.	Diagrama de interacción de una columna a flexo-compresión uniaxial .....	85
Ilustración 68.	Diagrama de interacción de una columna a flexo-compresión uniaxial .....	86
Ilustración 69.	Diagrama de interacción de una columna a flexo-compresión uniaxial .....	86
Ilustración 70.	Diagrama de interacción de una columna a flexo-compresión uniaxial .....	87
Ilustración 71.	Diagrama de interacción de una columna a flexo-compresión uniaxial .....	87
Ilustración 72.	Momentos nominales en vigas .....	88
Ilustración 73.	Representación para la determinación de resistencia nominal a flexión en vigas	88
Ilustración 74.	Representación para la determinación de resistencia nominal a flexión en columnas	88
Ilustración 75.	Momentos nominales en vigas en sentido antihorario .....	89
Ilustración 76.	Momentos nominales en vigas en sentido antihorario .....	89
Ilustración 77.	Diagrama de interacción de la columna del sistema de 3 pisos .....	90
Ilustración 78.	Diagrama de interacción de la columna del sistema de 3 pisos .....	91
Ilustración 79.	Diagrama de interacción de la columna del sistema de 3 pisos .....	91
Ilustración 80.	Diagrama de interacción de la columna del sistema de 6 pisos .....	92
Ilustración 81.	Diagrama de interacción de la columna del sistema de 6 pisos .....	92
Ilustración 82.	Diagrama de interacción de la columna del sistema de 6 pisos .....	93

Ilustración 83.	Resistencia máxima probable a flexión en columnas .....	94
Ilustración 84.	Momentos máximos probables de las vigas en sentido antihorario .....	95
Ilustración 85.	Momentos máximos probables de las vigas en sentido horario.....	95
Ilustración 86.	Representación para la determinación de fuerzas del concreto armado.....	95
Ilustración 87.	Momentos máximos probables de las vigas en sentido antihorario en el nodo 96	
Ilustración 88.	Momentos máximos probables de las vigas en sentido horario en el nodo ..	96
Ilustración 89.	Cortante en la columna SMF del sistema de 3 pisos.....	98
Ilustración 90.	Cortante en la columna SMF del sistema de 6 pisos.....	98
Ilustración 91.	Representación del refuerzo transversal de las columnas SMF.....	100
Ilustración 92.	Representación de la longitud de confinamiento en las columnas .....	102
Ilustración 93.	Espectro de diseño elástico – Muro Estructural, $T_r = 475$ años Fuente: Elaboración Propia .....	107
Ilustración 94.	Cortante Basal, Dirección X – 3P - Muros.....	110
Ilustración 95.	Distribución Fuerzas Laterales Sísmicas, sentido X – Edificación 3 Pisos - Muros Fuente: Etabs .....	111
Ilustración 96.	Cortante Basal, Dirección X – 6P – Muros.....	113
Ilustración 97.	Distribución Fuerzas Laterales Sísmicas, sentido X – 6p - Muros.....	114
Ilustración 98.	Modos de vibración – 3P - Muros .....	117
Ilustración 99.	Modos de vibración – 6P - Muros .....	121
Ilustración 100.	Representación estructural Piso 1 a 2 - Muros .....	122
Ilustración 101.	Representación estructural Piso 3 - Muros.....	123
Ilustración 102.	Representación estructural Piso 1 a 5 - Muros .....	123
Ilustración 103.	Representación estructural Piso 6 - Muros.....	123
Ilustración 104.	Vista 1 del sistema estructural .....	124
Ilustración 105.	Vista 2 y 3 del sistema estructural .....	124
Ilustración 106.	Altura útil de la sección del muro.....	125
Ilustración 107.	Acero longitudinal y transversal para el armado del muro estructural ....	128
Ilustración 108.	Representación de la separación entre barras longitudinales para el muro estructural	130
Ilustración 109.	Deformaciones actuantes en los sistemas de muro estructural.....	132
Ilustración 110.	Representación de las fuerzas actuantes en las barras de refuerzo de los sistemas de muro estructural Fuente: Elaboración Propia.....	133
Ilustración 111.	Diagrama de iteración del armado del sistema de 3 pisos para el muro estructural	137
Ilustración 112.	Diagrama de iteración del armado del sistema de 6 pisos para el muro estructural	138

Ilustración 113.	Determinación del momento máximo probable para el sistema de 3 pisos de muro estructural .....	141
Ilustración 114.	Determinación del momento máximo probable para el sistema de 6 pisos de muro estructural .....	141
Ilustración 115.	Diagrama de momento del muro estructural .....	142
Ilustración 116.	Desplazamientos máximos en sentido "X" para el sistema de 3 pisos del muro estructural	145
Ilustración 117.	Desplazamientos máximos en sentido "Y" para el sistema de 3 pisos del muro estructural	145
Ilustración 118.	Desplazamientos máximos en sentido "X" para el sistema de 6 pisos del muro estructural	145
Ilustración 119.	Desplazamientos máximos en sentido "Y" para el sistema de 6 pisos del muro estructural	145
Ilustración 120.	Esfuerzo de compresión para los sistemas de muro estructural .....	147
Ilustración 121.	Longitud de elemento de borde para los sistemas de muro estructural..	149
Ilustración 122.	Fuerzas internas actuantes de los elementos de borde .....	151
Ilustración 123.	Armado transversal del elemento de borde .....	154
	para el sistema de 3 pisos .....	154
Ilustración 124.	Armado transversal del elemento de borde .....	154
	para el sistema de 3 pisos .....	154
Ilustración 125.	Confinamiento en elementos de borde .....	156
Ilustración 126.	Fuerzas internas actuantes en los elementos del muro estructural .....	159
Ilustración 127.	Armado de confinamiento en elementos no se requiere elementos de borde del sistema de 3 pisos.....	162
Ilustración 128.	Armado de confinamiento en elementos no se requiere elementos de borde del sistema de 6 pisos.....	162
Ilustración 129.	Separación entre barras longitudinales para confinamiento.....	163
Ilustración 130.	Representación de elementos de borde con y sin ganchos de amarre ....	165
Ilustración 131.	Representación de método simplificado para la determinación de la resistencia a flexión del muro con acero uniformemente distribuido.....	166
Ilustración 132.	Ideología de cálculo en la determinación de la resistencia a flexión del muro con elementos de borde mediante el método simplificado .....	170
Ilustración 133.	Momentos actuantes bajo cargas gravitacionales del sistema de 3 pisos	173
Ilustración 134.	Momentos actuantes para la viga 1 del sistema de 3 pisos.....	173
	Fuente: Elaboración Propia .....	173
Ilustración 135.	Momentos actuantes para la viga 2 del sistema de 3 pisos.....	174
	Fuente: Elaboración Propia .....	174
Ilustración 136.	Momentos actuantes bajo cargas gravitacionales del sistema de 6 pisos	174

Ilustración 137.	Momentos actuantes para la viga 1 del sistema de 6 pisos.....	175
Fuente:	Elaboración Propia .....	175
Ilustración 138.	Momentos actuantes para la viga 2 del sistema de 6 pisos.....	175
Fuente:	Elaboración Propia .....	175
Armado longitudinal viga 1 OMF del sistema de 3 pisos. ....		177
Fuente:	Elaboración Propia .....	177
Ilustración 139.	Armado longitudinal viga 1 OMF del sistema de 6 pisos .....	178
Fuente:	Elaboración Propia .....	178
Ilustración 140.	Armado longitudinal viga 2 OMF del sistema de 3 pisos .....	178
Ilustración 141.	Fuente: Elaboración Propia .....	178
Ilustración 142.	Armado longitudinal viga 2 OMF del sistema de 6 pisos .....	179
Fuente:	Elaboración Propia .....	179
Ilustración 143.	Localización de las cortantes actuantes máximas en las vigas OMF en el sistema de 3 pisos	180
Ilustración 144.	Localización de las cortantes actuantes máximas en las vigas OMF en el sistema de 6 pisos	181
Ilustración 145.	Armado de refuerzo de la columna (OMF) del sistema de 3 y 6 Pisos.....	184
Ilustración 146.	Nodo de análisis para el sistema OMF de 3 pisos .....	185
Ilustración 147.	Nodo de análisis para el sistema OMF de 6 pisos .....	185
Ilustración 148.	Momentos actuantes en el sistema de 3 pisos (ton x m).....	186
Ilustración 149.	Axiales actuantes en el sistema de 3 pisos (ton).....	186
Ilustración 150.	Axiales actuantes en el sistema de 6 pisos (ton).....	187
Ilustración 151.	Momentos actuantes en el sistema de 6 pisos (ton x m).....	187
Ilustración 152.	Diagrama de interacción de una columna a flexo-compresión uniaxial para la columna OMF del sistema de 3 pisos.....	189
Ilustración 153.	Diagrama de interacción de una columna a flexo-compresión uniaxial para la columna OMF del sistema de 6 pisos.....	189
Ilustración 154.	Cortante resultante de la envolvente de carga en la columna OMF del sistema de 3 pisos	190
Ilustración 155.	Cortante resultante de la envolvente de carga en la columna OMF del sistema de 6 pisos	191
Ilustración 156.	Representación del refuerzo transversal de las columnas OMF.....	192

# 1 EDIFICIO DE 3 PISOS – MAMPOSTERÍA CONFINADA

## 1.1 Diseño por capacidad.

### 1.1.1 Cargas.

- *Peso de elementos estructurales.*

Se toma el peso de los elementos estructurales como vigas, columnas y losa, estos valores fueron obtenidos del software Etabs.

Tabla 1. *Peso de elementos estructurales - MC*

Story	Load Case/Combo	Location	Peso (ton/m2)
Story3	Dead	Bottom	0.115
Story2	Dead	Bottom	0.55
Story1	Dead	Bottom	0.55

Fuente: *Elaboración propia*

- *Resumen de cargas.*

Las siguientes cargas están sumadas con las cargas muertas y vivas que se mencionó en el marco teórico.

Tabla 2. *Resumen de cargas - MC*

Tipo de carga	Nivel	Carga (ton/m2)
Sumatoria de Carga Muerta	Piso 1	1.063
	Piso 2	1.063
	Cubierta	0.445
Sumatoria de Carga Viva	Piso 1 al Piso 2	0.200
	Cubierta	0.070

Fuente: *Elaboración propia*

### 1.1.2 Espectro elástico de diseño.

- Factor usado en el espectro de diseño elástico y en las tres tecnologías constructivas, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto ( $r$ ).

$$r = 1.00 \rightarrow \text{Todos los suelos excepto tipo E}$$

- Resumen espectro elástico de diseño.

Tabla 3. Parámetros del espectro de diseño - MC

Z	<b>0,25</b>
I	1
Tipo de suelo	D
Tr	475 años
chi	5%
Fa	1,40
Fd	1,45
Fs	1,06
n	2,48
R	3
Sa (meseta)	0,81
Ta	0,
To	0,09
Tc	0,51
r	1,00
Sa(Ta)	0,554

Fuente: Elaboración propia

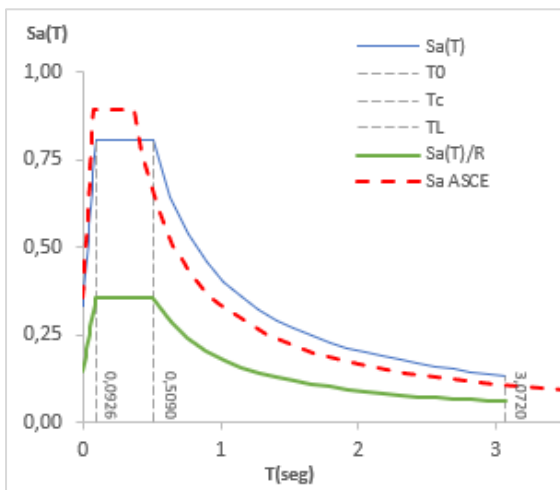


Ilustración 1. Espectro de diseño y espectro para Sismo Severo  
Fuente: Elaboración Propia

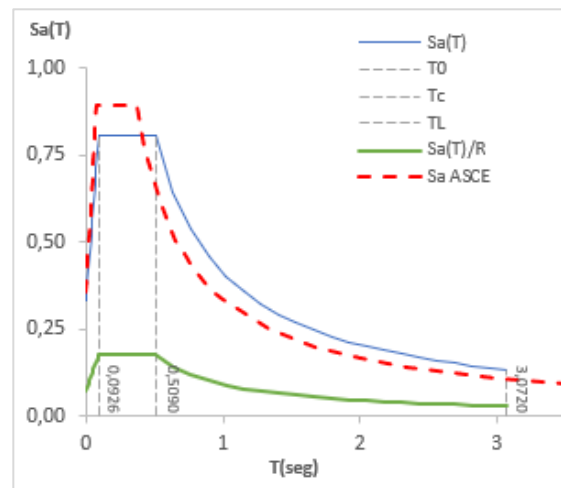


Ilustración 2. Espectro de diseño y espectro para Sismo Moderado  
Fuente: Elaboración Propia

### 1.1.3 Parámetros de análisis sismorresistente.

- Factor de modificación de respuesta (R).

El factor de modificación de respuesta R se tomó de la NEC-SE-DS, para mampostería confinada. Además, se debe escoger dos factores de respuesta sísmica, un factor para sismo severo y otro para sismo moderado.

- Sismo Severo.

Es aquel que se diseña sismorresistente con un coeficiente de reducción sísmica R de 3.

Tabla 4. Factor para sismo severo -MC

<b>Muros estructurales portantes</b>	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: NEC-SE-DS

$$R_0 = 3.00$$

Corrigiendo efectos de regularidad geométrica del edificio y redundancia del mismo:

$$R = \phi_e \phi_p R_0$$

$$R = 1.00 * 1.00 * 1.00 * 3.00$$

$$R = 3.00$$

- $\phi_e =$  Irregularidad en altura.

Como en cada medida de entrepiso es el mismo (3 metros) no existe irregularidad en altura, por ende  $\phi_e = 1.00$ .

- $\phi_p =$  Irregularidad en planta.

Debido a que el sistema estructural en planta es la misma en todos los pisos, la irregularidad en planta es  $\phi_p = 1.00$ .

- Sismo Moderado:

Es aquel que proporciona fuerzas de inercia equivalentes a la mitad de los valores producidos por el sismo severo, es decir  $R = 6$

$$R_0 = 6.00$$

Corrigiendo efectos de regularidad geométrica del edificio y redundancia del mismo:

$$R = \phi_e \phi_p R_0$$

$$R = 1.00 * 1.00 * 1.00 * 6.00$$

$$R = 6.00$$

- $\phi_e =$  Irregularidad en altura.

Como en cada medida de entrepiso es el mismo (3 metros) no existe irregularidad en altura, por ende  $\phi_e = 1.00$ .

- $\phi_p =$  Irregularidad en planta.

Debido a que el sistema estructural en planta es la misma en todos los pisos, la irregularidad en planta es  $\phi_p = 1.00$ .

- Solicitaciones del sistema estructural, análisis sismo severo y sismo moderado.

El diseño de muros se establece para que cubra todo su rango de comportamiento, desde la etapa elástica hasta su probable incursión en el rango inelástico, proveyendo suficiente ductilidad y control de la degradación de resistencia y rigidez.

El diseño está orientado en consecuencia, a proteger a la estructura contra daños ante eventos sísmicos frecuentes (Sismo Moderado) y a proveer la necesaria resistencia para soportar el “Sismo Severo”, conduciendo el tipo de falla y limitando la degradación de resistencia y rigidez con el propósito de limitar el nivel de daños en los muros, de manera que estos sean económicamente reparables mediante procedimientos sencillos.

- **Sismo Severo:** Es aquel que se diseña sismorresistente con un coeficiente de reducción sísmica R de 3. (Norma E-070)
- **Sismo Moderado:** Es aquel que se diseña sismorresistente con un coeficiente de reducción sísmica R de 6. (Norma E-070)

*Tabla 5. Solicitaciones máximas provenientes del Sismo Severo y Sismo Moderado para la mampostería en el sentido X*

<b>Solicitaciones Actuantes - Sentido X</b>					
<b>Pier</b>	<b>Caso de Carga</b>	<b>Sismo Severo R = 3</b>		<b>Sismo Moderado R = 6</b>	
		<b>V2</b>	<b>M3</b>	<b>V2</b>	<b>M3</b>
		<b>tonf</b>	<b>tonf-m</b>	<b>tonf</b>	<b>tonf-m</b>
MCX-1	ENVOLVENTE	3.98	8.36	1.99	4.18
MCX-2	ENVOLVENTE	5.40	10.81	2.70	5.41
MCX-3	ENVOLVENTE	5.61	11.01	2.80	5.50
MCX-4	ENVOLVENTE	4.04	8.42	2.02	4.21
MCX-5	ENVOLVENTE	5.73	10.05	2.87	5.03
MCX-6	ENVOLVENTE	5.33	9.62	2.66	4.81
MCX-7	ENVOLVENTE	5.96	11.16	2.98	5.58
MCX-8	ENVOLVENTE	7.42	12.55	3.71	6.28
MCX-9	ENVOLVENTE	7.70	12.81	3.85	6.40
MCX-10	ENVOLVENTE	6.40	11.58	3.20	5.79
MCX-11	ENVOLVENTE	4.67	8.91	2.33	4.46
MCX-12	ENVOLVENTE	5.06	9.32	2.53	4.66
MCX-13	ENVOLVENTE	5.89	10.14	2.94	5.07
MCX-14	ENVOLVENTE	5.34	9.56	2.67	4.78
MCX-15	ENVOLVENTE	5.85	10.94	2.93	5.47
MCX-16	ENVOLVENTE	7.28	12.31	3.64	6.16
MCX-17	ENVOLVENTE	7.56	12.57	3.78	6.29
MCX-18	ENVOLVENTE	6.29	11.36	3.14	5.68
MCX-19	ENVOLVENTE	4.71	8.91	2.35	4.45
MCX-20	ENVOLVENTE	5.21	9.41	2.60	4.70
MCX-21	ENVOLVENTE	3.66	7.57	1.83	3.78
MCX-22	ENVOLVENTE	4.87	9.72	2.43	4.86
MCX-23	ENVOLVENTE	5.06	9.90	2.53	4.95
MCX-24	ENVOLVENTE	3.72	7.62	1.86	3.81

Fuente: ETABS

Tabla 6. Solicitaciones máximas provenientes del Sismo Severo y Sismo Moderado para la mampostería en el sentido Y

Solicitaciones Actuantes - Sentido Y					
Pier	Caso de Carga	Sismo Severo R = 3		Sismo Moderado R = 6	
		V2	M3	V2	M3
		tonf	tonf-m	tonf	tonf-m
MCX-1	ENVOLVENTE	5.28	10.10	2.64	5.05
MCX-2	ENVOLVENTE	5.61	10.36	2.81	5.18
MCX-3	ENVOLVENTE	5.70	10.43	2.85	5.22
MCX-4	ENVOLVENTE	4.96	9.83	2.48	4.92
MCX-5	ENVOLVENTE	5.31	10.62	2.65	5.31
MCX-6	ENVOLVENTE	3.98	9.51	1.99	4.75
MCX-7	ENVOLVENTE	4.67	10.37	2.34	5.18
MCX-8	ENVOLVENTE	3.67	9.52	1.83	4.76
MCX-9	ENVOLVENTE	8.60	14.16	4.30	7.08
MCX-10	ENVOLVENTE	8.04	13.70	4.02	6.85
MCX-11	ENVOLVENTE	8.30	13.91	4.15	6.96
MCX-12	ENVOLVENTE	7.68	13.40	3.84	6.70
MCX-13	ENVOLVENTE	5.31	12.00	2.65	6.00
MCX-14	ENVOLVENTE	4.30	11.15	2.15	5.58
MCX-15	ENVOLVENTE	6.24	13.04	3.12	6.52
MCX-16	ENVOLVENTE	4.91	11.93	2.45	5.96
MCX-17	ENVOLVENTE	7.52	14.60	3.76	7.30
MCX-18	ENVOLVENTE	8.15	15.10	4.07	7.55
MCX-19	ENVOLVENTE	8.03	15.01	4.02	7.50
MCX-20	ENVOLVENTE	7.14	14.29	3.57	7.15

Fuente: ETABS

#### 1.1.4 Condiciones generales en el análisis estructural.

- Inercia de las secciones agrietadas.

#### Estructuras de hormigón armado

En este caso, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera:

- 0.5  $I_g$  para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable)
- 0.8  $I_g$  para columnas

## 1.2 Diseño basado en fuerzas (DBF).

### 1.2.1 Análisis estático lineal.

- Periodo fundamental de vibración ( $T_a$ ).

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

$$T_a = 0.055 * (9)^{0.75} = 0.285 \text{ s}$$

- $h_T$  = Altura máxima de la edificación
- $C_t$  = Coeficiente que depende del tipo de edificio

Tabla 7. Parámetros para la determinación del periodo fundamental de vibración - MC

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

Fuente: NEC-SE-DS

- Carga sísmica reactiva ( $W_i$ ).

$$W_i = (\text{Peso muerto total}) * (\text{Area}_{\text{piso}})$$

$$\text{Piso}_1 \rightarrow W_1 = \left(1.063 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) * (204.12 \text{ m}^2) = 217 \text{ ton}$$

$$\text{Piso}_2 \rightarrow W_2 = \left(1.063 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) * (204.12 \text{ m}^2) = 217 \text{ ton}$$

$$\text{Piso}_3 \rightarrow W_3 = \left(0.446 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) * (207.36 \text{ m}^2) = 92.18 \text{ ton}$$

$$W_{\text{total}} = \sum W_i = 526 \text{ ton}$$

- Coeficiente sísmico.

$$C_s = \frac{I_e * S_a(T_a)}{R}$$

$$C_s = \frac{1 * 0.806}{3} = 0.268 = 26.87 \%$$

- Cortante basal estático en la base.

$$V_x = V_y = C_s * W_{total}$$

$$V_x = V_y = 0.268 * 526 \text{ ton}$$

$$V_x = V_y = 141.36 \text{ ton}$$

Como se observa, la cortante basal calculada manualmente mediante el análisis estático lineal, sus valores coinciden con los valores obtenidos de la basal mediante el software Etabs.

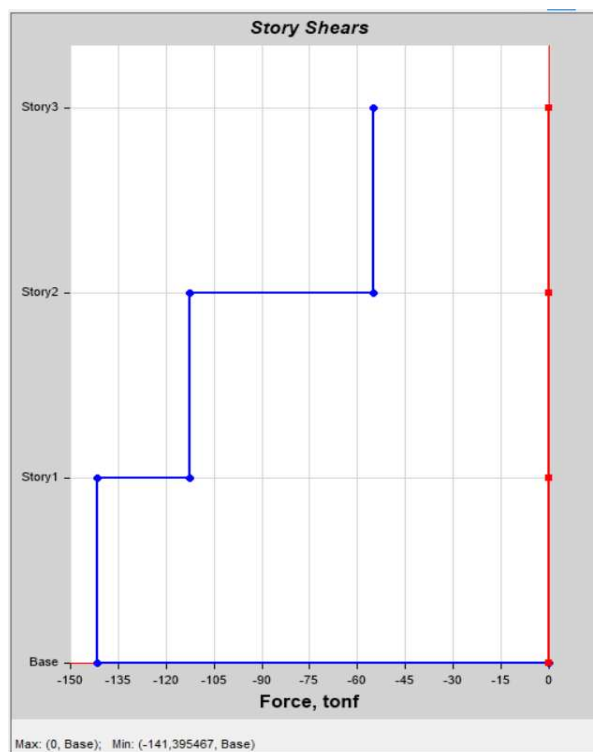


Ilustración 3. Cortante basal, Dirección X – Edificación 3 Pisos -MC  
Fuente: Etabs

- Determinación del factor k.

El coeficiente k distribuye las cargas laterales en proporción a las rigideces de los pisos.

$$k = 0.75 + 0.5T_a$$

Pero cuando el periodo fundamental de vibración es menor a 0.50 s el coeficiente k toma el siguiente valor.

$$k = 1.00$$

- Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales (Fx).

Esta distribución debe coincidir con el análisis modal dinámico, teniendo una variación de máximo 10%.

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_i^n W_i h_i^k} V$$

- V = Cortante total en la base de la estructura
- $W_x$  = Peso asignado al piso "x" de la estructura
- $W_i$  = Peso asignado al piso "i" de la estructura
- n = Numero de pisos de la estructura

Tabla 8. Cálculo manual de la distribución de fuerzas sísmicas laterales - MC

PISO	Nivel (m)	Area (m2)	hx (m)	Peso muerto	Wi (ton)	$W_x h_x^k$ (ton*m)	Fx (ton)	Vx (ton)
<b>PISO 0</b>	Nv. + 00.00	207,36	0	0	0	0	0	141
<b>PISO 1</b>	Nv. + 03.00	204,12	3	1,0631	217,000	651	33	141
<b>PISO 2</b>	Nv. + 06.00	204,12	6	1,0631	217,000	1302	57	108
<b>PISO 3</b>	Nv. + 09.00	207,36	9	0,44456	92,185	830	42	42
<b>TOTAL</b>					526	2783	141	

Fuente: Elaboración propia

Como se observa, el cálculo manual de la distribución de las fuerzas sísmicas laterales (Fx) determinadas en cada nivel de cada piso, coinciden con las fuerzas laterales obtenidas mediante el software Etabs.

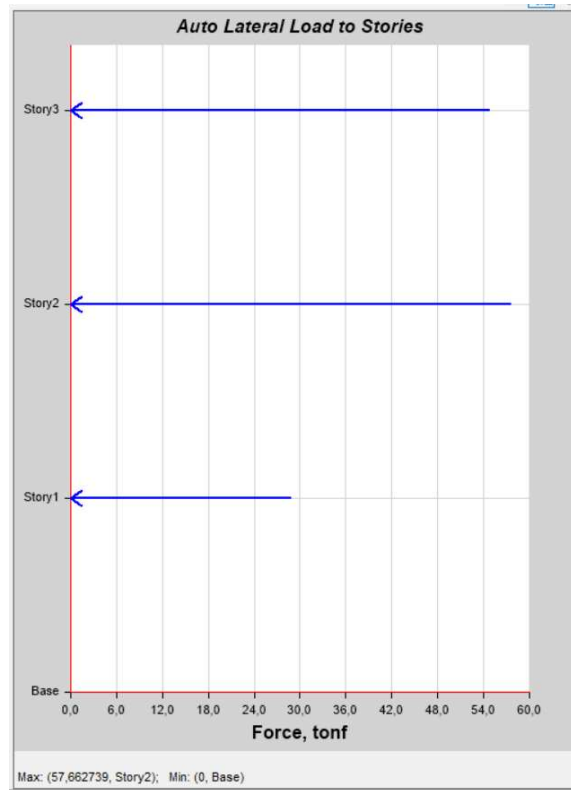


Ilustración 4. Distribución Fuerzas Laterales Sísmicas, sentido X – Edificación 3 Pisos - MC  
Fuente: Etabs

### 1.2.2 Análisis modal espectral.

- Periodos de vibración.

El modo de vibración 1 es el sentido “X” y el modo 2 es en el sentido “Y”, sus periodos son similares debido a que los componentes estructurales están distribuidos de tal manera que el sistema tiene una similar rigidez en ambas direcciones.

Tabla 9. Periodos de vibración del sistema - MC

Case	Mode	Period
		sec
Modal	1	0.176
Modal	2	0.17
Modal	3	0.164
Modal	4	0.06
Modal	5	0.058
Modal	6	0.055
Modal	7	0.039
Modal	8	0.037
Modal	9	0.035

Fuente: Etabs

De acuerdo a la NEC los periodos de vibración determinados por el análisis modal no deben ser mayor que el 130% del periodo fundamental de vibración calculado, como se

observa a continuación el periodo modal de la estructura “X” y “Y” cumple con dicha condición, cabe recalcar que se debe recalcar el coeficiente sísmico y el coeficiente k.

Tabla 10. Límites del periodo de vibración - MC

Modo de vibración	Periodo (s)	Coficiente K	Sa (Ta)	Coficiente Sísmico (Cs)
Ta	0,285	1,00	0,806	0,269
T Modal X	0,112	1,00	0,806	0,269
T Modal Y	0,111	1,00	0,806	0,269
T max	0,37	1,00	0,806	0,269

Fuente: Etabs

- Participación acumulada de la masa.

La NEC-SE-DS define que, del total de modos de vibración de la estructura, solo se consideren en el análisis dinámico los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura.

Tabla 11. Participación acumulada de la masa - MC

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0,176	0	0,8459	0	0	0,8459
Modal	2	0,17	0,8522	0	0	0,8522	0,8459
Modal	3	0,164	0	0,0015	0	0,8522	0,8474
Modal	4	0,06	0	0,1364	0	0,8522	0,9838
Modal	5	0,058	0,1337	0	0	0,9859	0,9838
Modal	6	0,055	0	3,387E-05	0	0,9859	0,9838
Modal	7	0,039	0	0,0139	0	0,9859	0,9977
Modal	8	0,037	0,014	0	0	0,9999	0,9977
Modal	9	0,035	0	0	0	0,9999	0,9977

Fuente: Etabs

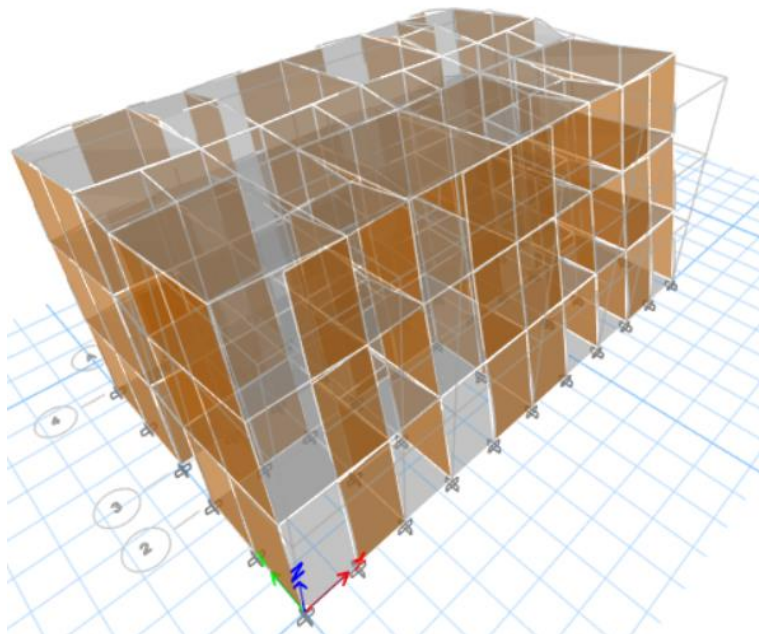
Como se puede observar el 90% del total de masa acumulado está sucediendo en el modo de vibración 5.

- Numero de modos de vibración.

Los grados de libertad por cada nivel de piso son tres, siendo dos traslacionales el eje “X” y “Y” y el tercio es en sentido rotacional con respecto al eje “Z”.

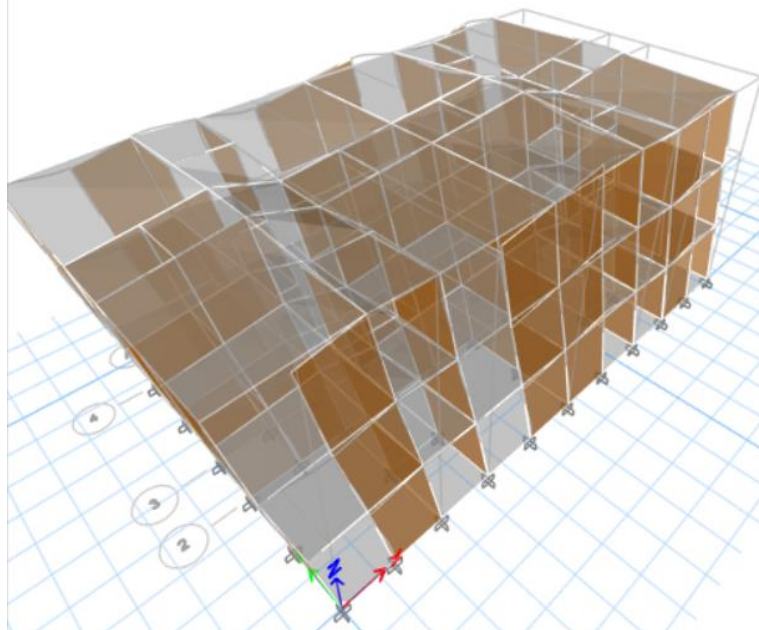
$$Modos_{vibracion} = 3 * Numero_{pisos} = 3 * 3 = 9$$

3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 0,175620681377116

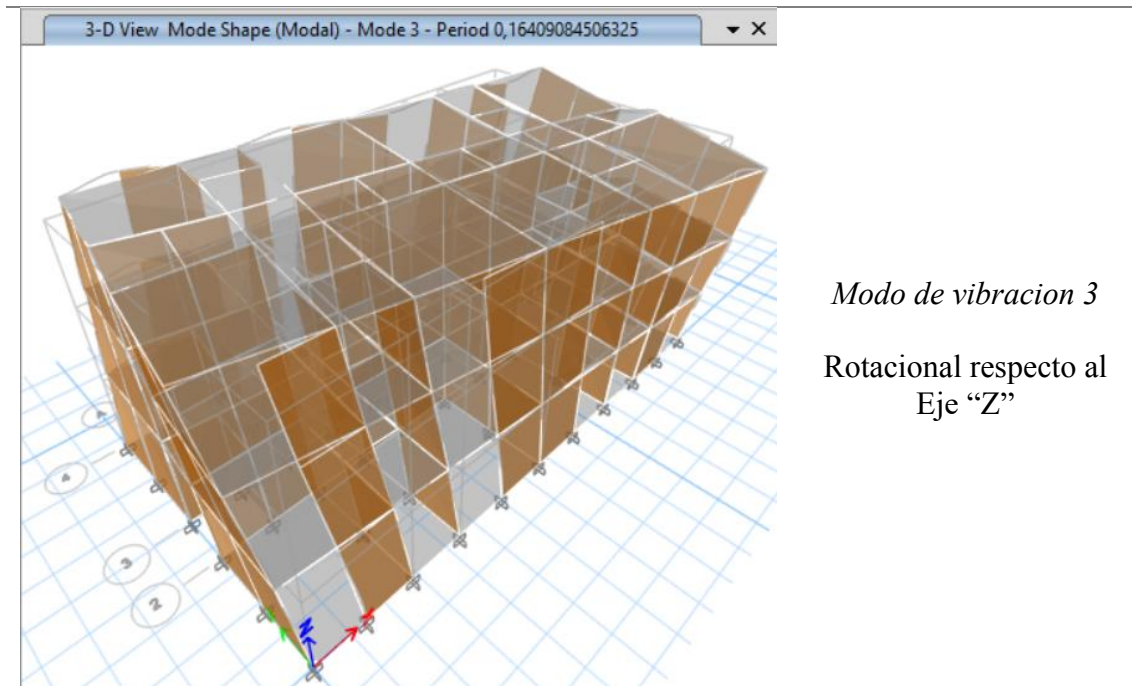


*Modo de vibracion 1*  
Traslacional al sentido  
Eje "Y"

3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 2 - Period 0,170101143226397



*Modo de vibracion 2*  
Traslacional al sentido  
Eje "X"



Modo de vibración 3

Rotacional respecto al Eje "Z"

Ilustración 5. Modos de vibración - MC  
Fuente: Etabs

Del análisis modal se puede observar que, en los tres modos fundamentales de la estructura, las masas se mueven en las direcciones "X" e "Y", predominando la disipación de energía en modos traslacionales, verificando que la estructura no es sensible a efectos torsionales, debido a su regularidad geométrica en planta y altura.

- Torsión en Planta.

Se recomienda que los efectos torsionales en los dos primeros modos de vibración fundamentales, sean < 30%, asegurando el desplazamiento de la estructura en los periodos fundamentales de la estructura. El tercer modo es totalmente torsional.

Tabla 12. Participación modal de la masa - MC

Case	Mode	Periodo sec	PARTICIPACIÓN MODAL DE MASAS											TORSIÓN	
			TRASLACIÓN						ROTACIÓN						
			UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY		Sum RZ
Modal	1	0,176	0	0,8459	0	0	0,8459	0	0,6012	0	0,0014	0,6012	0	0,0014	0,17%
Modal	2	0,17	0,8522	0	0	0,8522	0,8459	0	0	0,5959	0	0,6012	0,5959	0,0014	0%
Modal	3	0,164	0	0,0015	0	0,8522	0,8474	0	0,0013	0	0,837	0,6025	0,5959	0,8383	
Modal	4	0,06	0	0,1364	0	0,8522	0,9838	0	0,3763	0	3,88E-05	0,9789	0,5959	0,8384	
Modal	5	0,058	0,1337	0	0	0,9859	0,9838	0	0	0,3865	0	0,9789	0,9824	0,8384	
Modal	6	0,055	0	3,39E-05	0	0,9859	0,9838	0	0,0001	0	0,1457	0,979	0,9824	0,9841	
Modal	7	0,039	0	0,0139	0	0,9859	0,9977	0	0,0172	0	2,01E-06	0,9961	0,9824	0,9841	
Modal	8	0,037	0,014	0	0	0,9999	0,9977	0	0	0,0172	0	0,9961	0,9995	0,9841	
Modal	9	0,035	0	0	0	0,9999	0,9977	0	9,95E-07	0	0,0155	0,9961	0,9995	0,9996	

Fuente: Etabs

Como se puede observar, en los dos primeros modos de vibración los efectos de torsión son nulos, con lo que se puede afirmar que la estructura en su tercer modo es completamente rotacional y además se puede decir que está cumpliendo el efecto torsional ya que cumple con el requerimiento que los efectos en los dos primeros modos sean menores al 30%.

- Ajuste del cortante basal dinámico.

El cortante basal dinámico fue obtenido mediante un análisis modal con el software Etabs, tanto para el sentido “X” como “Y”.

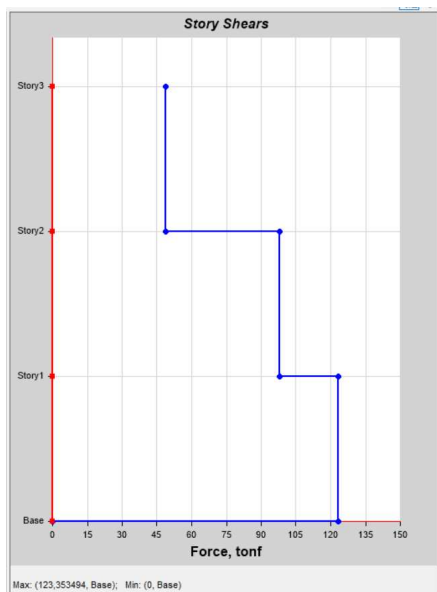


Ilustración 6. Cortante dinámica en sentido X - MC  
Fuente: Etabs

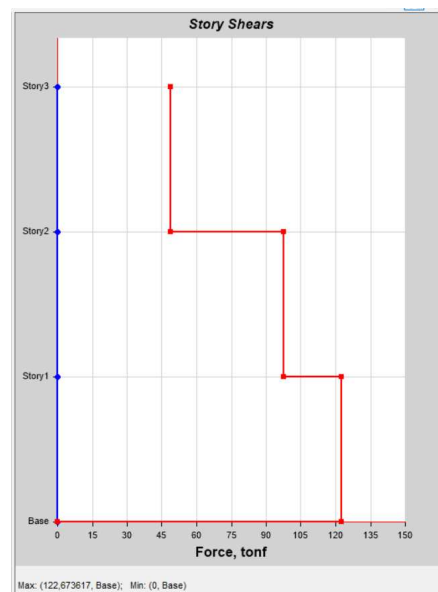


Ilustración 7. Cortante dinámica en sentido Y - MC  
Fuente: Etabs

La NEC-SE-DS indica que la fuerza cortante dinámica total en la base obtenida por el análisis dinámico, no debe ser:  $< 80\%$  del cortante basal obtenido por el método estático ( $V$ ).

- **Ajuste Eje “X”**

$$V_{dinamica} < 0.8 * V \rightarrow \text{Coregir}$$

$$(123.35) \text{ ton} < (0.8 * 141.39) \text{ ton}$$

$$123.35 \text{ ton} < 113.11 \text{ ton}$$

No Requiere corregir la cortante basal en este sentido

- **Ajuste Eje “Y”**

$$V_{dinamica} < 0.8 * V \rightarrow \text{Coregir}$$

$$(122.67) \text{ ton} < (0.8 * 141.39) \text{ ton}$$

$$122.67 \text{ ton} < 113.11 \text{ ton}$$

No Requiere corregir la cortante basal en este sentido

- Límites de derivas de pisos.

Tabla 13. Derivas máximas - MC

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

Tabla 7 : Valores de  $\Delta_M$  máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Fuente: Fuente: NEC-SE-DS

$$\Delta_M = 0.01$$

### 1.2.3 Configuración estructural.

- Vista en Plantea del Sistema Resistente a Cargas Sísmica.

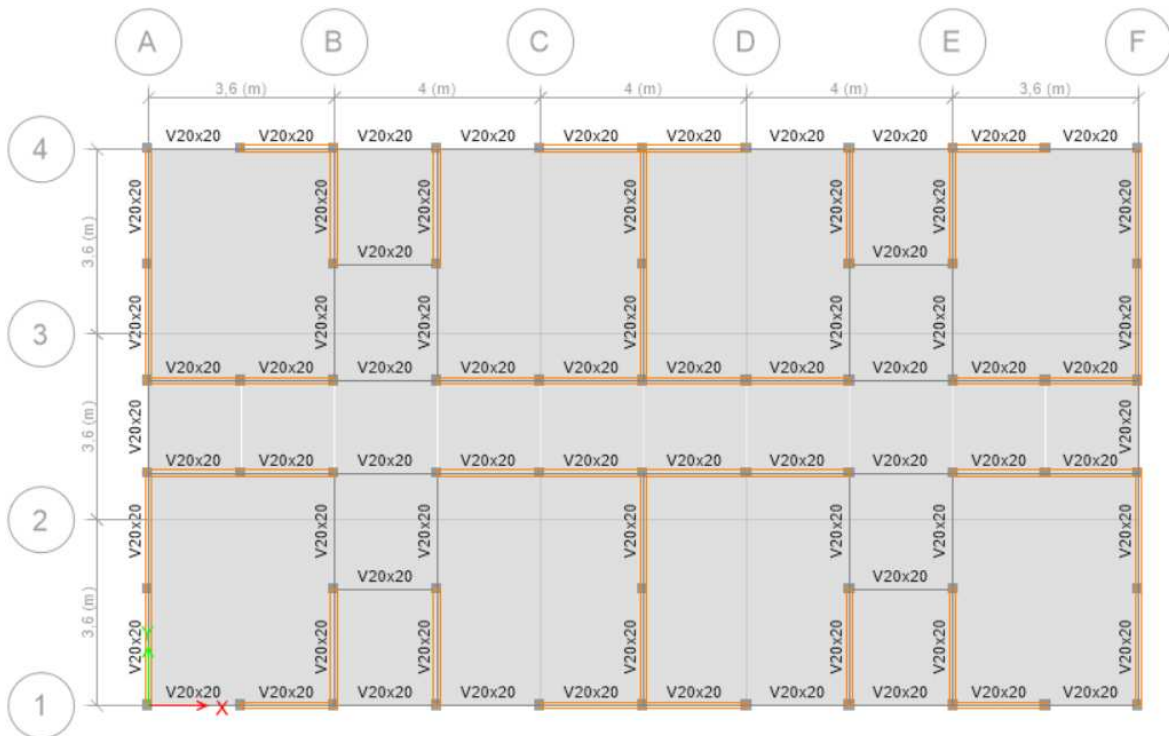


Ilustración 8. Representación estructural Piso 1 a 2 - MC

Fuente: Etabs

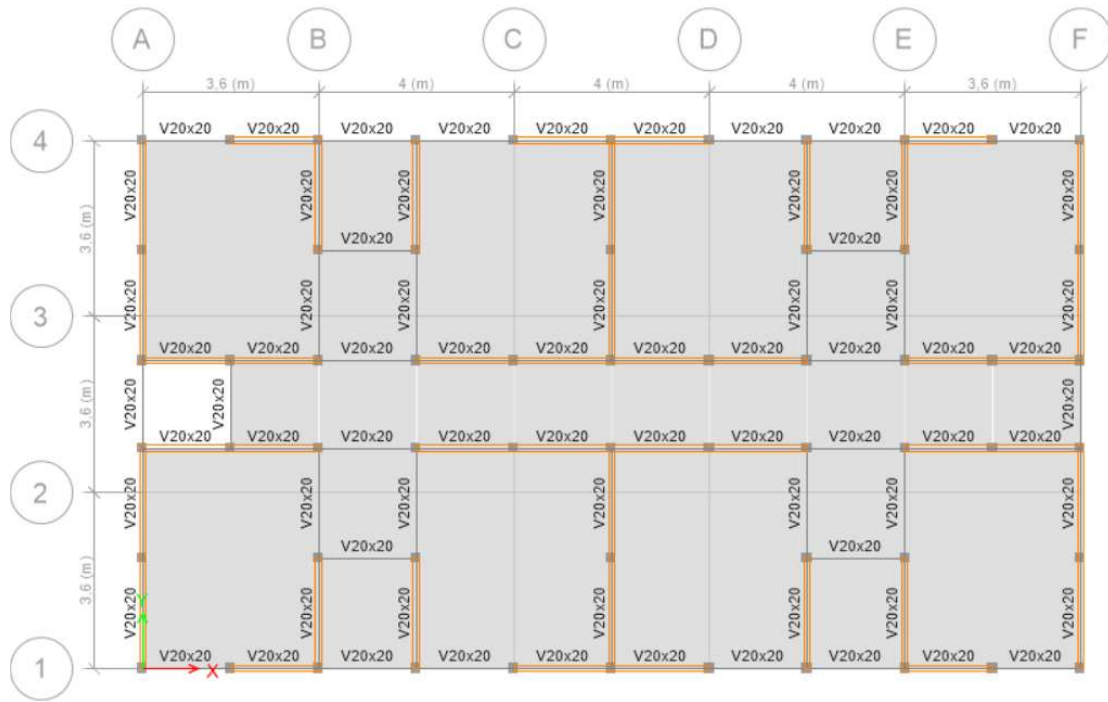


Ilustración 9. Representación estructural Piso 3 - MC  
Fuente: Etabs

- Vista Frontal del Sistema Resistente a Cargas Sísmica.



Ilustración 10. Vista frontal del sistema estructural Eje 1 y 4 - MC  
Fuente: Etabs



Ilustración 11. Vista frontal del sistema estructural Eje 2 y 3 - MC

Fuente: Etabs

- Vista Frontal del Sistema Resistente a Cargas Sísmica.



Ilustración 12. Vista lateral del sistema estructural Eje A y F - MC

Fuente: Etabs



Ilustración 13. Vista lateral del sistema estructural Eje B, C, E, F - MC  
Fuente: Etabs



Ilustración 14. Vista lateral del sistema estructural Eje D - MC  
Fuente: Etabs

### 1.3 Diseño de elementos.

#### 1.3.1 Longitud mínima y máxima.

De acuerdo a la normativa mexicana NTC-2020, la longitud máxima para un muro de mampostería confinada debe ser menor o igual a 4m o 1.5 H, siendo H la altura entre piso. En las siguientes tablas se realiza las verificaciones geométricas de la mampostería determina para el análisis.

$$L_{min} = 1.2m$$

$$L_{max} = \min(4m \text{ o } 1.5 * H) = 4m$$

Tabla 14. Revisión de la longitud mínima y máxima de la mampostería confinada en Sentido "X"

Longitud de Muros - Sentido X					
Muro	L (m)	Verificación	Muro	L (m)	Verificación
MCX-1	1,95	Cumple	MCX-13	1,95	Cumple
MCX-2	2,15	Cumple	MCX-14	1,95	Cumple
MCX-3	2,15	Cumple	MCX-15	1,95	Cumple
MCX-4	1,95	Cumple	MCX-16	1,95	Cumple
MCX-5	1,95	Cumple	MCX-17	2,15	Cumple
MCX-6	1,95	Cumple	MCX-18	2,15	Cumple
MCX-7	2,15	Cumple	MCX-19	1,95	Cumple
MCX-8	2,15	Cumple	MCX-20	1,95	Cumple
MCX-9	2,15	Cumple	MCX-21	1,95	Cumple
MCX-10	2,15	Cumple	MCX-22	2,15	Cumple
MCX-11	1,95	Cumple	MCX-23	2,15	Cumple
MCX-12	1,95	Cumple	MCX-24	1,95	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 15. Revisión de la longitud mínima y máxima de la mampostería confinada en Sentido "Y"

Longitud de Muros - Sentido Y					
Muro	L (m)	Verificación	Muro	L (m)	Verificación
MCY-1	2,40	Cumple	MCY-11	2,40	2,40
MCY-2	2,40	Cumple	MCY-12	2,40	2,40
MCY-3	2,40	Cumple	MCY-13	2,40	2,40
MCY-4	2,40	Cumple	MCY-14	2,40	2,40
MCY-5	2,40	Cumple	MCY-15	2,40	2,40
MCY-6	2,40	Cumple	MCY-16	2,40	2,40
MCY-7	2,40	Cumple	MCY-17	2,40	2,40
MCY-8	2,40	Cumple	MCY-18	2,40	2,40
MCY-9	2,40	Cumple	MCY-19	2,40	2,40
MCY-10	2,40	Cumple	MCY-20	2,40	2,40

Fuente: Elaboración Propia

### 1.3.2 Densidad de muros.

A partir de la normativa peruana N-0.70, se determina la densidad mínima requerida en los muros de confinamientos evaluados con su distribución en planta.

Los espesores de los muros estructurales confinados, se partió de los planos arquitectónicos y se unifico todo para tener un único espesor de 13 cm.

Tabla 16. Área de mampostería confinada en el sentido X

Área de Muros - Sentido X							
Muro	L (m)	t (m)	A (m2)	Muro	L (m)	t (m)	A (m2)
MCX-1	1,95	0,13	0,25	MCX-13	1,95	0,13	0,25
MCX-2	2,15	0,13	0,28	MCX-14	1,95	0,13	0,25
MCX-3	2,15	0,13	0,28	MCX-15	1,95	0,13	0,25
MCX-4	1,95	0,13	0,25	MCX-16	1,95	0,13	0,25
MCX-5	1,95	0,13	0,25	MCX-17	2,15	0,13	0,28
MCX-6	1,95	0,13	0,25	MCX-18	2,15	0,13	0,28
MCX-7	2,15	0,13	0,28	MCX-19	1,95	0,13	0,25
MCX-8	2,15	0,13	0,28	MCX-20	1,95	0,13	0,25
MCX-9	2,15	0,13	0,28	MCX-21	1,95	0,13	0,25
MCX-10	2,15	0,13	0,28	MCX-22	2,15	0,13	0,28
MCX-11	1,95	0,13	0,25	MCX-23	2,15	0,13	0,28
MCX-12	1,95	0,13	0,25	MCX-24	1,95	0,13	0,25
<b>Total</b>							<b>6,34</b>

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 17. Área de mampostería confinada en el sentido Y

Área de Muros - Sentido Y							
Muro	L (m)	t (m)	A (m2)	Muro	L (m)	t (m)	A (m2)
MCY-1	2,40	0,13	0,31	MCY-11	2,40	0,13	0,31
MCY-2	2,40	0,13	0,31	MCY-12	2,40	0,13	0,31
MCY-3	2,40	0,13	0,31	MCY-13	2,40	0,13	0,31
MCY-4	2,40	0,13	0,31	MCY-14	2,40	0,13	0,31
MCY-5	2,40	0,13	0,31	MCY-15	2,40	0,13	0,31
MCY-6	2,40	0,13	0,31	MCY-16	2,40	0,13	0,31
MCY-7	2,40	0,13	0,31	MCY-17	2,40	0,13	0,31
MCY-8	2,40	0,13	0,31	MCY-18	2,40	0,13	0,31
MCY-9	2,40	0,13	0,31	MCY-19	2,40	0,13	0,31
MCY-10	2,40	0,13	0,31	MCY-20	2,40	0,13	0,31
<b>Total</b>							<b>6,24</b>

Fuente: Elaboración Propia

El área mínima por planta que deben cumplir los muros confinados está limitada a la siguiente expresión (N-070, 2020):

$$\frac{\text{Área Corte Muros}}{\text{Área Planta Típica}} = \frac{\sum L \cdot t}{A_p} = \frac{Z * U * S * N}{56}$$

Donde:

- L = Longitud total de muros en planta.
- t = Espesor de muros.
- Z = Factor de zona.
- U = Uso de la estructura e importancia.
- Fs (S) = Factor de comportamiento no lineal del suelo.
- N = Número de pisos.

Tabla 18. Verificación de la densidad de la mampostería confinada en el sentido X

Verificación Densidad Sentido X						
Factor de Zona	Uso Estructura	Factor Comportamiento	Numero Pisos	Limite	Actuante	Verificación
Z	U	Fs	N			
0,25	1	0,94	3	0,0126	0,0306	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 19. Verificación de la densidad de la mampostería confinada en el sentido Y

Verificación Densidad Sentido Y						
Factor de Zona	Uso Estructura	Factor Comportamiento	Numero Pisos	Limite	Actuante	Verificación
Z	U	Fs	N			
0,25	1	0,94	3	0,0126	0,0301	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

### 1.3.3 Revisión de resistencia a la compresión.

$$P_R = F_{Rc} * F_E * (f'_m * A_T + \Sigma A_s * f_y)$$

En las siguientes tablas, se detalla el cálculo de la resistencia a la compresión de los muros del nivel 1, donde se genera las mayores solicitaciones en el análisis estructural. Por otro lado, se verifica que la resistencia a la compresión sea mayor a la fuerza axial última.

Tabla 20. Resumen revisión resistencia a la compresión de los muros en sentido "X".

RESISTENCIA A LA COMPRESION MAMPOSTERIA SENTIDO X									
Pier	Longitud (m)	Ltmuro (m)	AT (Área total del muro) (cm2)	Pu	Condición	Factor FE	Factor K	PR	PR>PU
				ton				ton	
MCX-1	1.80	1.95	2535	14.8533	exterior	0.6	1	34.25	CUMPLE
MCX-2	2.00	2.15	2795	19.8193	exterior	0.6	1	36.78	CUMPLE
MCX-3	2.00	2.15	2795	19.6211	exterior	0.6	1	36.78	CUMPLE
MCX-4	1.80	1.95	2535	15.3458	exterior	0.6	1	34.25	CUMPLE
MCX-5	1.80	1.95	2535	13.8582	interior	0.7	0.8	39.95	CUMPLE
MCX-6	1.80	1.95	2535	19.8067	interior	0.7	0.8	39.95	CUMPLE
MCX-7	2.00	2.15	2795	28.6552	interior	0.7	0.8	42.91	CUMPLE

MCX-8	2.00	2.15	2795	18.1083	interior	0.7	0.8	42.91	CUMPLE
MCX-9	2.00	2.15	2795	18.2742	interior	0.7	0.8	42.91	CUMPLE
MCX-10	2.00	2.15	2795	28.7154	interior	0.7	0.8	42.91	CUMPLE
MCX-11	1.80	1.95	2535	20.2895	interior	0.7	0.8	39.95	CUMPLE
MCX-12	1.80	1.95	2535	17.0816	interior	0.7	0.8	39.95	CUMPLE
MCX-13	1.80	1.95	2535	13.8537	interior	0.7	0.8	39.95	CUMPLE
MCX-14	1.80	1.95	2535	20.526	interior	0.7	0.8	39.95	CUMPLE
MCX-15	2.00	2.15	2795	28.3415	interior	0.7	0.8	42.91	CUMPLE
MCX-16	2.00	2.15	2795	18.1067	interior	0.7	0.8	42.91	CUMPLE
MCX-17	2.00	2.15	2795	18.2733	interior	0.7	0.8	42.91	CUMPLE
MCX-18	2.00	2.15	2795	28.4026	interior	0.7	0.8	42.91	CUMPLE
MCX-19	1.80	1.95	2535	21.0238	interior	0.7	0.8	39.95	CUMPLE
MCX-20	1.80	1.95	2535	17.0869	interior	0.7	0.8	39.95	CUMPLE
MCX-1	1.80	1.95	2535	14.8533	exterior	0.6	1	34.25	CUMPLE
MCX-2	2.00	2.15	2795	19.8193	exterior	0.6	1	36.78	CUMPLE
MCX-3	2.00	2.15	2795	19.6211	exterior	0.6	1	36.78	CUMPLE
MCX-4	1.80	1.95	2535	15.3458	exterior	0.6	1	34.25	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 21. Resumen revisión resistencia a la compresión de los muros en sentido "Y".

RESISTENCIA A LA COMPRESION MAMPOSTERIA SENTIDO Y									
Pier	Longitud (m)	(Ltmuro) (m)	AT (Área total del muro) (cm2)	Pu	Condición	Factor FE	Factor K	PR	PR>PU
				ton				ton	
MCY-1	2.25	2.40	3120	19.8947	exterior	0.6	1	39.96	CUMPLE
MCY-2	2.25	2.40	3120	16.9247	exterior	0.6	1	39.96	CUMPLE
MCY-3	2.25	2.40	3120	17.7563	exterior	0.6	1	39.96	CUMPLE
MCY-4	2.25	2.40	3120	19.8596	exterior	0.6	1	39.96	CUMPLE
MCY-5	2.25	2.40	3120	19.1841	interior	0.7	0.8	46.62	CUMPLE
MCY-6	2.25	2.40	3120	19.2061	interior	0.7	0.8	46.62	CUMPLE
MCY-7	2.25	2.40	3120	19.1584	interior	0.7	0.8	46.62	CUMPLE
MCY-8	2.25	2.40	3120	19.1585	interior	0.7	0.8	46.62	CUMPLE
MCY-9	2.25	2.40	3120	18.867	interior	0.7	0.8	46.62	CUMPLE
MCY-10	2.25	2.40	3120	17.5336	interior	0.7	0.8	46.62	CUMPLE
MCY-11	2.25	2.40	3120	17.5326	interior	0.7	0.8	46.62	CUMPLE
MCY-12	2.25	2.40	3120	18.8786	interior	0.7	0.8	46.62	CUMPLE
MCY-13	2.25	2.40	3120	19.1585	interior	0.7	0.8	46.62	CUMPLE
MCY-14	2.25	2.40	3120	19.1585	interior	0.7	0.8	46.62	CUMPLE

MCY-15	2.25	2.40	3120	19.1807	interior	0.7	0.8	46.62	CUMPLE
MCY-16	2.25	2.40	3120	19.1886	interior	0.7	0.8	46.62	CUMPLE
MCY-17	2.25	2.40	3120	24.861	exterior	0.6	1	39.96	CUMPLE
MCY-18	2.25	2.40	3120	17.4999	exterior	0.6	1	39.96	CUMPLE
MCY-19	2.25	2.40	3120	18.3378	exterior	0.6	1	39.96	CUMPLE
MCY-20	2.25	2.40	3120	24.8694	exterior	0.6	1	39.96	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

### 1.3.4 Revisión flexo compresión.

- Condición 1

$$M_R = F_{Rf} * M_O + 0.3 * P_u * d \text{ si } 0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3}$$

- Condición 2

$$M_R = \left( 1.5 * F_{Rf} * M_O + 0.15 * P_R * d \right) * \left( 1 - \frac{P_u}{P_R} \right) \text{ si } P_u > \frac{P_R}{3}$$

En las siguientes tablas, se detalla el cálculo de la resistencia a la flexo-compresión de los muros del nivel 1, donde se genera las mayores solicitaciones en el análisis estructural. Por otro lado, se verifica que la resistencia a la flexo-compresión sea mayor al momento último actuante.

Tabla 22. Resumen revisión resistencia a la flexo-compresión de los muros en sentido "X".

RESISTENCIA AL FLEJO-COMPRESION MAMPOSTERIA SENTIDO X												
Pier	Longitud (m)	(Ltmuro) (m)	AT (Área total del muro) (cm2)	Pu	PR	Mu	d'	d	Mo	Condición de análisis	MR	MR>MU
				ton	ton	ton-m	m	m	ton-m		ton-m	
MCX-1	1.80	1.95	2535	14.8533	65.16	8.3587	1.80	1.88	23.74	Condición 1	27.35	CUMPLE
MCX-2	2.00	2.15	2795	19.8193	70.87	10.8135	2.00	2.08	26.38	Condición 1	33.44	CUMPLE
MCX-3	2.00	2.15	2795	19.6211	70.87	11.0093	2.00	2.08	26.38	Condición 1	33.32	CUMPLE
MCX-4	1.80	1.95	2535	15.3458	65.16	8.4168	1.80	1.88	23.74	Condición 1	27.62	CUMPLE
MCX-5	1.80	1.95	2535	13.8582	76.02	10.051	1.80	1.88	23.74	Condición 1	26.79	CUMPLE
MCX-6	1.80	1.95	2535	19.8067	76.02	9.6213	1.80	1.88	23.74	Condición 1	30.13	CUMPLE
MCX-7	2.00	2.15	2795	28.6552	82.69	11.1558	2.00	2.08	26.38	Condición 2	37.50	CUMPLE
MCX-8	2.00	2.15	2795	18.1083	82.69	12.5505	2.00	2.08	26.38	Condición 1	32.38	CUMPLE
MCX-9	2.00	2.15	2795	18.2742	82.69	12.8091	2.00	2.08	26.38	Condición 1	32.48	CUMPLE
MCX-10	2.00	2.15	2795	28.7154	82.69	11.5757	2.00	2.08	26.38	Condición 2	37.46	CUMPLE
MCX-11	1.80	1.95	2535	20.2895	76.02	8.9135	1.80	1.88	23.74	Condición 1	30.40	CUMPLE
MCX-12	1.80	1.95	2535	17.0816	76.02	9.3249	1.80	1.88	23.74	Condición 1	28.60	CUMPLE
MCX-13	1.80	1.95	2535	13.8537	76.02	10.1402	1.80	1.88	23.74	Condición 1	26.78	CUMPLE
MCX-14	1.80	1.95	2535	20.526	76.02	9.5634	1.80	1.88	23.74	Condición 1	30.54	CUMPLE

MCX-15	2.00	2.15	2795	28.3415	76.02	10.944	2.00	2.08	26.38	Condición 2	34.69	CUMPLE
MCX-16	2.00	2.15	2795	18.1067	76.02	12.3124	2.00	2.08	26.38	Condición 1	32.38	CUMPLE
MCX-17	2.00	2.15	2795	18.2733	82.69	12.571	2.00	2.08	26.38	Condición 1	32.48	CUMPLE
MCX-18	2.00	2.15	2795	28.4026	82.69	11.3638	2.00	2.08	26.38	Condición 2	37.68	CUMPLE
MCX-19	1.80	1.95	2535	21.0238	76.02	8.905	1.80	1.88	23.74	Condición 1	30.82	CUMPLE
MCX-20	1.80	1.95	2535	17.0869	76.02	9.4097	1.80	1.88	23.74	Condición 1	28.60	CUMPLE
MCX-21	1.80	1.95	2535	14.8341	65.16	7.5692	1.80	1.88	23.74	Condición 1	27.34	CUMPLE
MCX-22	2.00	2.15	2795	19.8195	70.87	9.7188	2.00	2.08	26.38	Condición 1	33.44	CUMPLE
MCX-23	2.00	2.15	2795	18.6681	70.87	9.8988	2.00	2.08	26.38	Condición 1	32.72	CUMPLE
MCX-24	1.80	1.95	2535	15.3458	65.16	7.6231	1.80	1.88	23.74	Condición 1	27.62	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 23. Resumen revisión resistencia a la flexo-compresión de los muros en sentido "Y".

RESISTENCIA AL FLEJO-COMPRESION MAMPOSTERIA SENTIDO Y												
Pier	Longitud (m)	(Ltmuro) (m)	AT (Área total del muro) (cm2)	Pu	PR	M3	d'	d	Mo	Condición de análisis	MR	MR>MU
				ton	ton	ton-m	m	m	ton-m		ton-m	
MCY-1	2.25	2.40	3120	19.8947	78.01	10.0965	2.25	2.33	29.67	Condición 1	37.61	CUMPLE
MCY-2	2.25	2.40	3120	16.9247	78.01	10.3574	2.25	2.33	29.67	Condición 1	35.54	CUMPLE
MCY-3	2.25	2.40	3120	17.7563	78.01	10.4347	2.25	2.33	29.67	Condición 1	36.12	CUMPLE
MCY-4	2.25	2.40	3120	19.8596	78.01	9.8309	2.25	2.33	29.67	Condición 1	37.59	CUMPLE
MCY-5	2.25	2.40	3120	19.1841	91.01	10.6176	2.25	2.33	29.67	Condición 1	37.12	CUMPLE
MCY-6	2.25	2.40	3120	19.2061	91.01	9.5051	2.25	2.33	29.67	Condición 1	37.13	CUMPLE
MCY-7	2.25	2.40	3120	19.1584	91.01	10.3673	2.25	2.33	29.67	Condición 1	37.10	CUMPLE
MCY-8	2.25	2.40	3120	19.1585	91.01	9.5224	2.25	2.33	29.67	Condición 1	37.10	CUMPLE
MCY-9	2.25	2.40	3120	18.867	91.01	14.1592	2.25	2.33	29.67	Condición 1	36.90	CUMPLE
MCY-10	2.25	2.40	3120	17.5336	91.01	13.6967	2.25	2.33	29.67	Condición 1	35.97	CUMPLE
MCY-11	2.25	2.40	3120	17.5326	91.01	13.9111	2.25	2.33	29.67	Condición 1	35.96	CUMPLE
MCY-12	2.25	2.40	3120	18.8786	91.01	13.3995	2.25	2.33	29.67	Condición 1	36.90	CUMPLE
MCY-13	2.25	2.40	3120	19.1585	91.01	11.9963	2.25	2.33	29.67	Condición 1	37.10	CUMPLE
MCY-14	2.25	2.40	3120	19.1585	91.01	11.1521	2.25	2.33	29.67	Condición 1	37.10	CUMPLE
MCY-15	2.25	2.40	3120	19.1807	91.01	13.0419	2.25	2.33	29.67	Condición 1	37.11	CUMPLE
MCY-16	2.25	2.40	3120	19.1886	91.01	11.9278	2.25	2.33	29.67	Condición 1	37.12	CUMPLE
MCY-17	2.25	2.40	3120	24.861	78.01	14.6025	2.25	2.33	29.67	Condición 1	41.08	CUMPLE
MCY-18	2.25	2.40	3120	17.4999	78.01	15.0994	2.25	2.33	29.67	Condición 1	35.94	CUMPLE
MCY-19	2.25	2.40	3120	18.3378	78.01	15.0097	2.25	2.33	29.67	Condición 1	36.53	CUMPLE
MCY-20	2.25	2.40	3120	24.8694	78.01	14.2904	2.25	2.33	29.67	Condición 1	41.08	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

### 1.3.5 Revisión cortante.

$$V_R = V_{MR} + V_{SR}$$

- Cálculo fuerza cortante – muro

$$V_{MR} = F_{Rc'} * ((0.5 * v'_m * A_T + 0.3 * P) * f) \leq 1.5 * F_R * v'_m * A_T * f$$

$$f = 1.5 \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 0.2$$

$$f = 1.0 \quad \text{si } \frac{H}{L} \geq 1$$

Si la fuerza cortante del muro no satisface la siguiente ecuación, necesita acero horizontal.

$$V_{MR} > V_u$$

- Cálculo fuerza cortante – acero horizontal

$$V_{SR} = F_{Rc'} * n * \rho_h * f_{yh} * A_T$$

Se determina los siguientes parámetros:

- Parámetro ETA

$$n = \frac{V_{MR}}{F_{Rc'} * \rho_h * f_{yh} * A_T} * (K_0 * K_1 - 1) + n_s$$

- Cuantía del acero horizontal

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{s_h * t}$$

- Factor K1 y K0

$$K_0 = 1.3 \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.0$$

$$K_0 = 1.0 \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.5$$

$$K_1 = 1 - \alpha * \rho_h * f_{yh}$$

Donde:

$$\alpha = 0.45 \text{ MPa}^{-1}$$

- Factor Ns

$$n_s = 0.75 \quad \text{si } f'_m \geq 9 \text{ MPa}$$

$$n_s = 0.55 \quad \text{si } f'_m \leq 6 \text{ MPa}$$

En las siguientes tablas, se detalla el cálculo de la resistencia al cortante de los muros del nivel 1, donde se genera las mayores solicitaciones en el análisis estructural. Por otro lado, se verifica que la resistencia a corte del muro sea mayor al cortante último actuante, caso contrario se determinará el acero horizontal colocado en las juntas, para mejorar su resistencia a corte.

Tabla 24. Resumen revisión resistencia al cortante de los muros en sentido "X".

RESISTENCIA AL CORTE MAMPOSTERIA SENTIDO X									
Pier	Longitud (m)	(Ltmuro) (m)	AT (Área total del muro) (cm <sup>2</sup> )	Vu	P(servicio) ton	H/L	Factor f	VMR	VMR>VU
				ton				ton	
MCX-1	1.80	1.95	2535	3.9834	5.8003	1.54	1	4.91	CUMPLE
MCX-2	2.00	2.15	2795	5.3958	6.0106	1.4	1	5.33	NO CUMPLE
MCX-3	2.00	2.15	2795	5.6062	6.0265	1.4	1	5.34	NO CUMPLE
MCX-4	1.80	1.95	2535	4.0383	5.8077	1.54	1	4.91	CUMPLE
MCX-5	1.80	1.95	2535	5.7338	4.9215	1.54	1	4.72	NO CUMPLE
MCX-6	1.80	1.95	2535	5.3279	5.6169	1.54	1	4.87	NO CUMPLE
MCX-7	2.00	2.15	2795	5.9626	7.2218	1.4	1	5.59	NO CUMPLE
MCX-8	2.00	2.15	2795	7.4239	6.8236	1.4	1	5.5	NO CUMPLE
MCX-9	2.00	2.15	2795	7.6968	6.8331	1.4	1	5.5	NO CUMPLE
MCX-10	2.00	2.15	2795	6.3993	7.255	1.4	1	5.59	NO CUMPLE
MCX-11	1.80	1.95	2535	4.6683	5.8528	1.54	1	4.92	CUMPLE
MCX-12	1.80	1.95	2535	5.0583	5.2339	1.54	1	4.79	NO CUMPLE
MCX-13	1.80	1.95	2535	5.8871	4.9191	1.54	1	4.72	NO CUMPLE
MCX-14	1.80	1.95	2535	5.3423	5.6157	1.54	1	4.87	NO CUMPLE
MCX-15	2.00	2.15	2795	5.85	7.2204	1.4	1	5.59	NO CUMPLE
MCX-16	2.00	2.15	2795	7.2838	6.8225	1.4	1	5.5	NO CUMPLE
MCX-17	2.00	2.15	2795	7.5568	6.8325	1.4	1	5.5	NO CUMPLE
MCX-18	2.00	2.15	2795	6.2868	7.2552	1.4	1	5.59	NO CUMPLE
MCX-19	1.80	1.95	2535	4.7098	5.8539	1.54	1	4.92	CUMPLE
MCX-20	1.80	1.95	2535	5.2091	5.237	1.54	1	4.79	NO CUMPLE
MCX-21	1.80	1.95	2535	3.6641	5.7903	1.54	1	4.91	CUMPLE
MCX-22	2.00	2.15	2795	4.8655	6.0096	1.4	1	5.33	CUMPLE
MCX-23	2.00	2.15	2795	5.0576	6.0291	1.4	1	5.34	CUMPLE

MCX-24	1.80	1.95	2535	3.7155	5.8077	1.54	1	4.91	CUMPLE
--------	------	------	------	--------	--------	------	---	------	--------

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 25. Resumen revisión resistencia al cortante de los muros en sentido "Y".

RESISTENCIA AL CORTE MAMPOSTERIA SENTIDO Y									
Pier	Longitud (m)	(Ltmuro) (m)	AT (Área total del muro) (cm <sup>2</sup> )	Vu	P(servicio)	H/L	Factor f	VMR	VMR>VU
				ton				ton	
MCY-1	2.25	2.40	3120	5.2774	5.6024	1.25	1	5.72	CUMPLE
MCY-2	2.25	2.40	3120	5.6141	5.761	1.25	1	5.75	CUMPLE
MCY-3	2.25	2.40	3120	5.7024	5.7582	1.25	1	5.75	CUMPLE
MCY-4	2.25	2.40	3120	4.9603	5.5833	1.25	1	5.72	CUMPLE
MCY-5	2.25	2.40	3120	5.3098	8.0505	1.25	1	6.23	CUMPLE
MCY-6	2.25	2.40	3120	3.9806	8.0574	1.25	1	6.23	CUMPLE
MCY-7	2.25	2.40	3120	4.6736	9.6024	1.25	1	6.56	CUMPLE
MCY-8	2.25	2.40	3120	3.668	9.6025	1.25	1	6.56	CUMPLE
MCY-9	2.25	2.40	3120	8.599	7.2252	1.25	1	6.06	NO CUMPLE
MCY-10	2.25	2.40	3120	8.0436	7.65	1.25	1	6.15	NO CUMPLE
MCY-11	2.25	2.40	3120	8.3015	7.6503	1.25	1	6.15	NO CUMPLE
MCY-12	2.25	2.40	3120	7.68	7.2226	1.25	1	6.06	NO CUMPLE
MCY-13	2.25	2.40	3120	5.3084	9.6025	1.25	1	6.56	CUMPLE
MCY-14	2.25	2.40	3120	4.303	9.6025	1.25	1	6.56	CUMPLE
MCY-15	2.25	2.40	3120	6.2392	8.0473	1.25	1	6.23	NO CUMPLE
MCY-16	2.25	2.40	3120	4.9069	8.0478	1.25	1	6.23	CUMPLE
MCY-17	2.25	2.40	3120	7.5167	5.7282	1.25	1	5.75	NO CUMPLE
MCY-18	2.25	2.40	3120	8.1454	6.0506	1.25	1	5.81	NO CUMPLE
MCY-19	2.25	2.40	3120	8.034	6.0492	1.25	1	5.81	NO CUMPLE
MCY-20	2.25	2.40	3120	7.1433	5.733	1.25	1	5.75	NO CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

Como se puede observar en la verificación de la resistencia a corte en el sentido "X" y sentido "Y", existen varias mamposterías que no cumple con la resistencia última requerida para la fuerza cortante. Los muros que no cumple con la resistencia a corte, necesitan acero de refuerzo horizontal ubicados en las juntas de morteros entre hiladas, para lo cual se determinan los siguientes resultados:

Tabla 26. Resumen revisión resistencia al cortante del acero horizontal en sentido "X".

RESISTENCIA AL CORTE MAMPOSTERIA - ACERO HORIZONTAL										
Pier	H/L	Ko	Ns	fyh<6000 kg/cm2	Cuantía>3 kg/cm2	K1	Factor n	VSR	VR (VMR+VSR)	VR>VU
								ton		
MCX-8	1.4	1.24	0.55	CUMPLE	CUMPLE	0.859	0.61	3.80	9.302	CUMPLE
MCX-9	1.4	1.24	0.55	CUMPLE	CUMPLE	0.859	0.63	3.92	11.219	CUMPLE
MCX-17	1.4	1.24	0.55	CUMPLE	CUMPLE	0.859	0.63	3.92	11.219	CUMPLE
MCX-2	1.4	1.24	0.55	CUMPLE	CUMPLE	0.859	0.61	3.79	9.121	CUMPLE
MCX-3	1.4	1.24	0.55	CUMPLE	CUMPLE	0.859	0.61	3.79	9.131	CUMPLE
MCX-5	1.54	1.24	0.55	CUMPLE	CUMPLE	1.859	1.63	9.28	14.003	CUMPLE
MCX-6	1.54	1.24	0.55	CUMPLE	CUMPLE	2.859	2.73	15.52	20.388	CUMPLE
MCX-7	1.4	1.24	0.55	CUMPLE	CUMPLE	3.859	3.93	24.60	30.192	CUMPLE
MCX-10	1.4	1.24	0.55	CUMPLE	CUMPLE	4.859	5.04	31.53	37.124	CUMPLE
MCX-12	1.54	1.24	0.55	CUMPLE	CUMPLE	5.859	5.83	33.13	37.923	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 27. Resumen revisión resistencia al cortante del acero horizontal en sentido "Y".

RESISTENCIA AL CORTE MAMPOSTERIA - ACERO HORIZONTAL SENTIDO Y										
Pier	H/L	Ko	Ns	fyh<6000 kg/cm2	Cuantía>3 kg/cm2	K1	Factor n	VSR	VR (VMR+VSR)	VR>VU
								Ton		
MCY-9	1.25	1.15	0.55	CUMPLE	CUMPLE	0.859	0.54	3.75	11.816	CUMPLE
MCY-10	1.25	1.15	0.55	CUMPLE	CUMPLE	1.859	1.55	10.84	16.992	CUMPLE
MCY-11	1.25	1.15	0.55	CUMPLE	CUMPLE	0.859	0.54	3.75	11.905	CUMPLE
MCY-12	1.25	1.15	0.55	CUMPLE	CUMPLE	1.859	1.54	10.74	16.799	CUMPLE
MCY-15	1.25	1.15	0.55	CUMPLE	CUMPLE	2.859	2.59	18.10	24.327	CUMPLE
MCY-17	1.25	1.15	0.55	CUMPLE	CUMPLE	3.859	3.38	23.61	29.361	CUMPLE
MCY-18	1.25	1.15	0.55	CUMPLE	CUMPLE	0.859	0.54	3.75	11.569	CUMPLE
MCY-19	1.25	1.15	0.55	CUMPLE	CUMPLE	0.859	0.54	3.75	11.569	CUMPLE
MCY-20	1.25	1.15	0.55	CUMPLE	CUMPLE	1.859	1.49	10.39	16.136	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

### 1.3.6 Control de fisuración.

Según el reglamento peruano E 0.70, es necesario proporcionar un control de fisuración adecuado, el cual tiene como propósito evitar que los muros se fisuren ante los sismos moderados, que son los más frecuentes. Para el efecto se considerarán las fuerzas cortantes producidas por el sismo moderado.

Para todos los muros de albañilería deberá verificarse que en cada entepiso se satisfaga la siguiente expresión que controla la ocurrencia de fisura por corte.

$$V_e \leq 0.55 * V_m = \text{Fuerza Cortante Admisible}$$

Donde:

- $V_e$  = Fuerza cortante producida por el sismo moderado en el muro de análisis.
- $V_m$  = Fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal de la albañilería.

- Resistencia al agrietamiento diagonal.

A partir del reglamento peruano, la resistencia al corte ( $V_m$ ) de los muros de albañilería se calcula en cada entrepiso mediante las siguientes expresiones:

Resistencia al agrietamiento diagonal para Unidades de Arcilla y Concreto:

$$V_m = 0.5 * V'_m * \alpha * t * L + 0.23 * P_g$$

Donde:

- $V'_m$  = Resistencia característica a corte de la albañilería, que en nuestro análisis estamos usando de materia prima de arcilla tipo industrial.
- $P_g$  = Carga gravitacional de servicio, con sobrecarga reducida.

$$P_g = D + 0.25L$$

- $t$  = Espesor del muro.
- $L$  = Longitud del muro.
- $A$  = Factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez.

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e * L}{M_e} \leq 1$$

Tabla 28. Control de fisuración para la mampostería confinada en el sentido X

Control de Fisuración - Sentido X										
Muro	Longitud	Espesor	Cortante Sismo Moderado	Momento Sismo Moderado	Resistencia	Alfa	Alfa Final	Carga Gravit	Cortante por Agrietamiento Diagonal	Verificación
	L (cm)	t (cm)	$V_e$ (ton)	$M_e$ (ton)	$V'_m$ (ton/m <sup>2</sup> )			$P_g$ (ton)	$V_m$ (ton)	
MCX-1	195,00	15,00	-1,99	-4,18	41,60	0,93	0,93	8,20	7,54	Cumple
MCX-2	215,00	15,00	-2,70	-5,41	41,60	1,07	1,00	8,43	8,65	Cumple
MCX-3	215,00	15,00	-2,80	-5,50	41,60	1,09	1,00	9,10	8,80	Cumple
MCX-4	195,00	15,00	-2,02	-4,21	41,60	0,94	0,94	8,21	7,58	Cumple

MCX-5	195,00	15,00	-2,87	-5,03	41,60	1,11	1,00	7,31	7,76	Cumple
MCX-6	195,00	15,00	-2,66	-4,81	41,60	1,08	1,00	8,13	7,95	Cumple
MCX-7	215,00	15,00	-2,98	-5,58	41,60	1,15	1,00	10,20	9,05	Cumple
MCX-8	215,00	15,00	-3,71	-6,28	41,60	1,27	1,00	9,78	8,96	Cumple
MCX-9	215,00	15,00	-3,85	-6,40	41,60	1,29	1,00	9,79	8,96	Cumple
MCX-10	215,00	15,00	-3,20	-5,79	41,60	1,19	1,00	10,24	9,06	Cumple
MCX-11	195,00	15,00	-2,33	-4,46	41,60	1,02	1,00	8,40	8,01	Cumple
MCX-12	195,00	15,00	-2,53	-4,66	41,60	1,06	1,00	7,67	7,85	Cumple
MCX-13	195,00	15,00	-2,94	-5,07	41,60	1,13	1,00	7,30	7,76	Cumple
MCX-14	195,00	15,00	-2,67	-4,78	41,60	1,09	1,00	8,13	7,95	Cumple
MCX-15	195,00	15,00	-2,93	-5,47	41,60	1,04	1,00	10,20	8,43	Cumple
MCX-16	195,00	15,00	-3,64	-6,16	41,60	1,15	1,00	9,78	8,33	Cumple
MCX-17	215,00	15,00	-3,78	-6,29	41,60	1,29	1,00	9,79	8,96	Cumple
MCX-18	215,00	15,00	-3,14	-5,68	41,60	1,19	1,00	10,24	9,06	Cumple
MCX-19	195,00	15,00	-2,35	-4,45	41,60	1,03	1,00	8,40	8,02	Cumple
MCX-20	195,00	15,00	-2,60	-4,70	41,60	1,08	1,00	7,68	7,85	Cumple
MCX-21	195,00	15,00	-1,83	-3,78	41,60	0,94	0,94	8,19	7,63	Cumple
MCX-22	215,00	15,00	-2,43	-4,86	41,60	1,08	1,00	8,75	8,72	Cumple
MCX-23	215,00	15,00	-2,53	-4,95	41,60	1,10	1,00	8,78	8,73	Cumple
MCX-24	195,00	15,00	-1,86	-3,81	41,60	0,95	0,95	8,21	7,67	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 29. Control de fisuración para la mampostería confinada en el sentido Y

Control de Fisuración - Sentido Y										
Muro	Longitud	Espesor	Cortante Sismo Moderado	Momento Sismo Moderado	Resistencia	Alfa	Alfa Final	Carga Gravit	Cortante por Agrietamiento o Diagonal	Verificación
	L (cm)	t (m)	Ve (ton)	Me (ton)	V'm (ton/m2)			(ton)	Vm (ton)	
MCY-1	240,00	15,0	-2,64	-5,05	41,60	1,25	1,00	8,20	9,37	Cumple
MCY-2	240,00	15,0	-2,81	-5,18	41,60	1,30	1,00	8,43	9,43	Cumple
MCY-3	240,00	15,0	-2,85	-5,22	41,60	1,31	1,00	9,10	9,58	Cumple
MCY-4	240,00	15,0	-2,48	-4,92	41,60	1,21	1,00	8,21	9,38	Cumple
MCY-5	240,00	15,0	-2,65	-5,31	41,60	1,20	1,00	7,31	9,17	Cumple
MCY-6	240,00	15,0	-1,99	-4,75	41,60	1,01	1,00	8,13	9,36	Cumple
MCY-7	240,00	15,0	-2,34	-5,18	41,60	1,08	1,00	10,20	9,83	Cumple
MCY-8	240,00	15,0	-1,83	-4,76	41,60	0,92	0,92	9,78	9,17	Cumple
MCY-9	240,00	15,0	-4,30	-7,08	41,60	1,46	1,00	9,79	9,74	Cumple
MCY-10	240,00	15,0	-4,02	-6,85	41,60	1,41	1,00	10,24	9,84	Cumple
MCY-11	240,00	15,0	-4,15	-6,96	41,60	1,43	1,00	8,40	9,42	Cumple
MCY-12	240,00	15,0	-3,84	-6,70	41,60	1,38	1,00	7,67	9,25	Cumple
MCY-13	240,00	15,0	-2,65	-6,00	41,60	1,06	1,00	7,30	9,17	Cumple
MCY-14	240,00	15,0	-2,15	-5,58	41,60	0,93	0,93	8,13	8,80	Cumple

MCY-15	240,00	15,0	-3,12	-6,52	41,60	1,15	1,00	10,20	9,83	Cumple
MCY-16	240,00	15,0	-2,45	-5,96	41,60	0,99	0,99	9,78	9,64	Cumple
MCY-17	240,00	15,0	-3,76	-7,30	41,60	1,24	1,00	9,79	9,74	Cumple
MCY-18	240,00	15,0	-4,07	-7,55	41,60	1,29	1,00	10,24	9,84	Cumple
MCY-19	240,00	15,0	-4,02	-7,50	41,60	1,28	1,00	8,40	9,42	Cumple
MCY-20	240,00	15,0	-2,64	-5,05	41,60	1,25	1,00	8,20	9,37	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

### 1.3.7 Verificación de la resistencia al corte del sistema estructural.

De igual manera, a partir de la normativa N 0.70, considera proporcionar una adecuada resistencia y rigidez al edificio, en cada entrepiso “i” y en cada dirección principal del edificio se debe cumplir que la resistencia al corte sea mayor que la fuerza cortante producida por el sismo severo, es decir que:

$$\sum V_{mi} \geq V_{Ei}$$

Donde:

- $\sum V_{mi}$  = Incluirá solo el aporte de los muros reforzados (no confinados o armados) y el aporte de los muros de concreto armado, sin considerar en este caso la contribución del refuerzo horizontal.
- $V_{Ei}$  = Fuerza cortante actuante en el entrepiso “i” del edificio, producida por el “Sismo Severo”. Este valor se obtuvo mediante la implementación del software Etabs.

Tabla 30. Verificación de la resistencia al corte del edificio de la mampostería confinada en dirección X

Verificación de Resistencia al Corte del Edificio - Sentido X			
Piso	Sumatoria de Cortante por Agrietamiento	Fuerza de Entre Piso por Sismo Severo	Verificación
	EVm (ton)	Ve (ton)	
Story3	199,31	51,0466	Cumple
Story2	199,31	104,9015	Cumple
Story1	199,31	131,8289	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 31. Verificación de Resistencia al Corte del Edificio en la mampostería confinada para el Sentido Y

Verificación de Resistencia al Corte del Edificio - Sentido Y			
Piso	Sumatoria de Cortante por Agrietamiento	Fuerza de Entre Piso por Sismo Severo	Verificación
	EVm (ton)	Ve (ton)	
Story3	189,26	51,0466	Cumple
Story2	189,26	104,9015	Cumple
Story1	189,26	131,8289	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

### 1.3.8 Diseño de vigas de confinamiento.

- Refuerzo longitudinal.

Según la NTC 2020, indica que las vigas tendrán como dimensión mínima el espesor de la mampostería del muro,  $t$ . Además, debe existir una viga en todo extremo horizontal de muro, con un peralte mínimo de 100 mm.

Según el reglamento peruano E 0.70, las vigas de confinamiento se diseñarán a tracción pura para soportar una fuerza igual a la generada por la tracción ( $T_s$ ).

#### Fuerza de tracción:

$$T_s = V_m * \frac{L_m}{2L}$$

#### Refuerzo longitudinal mínimo:

$$A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0.1 f_c A_{cs}}{f_y}$$

#### Refuerzo longitudinal mínimo:

$$4 \text{ } \phi \text{ } 8 \text{ mm}$$

Donde:

- $\phi = 0.9$  (LFRD).
- $A_{cs} =$  Área de la sección transversal de la solera.

- Refuerzo transversal.

Según el reglamento peruano E 0.70, para el refuerzo a corte se colocará estribos mínimos de 6 mm de diámetro, a una distancia de 10 cm en la zona de confinamiento y en la demás sección a 25 cm. Además, el recubrimiento mínimo al centro del estribo es 2 cm cuando los muros son enlucidos y 3cm cuando son caravista.

Tabla 32. Sección transversal y armado de la viga de confinamiento para la mampostería confinada

DIMENSIONES SOLERA		
Base	b (cm)	15,00
Peralte	h (cm)	15,00
Tracción en Solera	Ts (kgf)	4233,97
Área Acero Requerido 1	As Req 1 (cm <sup>2</sup> )	1,12
Área Acero Requerido 1	As Req 2 (cm <sup>2</sup> )	1,13
Área Acero Mínimo 1	As Min (cm <sup>2</sup> )	2,01
Armado de Viga	4 $\phi$ 8 mm	
Acero a Usar	As (cm <sup>2</sup> )	2,01
Verificación	Cumple	
Estribos Zona de Confinamiento	4 $\phi$ 6 mm @ 10 cm	
Estribos Zona de No Confinamiento	$\phi$ 6 mm @ 25 cm	

### 1.3.9 Diseño de columnas de confinamiento.

La columna de confinamiento tendrá como dimensión mínima perpendicular al plano del muro el espesor del muro de mampostería y la dimensión paralela al plano del muro no será menor que 150mm (NTC, 2020).

- Refuerzo longitudinal.

Según la NTC 2020, el refuerzo longitudinal estará formado por la menos por 4 barras, cuya área mínima total sea igual a:

$$A_s = 0.2 * \frac{f'_c}{f_y} * b_c * h_c$$

$$A_s = 0.2 * \frac{\frac{210kg}{cm^2}}{\frac{4200kg}{cm^2}} * 20cm * 20cm = 4cm^2$$

Donde:

$A_s$  = Area total de refuerzo longitudinal colocado en la columna

$b_c$  = dimensión de la columna perpendicular al plano del muro

$h_c$  = dimensión de la columna en el plano del muro

Nota: se coloca 4 varillas de diámetro de 12mm, obteniendo un área refuerzo longitudinal de 4.52 cm<sup>2</sup>, mayor al mínimo propuesto.

- Refuerzo transversal.

Según NTC 2020, el refuerzo transversal para la columna de confinamiento estará sujeto a estribos cerrados con un área no menor de:

$$A_{sc} = \frac{1000 * s}{f_y * h_c}$$

$$A_{sc} = \frac{1000 * 20cm}{4200kg/cm^2 * 20cm} = 0.24cm^2$$

Donde:

$A_{sc}$  = Area total de refuerzo transversal colocado en la columna

$b_c$  = dimensión de la columna perpendicular al plano del muro

$h_c$  = dimensión de la columna en el plano del muro

La separación de los estribos,  $s$ , no excederá de  $1.5t$  (Espesor bloque) o  $200mm$ . El  $A_{sc}$  determinado para los estribos incluye dos ramas de estribos rectangulares.

$$S = \min(1.5 * 15cm \text{ o } 20cm) = 20cm$$

Según el reglamento peruano E 0.70, el recubrimiento mínimo al centro del estribo es  $2\text{ cm}$  cuando los muros son enlucidos y  $3\text{ cm}$  cuando son caravista.

En la siguiente figura, se terminan los espaciamientos mínimos para el refuerzo transversal para columnas de confinamiento.

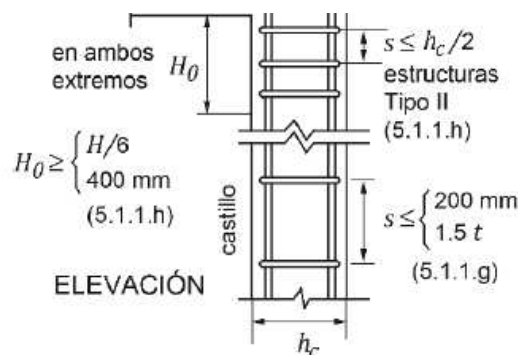


Ilustración 15. Espaciamiento mínimo del refuerzo transversal, columna de confinamiento.

Fuente: (NTC, 2020)

Nota: se coloca estribos cerrados de  $6\text{ mm}$  de diámetro cada  $7\text{ cm}$ , en su longitud  $H_0=50\text{ cm}$  y cada  $20\text{ cm}$  en su separación central, obteniendo un área refuerzo trasversal de  $0.57\text{ cm}^2$ , mayor al mínimo propuesto.

## 2 EDIFICIO DE 3 Y 6 PISOS – PORTICOS ESPECIALES A MOMENTO (SMF)

### 2.1 Diseño por capacidad.

#### 2.1.1 Cargas.

- Peso de elementos estructurales.

Se toma el peso de los elementos estructurales como vigas, columnas y losa, estos valores fueron obtenidos del software Etabs.

Tabla 33. Peso de elementos estructurales 3 pisos - SMF

Story	Load Case/Combo	Location	Peso sin losa
Story3	Dead	Top	0.159039159
Story2	Dead	Bottom	0.359304976
Story1	Dead	Bottom	0.312678796

Fuente: Etabs

Tabla 34. Peso de elementos estructurales 6 pisos - SMF

Story	Load Case/Combo	Location	Peso sin losa (ton/m2)
Story6	Dead	Bottom	0.156
Story5	Dead	Bottom	0.156
Story4	Dead	Bottom	0.346
Story3	Dead	Bottom	0.346
Story2	Dead	Bottom	0.385
Story1	Dead	Bottom	0.385

Fuente: Etabs

- Resumen de cargas.

Las siguientes cargas están sumadas con las cargas muertas y vivas que se mencionó en el marco teórico.

Tabla 35. Resumen de cargas 3 pisos - SMF

Tipo de carga	Nivel	Carga (ton/m2)
Sumatoria de carga Muerta	Piso 1	0.826
	Piso 2	0.872
	Cubierta	0.488
Sumatoria de carga Viva	Piso 1 al Piso 2	0.200
	Cubierta	0.07

Fuente: Elaboración propia

Tabla 36. Resumen de cargas 6 pisos - SMF

Tipo de carga	Nivel	Carga (ton/m2)
Sumatoria de Carga Muerta	Piso 1	0.898
	Piso 2	0.898
	Piso 3	0.860
	Piso 4	0.860
	Piso 5	0.669
	Cubierta	0,485
Sumatoria de Carga Viva	Piso 1 al Piso 5	0.200
	Cubierta	0.070

Fuente: Elaboración propia

### 2.1.2 Espectro elástico de diseño.

- Resumen espectro elástico de diseño.

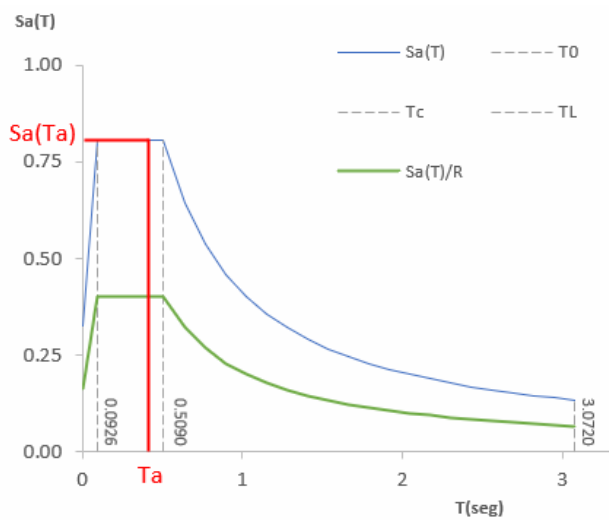


Ilustración 16. Espectro de diseño elástico - SMF

Fuente: Elaboración propia

Tabla 37. Espectro de Diseño - SMF

Parámetros del espectro de diseño	
$F_a$	1,40
$F_d$	1,45
$F_s$	1,06
$n$	2,48
$R$	8
$S_a$ (meseta)	0,806
$T_a$	0,4
$T_o$	0,09
$T_c$	0,51
$r$	1,00
$S_a(T_a)$	0,806

Fuente: Elaboración Propia

### 2.1.3 Parámetros de análisis sismorresistente.

- Factor de modificación de respuesta (R).

El factor de modificación de respuesta R se tomo de la NEC-SE-DS, para pórticos resistentes especiales a momentos de hormigón armado.

Tabla 38. Factor para sismo - SMF

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Tabla 15: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Fuente: NEC-SE-DS

$$R_0 = 8.00$$

Corrigiendo efectos de regularidad geométrica del edificio y redundancia del mismo:

-  $\phi_e =$  Irregularidad en altura.

Como en cada medida de entrepiso es el mismo (3 metros) no existe irregularidad en altura, por ende  $\phi_a = 1.00$ .

-  $\phi_p =$  Irregularidad en planta.

Debido a que el sistema estructural en planta es la misma en todos los pisos, la irregularidad en planta es  $\phi_p = 1.00$ .

$$R = \phi_e \phi_p R_0$$

$$R = 1.00 * 1.00 * 8.00 = 8.00$$

#### 2.1.4 Consideraciones generales en el análisis estructural.

- Inercia de las secciones agrietadas.

##### Estructuras de hormigón armado

En este caso, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera:

- 0.5  $I_g$  para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable)
- 0.8  $I_g$  para columnas

## 2.2 Diseño basado en fuerzas (DBF).

### 2.2.1 Análisis estático lineal.

- Edificación de 3 pisos.
- Periodo fundamental de vibración ( $T_a$ ).

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

$$T_a = 0.055 * (9)^{0.9} = 0.40 \text{ s}$$

- $h_T$  = Altura máxima de la edificación
- $C_t$  = Coeficiente que depende del tipo de edificio

Tabla 39. Coeficientes para la determinación del periodo fundamental de vibración - SMF

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

Fuente: NEC-SE-DS

- Carga sísmica reactiva ( $W_i$ ).

$$W_i = (\text{Peso muerto total}) * (\text{Area}_{\text{piso}})$$

$$\text{Piso}_{1-2} \rightarrow W_{1-2} = \left(0.826 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) * (203.36 \text{ m}^2) = 167.93 \text{ ton}$$

$$\text{Piso}_C \rightarrow W_C = \left(0.488 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) * (207.36 \text{ m}^2) = 101.24 \text{ ton}$$

$$W_{\text{total}} = \sum W_i = (2 * 167.93) \text{ ton} + (101.24) \text{ ton} = 437.1 \text{ ton}$$

- Coeficiente sísmico.

$$C_s = \frac{I_e * S_a(T_a)}{R}$$

$$C_s = \frac{1 * 0.806}{8}$$

$$C_s = 0.101 = 10.1\%$$

- Cortante basal estático en la base.

$$V_x = V_y = C_s * W_{total}$$

$$V_x = V_y = 0.101 * 437.1 \text{ ton} = 44.038 \text{ ton}$$

Como se observa, la cortante basal calculada manualmente mediante el análisis estático lineal, sus valores coinciden con los valores obtenidos de la basal mediante el software Etabs.

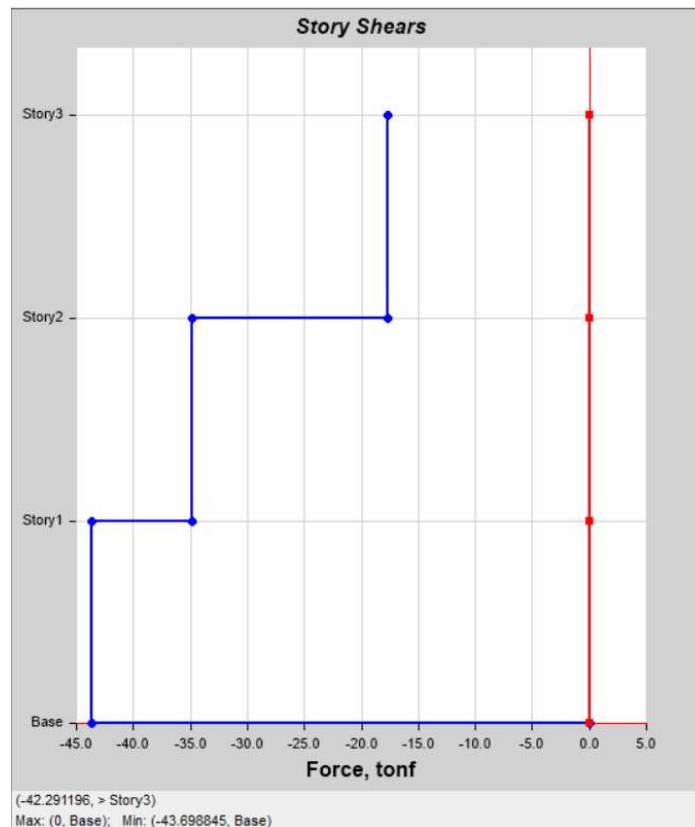


Ilustración 17. Cortante Basal, Dirección X – 3P - SMF  
Fuente: ETABS

- Determinación del factor k.

El coeficiente k distribuye las cargas laterales en proporción a las rigideces de los pisos.

$$k = 0.75 + 0.5T_a$$

Pero cuando el periodo fundamental de vibración es menor a 0.50 s el coeficiente k toma el siguiente valor.

$$k = 1.00$$

- Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales (Fx).

Esta distribución debe coincidir con el análisis modal dinámico, teniendo una variación de máximo 10%.

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_i^n W_i h_i^k} V$$

- $V$  = Cortante total en la base de la estructura
- $W_x$  = Peso asignado al piso "x" de la estructura
- $W_i$  = Peso asignado al piso "i" de la estructura
- $n$  = Numero de pisos de la estructura

Tabla 40. Calculo manual de la distribución de fuerzas sísmicas laterales - SMF

PISO	Nivel (m)	Area (m2)	hx (m)	Peso muerto	Wi (ton)	$W_x h_x^k$ (ton*m)	Fx (ton)	Vx(ton)
PISO 0	Nv. + 00.00	203.36	0	0	0	0	0	44
PISO 1	Nv. + 03.00	203.36	3	0.825	167.93	504	9	44
PISO 2	Nv. + 06.00	203.36	6	0.825	167.93	1008	18	35
PISO 3	Nv. + 09.00	207.36	9	0.488	101.24	911	17	17
<b>TOTAL</b>		<b>817.44</b>	<b>21</b>		437.10	<b>2423</b>	<b>44</b>	

Fuente: Elaboración propia

Como se observa, el cálculo manual de la distribución de las fuerzas sísmicas lateras (Fx) determinadas en cada nivel de cada piso, coinciden con las fuerzas laterales obtenidas mediante el software Etabs.

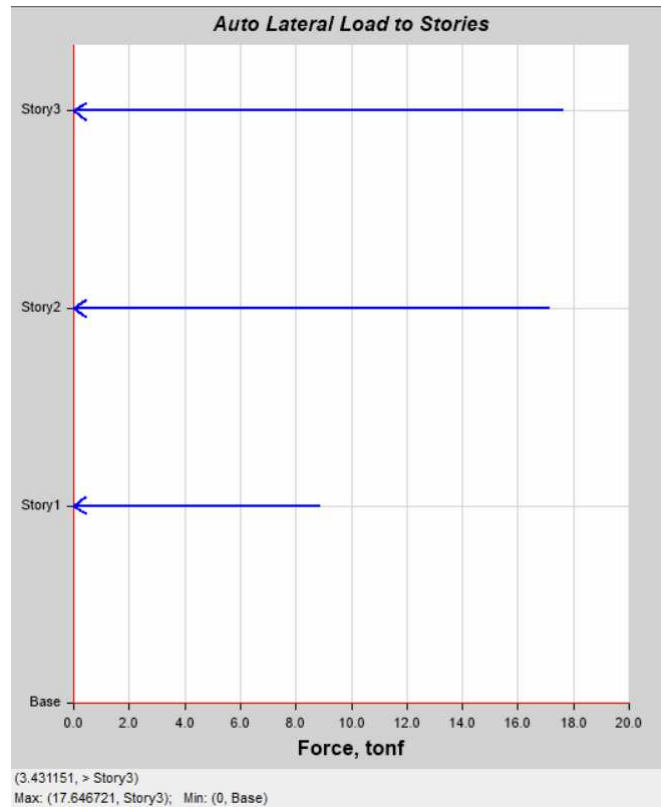


Ilustración 18. Distribución Fuerzas Laterales Sísmicas, sentido X – 3P - SMF  
Fuente: ETABS

- Edificación de 6 pisos.
- Periodo fundamental de vibración ( $T_a$ ).

$$T_a = 0.055 * (18)^{0.9} = 0.7415 \text{ s}$$

- Carga sísmica reactiva ( $W_i$ ).

$$W_i = (\text{Peso muerto total}) * (\text{Area}_{\text{piso}})$$

$$\text{Piso}_1 \rightarrow W_1 = \left(1.162 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) * (203.36 \text{ m}^2) = 182.701 \text{ ton}$$

$$\text{Piso}_2 \rightarrow W_2 = \left(1.162 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) * (203.36 \text{ m}^2) = 182.701 \text{ ton}$$

$$\text{Piso}_3 \rightarrow W_3 = \left(1.098 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) * (203.36 \text{ m}^2) = 174.883 \text{ ton}$$

$$Piso_4 \rightarrow W_4 = \left(1.098 \frac{ton}{m^2}\right) * (203.36 m^2) = 174.883 ton$$

$$Piso_5 \rightarrow W_5 = \left(1.060 \frac{ton}{m^2}\right) * (203.36 m^2) = 136.109 ton$$

$$Piso_6 \rightarrow W_6 = \left(0.869 \frac{ton}{m^2}\right) * (207.36 m^2) = 100.653 ton$$

$$W_{total} = \sum W_i = 952 ton$$

- Coeficiente sísmico.

$$C_s = \frac{I_e * S_a(T_a)}{R}$$

$$C_s = \frac{1 * 0.554}{8}$$

$$C_s = 0.06925 = 6.925\%$$

- Cortante basal estático en la base.

$$V_x = V_y = C_s * W_{total}$$

$$V_x = V_y = 0.06925 * 952 ton = 66 ton$$

Como se observa, la cortante basal calculada manualmente mediante el análisis estático lineal, sus valores coinciden con los valores obtenidos de la basal mediante el software Etabs.

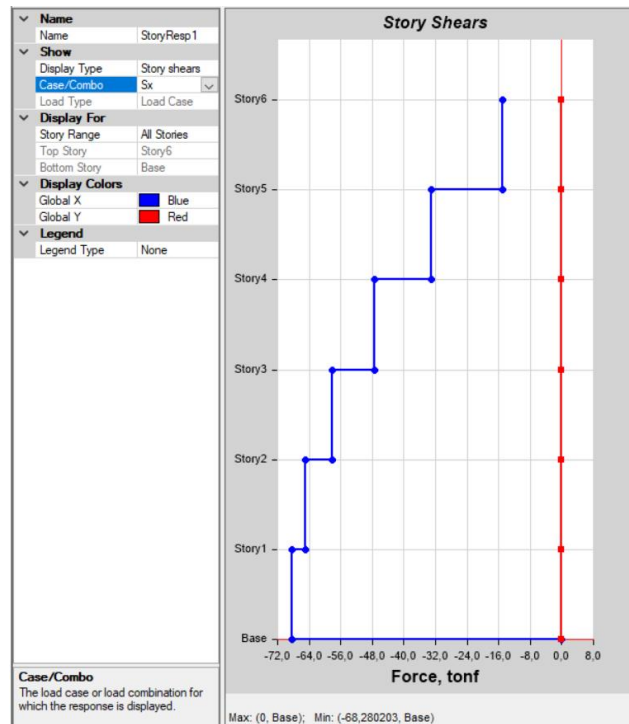


Ilustración 19. Cortante Basal, Dirección X – 6P - SMF  
Fuente: ETABS

- Determinación del factor k.

El coeficiente k distribuye las cargas laterales en proporción a las rigideces de los pisos.

$$k = 0.75 + 0.5T_a$$

$$k = 0.75 + 0.5(0.7415) = 1.12$$

- Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales ( $F_x$ ).

Esta distribución debe coincidir con el análisis modal dinámico, teniendo una variación de máximo 10%.

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_i^n W_i h_i^k} V$$

- $V$  = Cortante total en la base de la estructura
- $W_x$  = Peso asignado al piso "x" de la estructura
- $W_i$  = Peso asignado al piso "i" de la estructura
- $n$  = Numero de pisos de la estructura

Tabla 41. Cálculo manual de la distribución de fuerzas sísmicas laterales – 6P - SMF

PISO	Nivel (m)	Area (m2)	hx (m)	Peso muerto	Wi (ton)	$W_x h_x^k$ (ton*m)	Fx (ton)	Vx (ton)
PISO 0	Nv. + 00.00	207,36	0	0	0	0	0	66
PISO 1	Nv. + 03.00	203,36	3	0,89841	182,701	625	3	66
PISO 2	Nv. + 06.00	203,36	6	0,89841	182,701	1359	7	63
PISO 3	Nv. + 09.00	203,36	9	0,85997	174,883	2049	11	55
PISO 4	Nv. + 12.00	203,36	12	0,85997	174,883	2828	15	44
PISO 5	Nv. + 15.00	203,36	15	0,6693	136,109	2826	18	29
PISO 6	Nv. + 18.00	207,36	18	0,4854	100,653	2563	14	14
TOTAL					952	12249	66	

Fuente: Elaboración propia

Como se observa, el cálculo manual de la distribución de las fuerzas sísmicas laterales (Fx) determinadas en cada nivel de cada piso, coinciden con las fuerzas laterales obtenidas mediante el software Etabs.

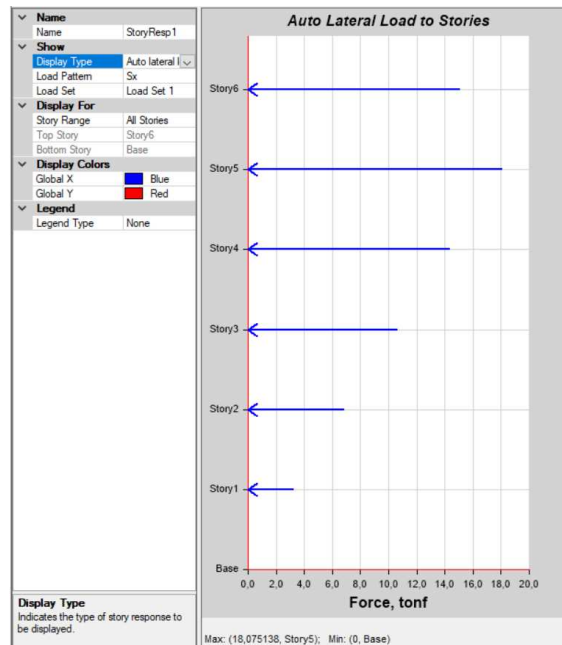


Ilustración 20. Distribución Fuerzas Laterales Sísmicas, sentido X – 6P - SMF  
Fuente: ETABS

### 2.2.2 Análisis modal espectral.

#### Edificación de 3 pisos.

- Periodos de vibración.

Tabla 42. Periodos de vibración – 3P - SMF

Modal Participating Mass Ratios			
Case	Mode	Period	sec
Modal	1	0.499	
Modal	2	0.492	
Modal	3	0.431	
Modal	4	0.173	
Modal	5	0.171	
Modal	6	0.151	
Modal	7	0.089	
Modal	8	0.088	
Modal	9	0.078	

Fuente: Etabs

El modo de vibración 1 es el sentido “X” y el modo 2 es en el sentido “Y”, sus periodos son similares debido a que los componentes estructurales están distribuidos de tal manera que el sistema tiene una similar rigidez en ambas direcciones.

De acuerdo a la NEC los periodos vibración determinados por el análisis modal no debe ser mayor que el 130% del periodo fundamental de vibración calculado, como se observa a continuación el periodo modal de la estructura “X” y “Y” cumple con dicha condición, cabe recalcar que se debe recalcar el coeficiente sísmico y el coeficiente k.

Tabla 43. Límites del periodo de vibración 3P - SMF

Modo de vibración	Periodo (s)	Coficiente K	Sa(Ta)	Coficiente Sísmico (Cs)
Ta	0.4	1.00	0.806	0.101
T Modal X	0.499	1.00	0.806	0.101
T Modal Y	0.48	1.03	0.806	0.101
T max	0.52	1.01	0.791	0.099

Fuente: Etabs

- Participación acumulada de la masa.

La NEC-SE-DS define que, del total de modos de vibración de la estructura, solo se consideren en el análisis dinámico los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura.

Tabla 44. Participación acumulada de la masa 3P - SMF

Modal Participating Mass Ratios

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
▶	Modal	1	0.499	0	0.7833	0	0	0.7833
	Modal	2	0.492	0.7854	0	0	0.7854	0.7833
	Modal	3	0.431	2.728E-06	0.0002	0	0.7854	0.7835
	Modal	4	0.173	0	0.1388	0	0.7854	0.9223
	Modal	5	0.171	0.1375	0	0	0.923	0.9223
	Modal	6	0.151	1.687E-06	0.0002	0	0.923	0.9225
	Modal	7	0.089	9.304E-06	0.0772	0	0.923	0.9997
	Modal	8	0.088	0.077	9.902E-06	0	1	0.9997
	Modal	9	0.078	2.434E-06	0.0003	0	1	1

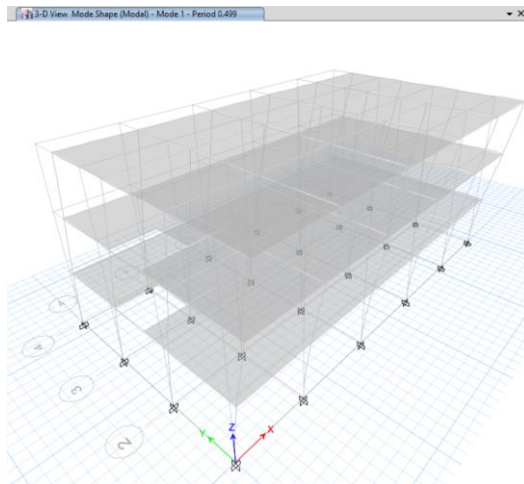
Fuente: Etabs

Como se puede observar el 90% del total de masa acumulado está sucediendo en el modo de vibración 5.

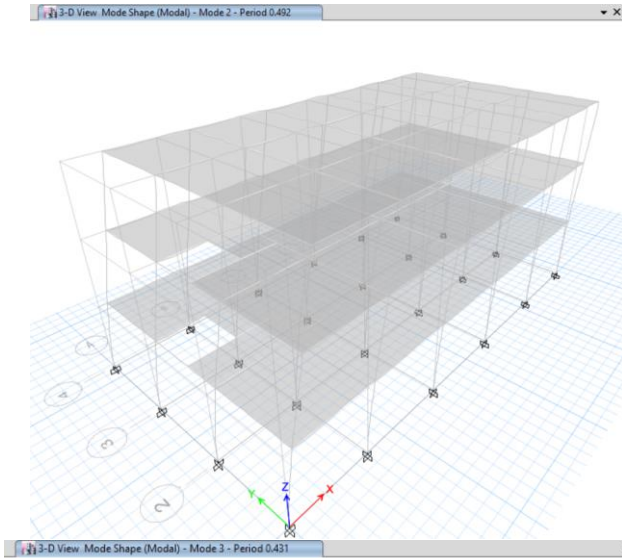
- Numero de modos de vibración.

Los grados de libertad por cada nivel de piso son tres, siendo dos traslacionales el eje “X” y “Y” y el terceo es en sentido rotacional con respecto al eje “Z”.

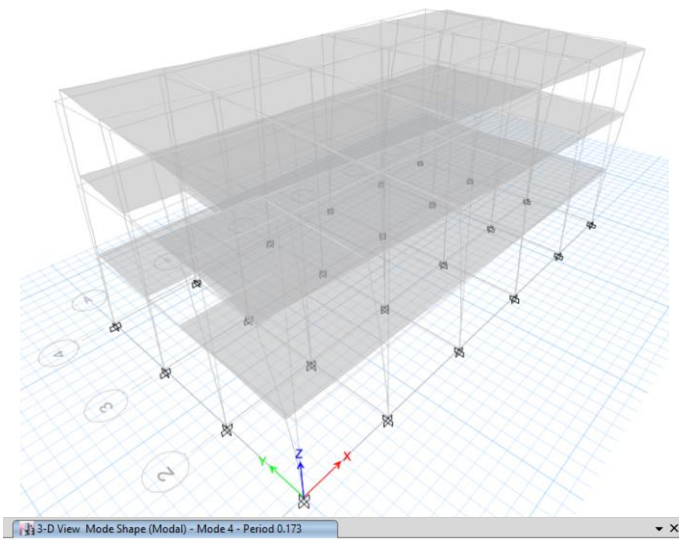
$$Modos_{vibracion} = 3 * Numero_{pisos} = 3 * 3 = 9$$



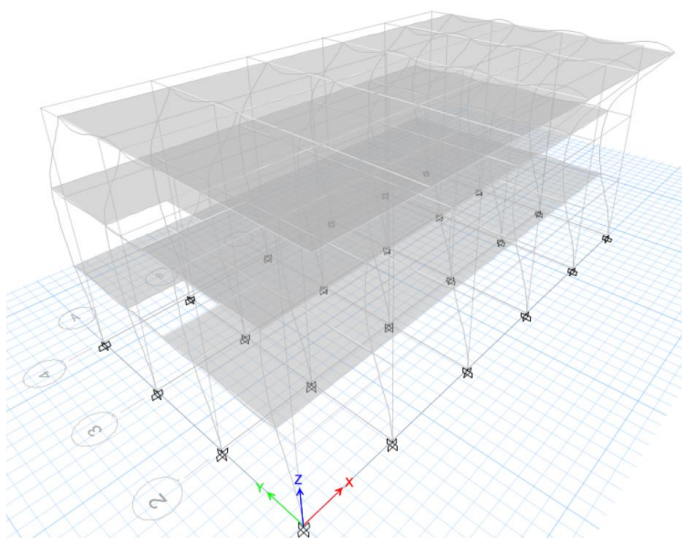
Modo de vibración 1  
Traslacional al sentido Eje  
“Y”



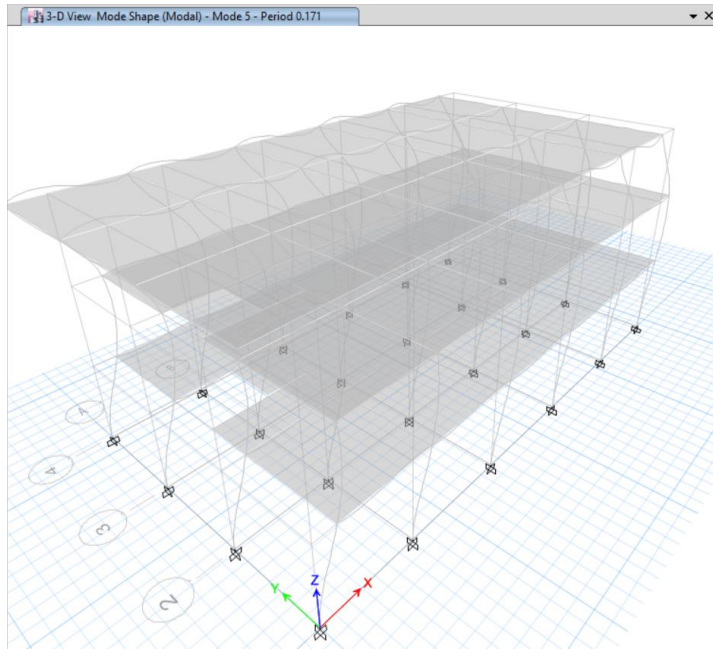
*Modo de vibración 2*  
 Traslacional al sentido Eje  
 “X”



*Modo de vibración 3*  
 Rotacional respecto al Eje  
 “Z”



*Modo de vibración 4*



*Modo de vibración 5*

*Ilustración 21. Modos de vibración 3P - SMF*

*Fuente: Etabs*

Del análisis modal se puede observar que, en los tres modos fundamentales de la estructura, las masas se mueven en las direcciones “X” e “Y”, predominando la disipación de energía en modos traslacionales, verificando que la estructura no es sensible a efectos torsionales, debido a su regularidad geométrica en planta y altura.

- Torsión en Planta.

Se recomienda que los efectos torsionales en los dos primeros modos de vibración fundamentales, sean < 30%, asegurando el desplazamiento de la estructura en los periodos fundamentales de la estructura. El tercer modo es totalmente torsional.

*Tabla 45. Participación modal de la masa 3P - SMF*

Modal Participating Mass Ratios				
1 de 9   Reload Apply				
	Case	Mode	Period sec	Sum RZ
5	Modal	1	0.499	0.0003
	Modal	2	0.492	0.0003
	Modal	3	0.431	0.7848
	Modal	4	0.173	0.785
	Modal	5	0.171	0.785
	Modal	6	0.151	0.9232
	Modal	7	0.089	0.9235
	Modal	8	0.088	0.9235
	Modal	9	0.078	1

*Fuente: Etbas*

Como se puede observar, en los dos primeros modos de vibración los efectos de torsión son nulos, con lo que se puede afirmar que la estructura en su tercer modo es completamente rotacional y además se puede decir que está cumpliendo el efecto torsional ya que cumple con el requerimiento que los efectos en los dos primeros modos sean menores al 30%.

- **Edificación de 6 pisos.**

- Periodos de vibración.

El modo de vibración 1 es el sentido “X” y el modo 2 es en el sentido “Y”, sus periodos son similares debido a que los componentes estructurales están distribuidos de tal manera que el sistema tiene una similar rigidez en ambas direcciones.

Tabla 46. Periodos de vibración – 6P - SMF

Case	Mode	Period sec
Modal	1	0.946
Modal	2	0.93
Modal	3	0.801
Modal	4	0.298
Modal	5	0.294
Modal	6	0.257
Modal	7	0.157
Modal	8	0.155
Modal	9	0.137
Modal	10	0.096
Modal	11	0.095
Modal	12	0.085
Modal	13	0.066
Modal	14	0.065
Modal	15	0.058
Modal	16	0.048
Modal	17	0.048
Modal	18	0.043

Fuente: Etabs

De acuerdo a la NEC los periodos vibración determinados por el análisis modal no debe ser mayor que el 130% del periodo fundamental de vibración calculado, como se observa a continuación el periodo modal de la estructura “X” y “Y” cumple con dicha condición, cabe recalcar que se debe recalcular el coeficiente sísmico y el coeficiente k.

Tabla 47. Límites del periodo de vibración 6P- SMF

Modo de vibración	Periodo (s)	Coficiente K	Sa (Ta)	Coficiente sísmico (Cs)
Ta	0,7415	1,12	0,554	0,069
T Modal X	0,946	1,22	0,434	0,054
T Modal Y	0,931	1,22	0,441	0,055
T max	0,96	1,23	0,426	0,053

Fuente: Etabs

- **Participación acumulada de la masa.**

La NEC-SE-DS define que, del total de modos de vibración de la estructura, solo se consideren en el análisis dinámico los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura.

Tabla 48. Participación acumulada de la masa – 6P - SMF

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.946	0	0.7618	0	0	0.7618
Modal	2	0.93	0.7641	5.507E-07	0	0.7641	0.7618
Modal	3	0.801	6.744E-06	0.0004	0	0.7641	0.7622
Modal	4	0.298	0	0.1192	0	0.7641	0.8813
Modal	5	0.294	0.1182	0	0	0.8823	0.8813
Modal	6	0.257	1.018E-06	0.0001	0	0.8823	0.8814
Modal	7	0.157	0	0.0539	0	0.8823	0.9353
Modal	8	0.155	0.0535	0	0	0.9358	0.9353
Modal	9	0.137	7.316E-07	0.0001	0	0.9358	0.9354
Modal	10	0.096	1.066E-06	0.0304	0	0.9358	0.9658
Modal	11	0.095	0.0302	1.159E-06	0	0.966	0.9658
Modal	12	0.085	7.108E-07	0.0001	0	0.966	0.9658
Modal	13	0.066	4.056E-06	0.0194	0	0.966	0.9852
Modal	14	0.065	0.0193	4.26E-06	0	0.9853	0.9852
Modal	15	0.058	6.034E-07	0.0001	0	0.9853	0.9853
Modal	16	0.048	1.805E-05	0.0146	0	0.9853	0.9999
Modal	17	0.048	0.0147	1.84E-05	0	1	0.9999
Modal	18	0.043	0	0.0001	0	1	1

Fuente: Etabs

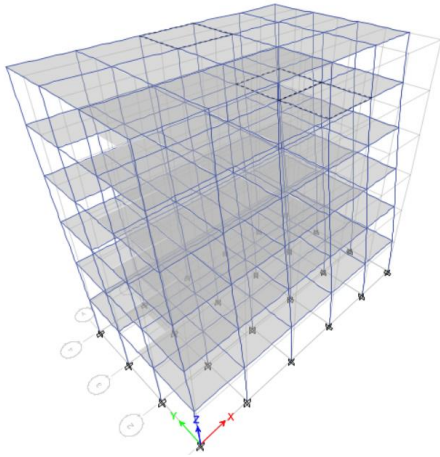
Como se puede observar el 90% del total de masa acumulado está sucediendo en el modo de vibración 8.

- **Numero de modos de vibración.**

Los grados de libertad por cada nivel de piso son tres, siendo dos traslacionales el eje “X” y “Y” y el tercero es en sentido rotacional con respecto al eje “Z”.

$$Modos_{vibracion} = 3 * Numero_{pisos} = 3 * 6 = 18$$

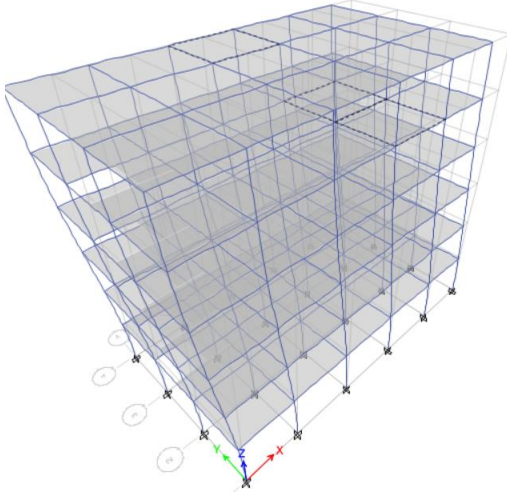
3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 0,946



*Modo de vibración 1*

Traslacional al sentido Eje "Y"

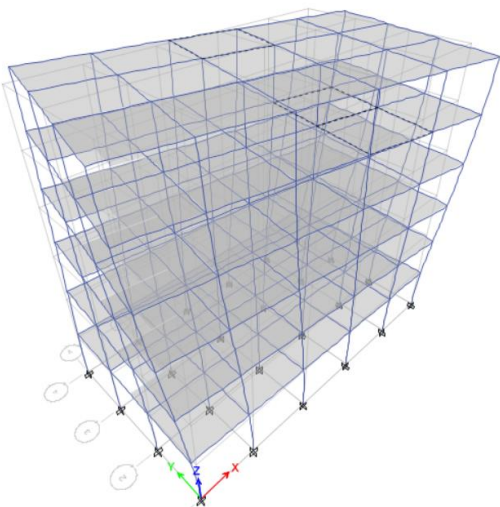
3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 2 - Period 0,93



*Modo de vibración 2*

Traslacional al sentido Eje "X"

3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 3 - Period 0,801



*Modo de vibración 3*

Rotacional respecto al Eje "Z"

Ilustración 22. Modos de vibración – 6P - SMF  
Fuente: Etabs

Del análisis modal se puede observar que, en los tres modos fundamentales de la estructura, las masas se mueven en las direcciones “X” e “Y”, predominando la disipación de energía en modos traslacionales, verificando que la estructura no es sensible a efectos torsionales, debido a su regularidad geométrica en planta y altura.

- Torsión en Planta.

Se recomienda que los efectos torsionales en los dos primeros modos de vibración fundamentales, sean < 30%, asegurando el desplazamiento de la estructura en los periodos fundamentales de la estructura. El tercer modo es totalmente torsional.

Tabla 49. Participación modal de la masa – 6P - SMF

Case	Mode	Period sec	Sum RZ
Modal	1	0.946	0.0004
Modal	2	0.93	0.0004
Modal	3	0.801	0.7634
Modal	4	0.298	0.7635
Modal	5	0.294	0.7635
Modal	6	0.257	0.8825
Modal	7	0.157	0.8826
Modal	8	0.155	0.8826
Modal	9	0.137	0.9364
Modal	10	0.096	0.9364
Modal	11	0.095	0.9364
Modal	12	0.085	0.9663
Modal	13	0.066	0.9664
Modal	14	0.065	0.9664
Modal	15	0.058	0.9855
Modal	16	0.048	0.9856
Modal	17	0.048	0.9856
Modal	18	0.043	1

Fuente: Etabs

Como se puede observar, en los dos primeros modos de vibración los efectos de torsión son nulos, con lo que se puede afirmar que la estructura en su tercer modo es completamente rotacional y además se puede decir que está cumpliendo el efecto torsional ya que cumple con el requerimiento que los efectos en los dos primeros modos sean menores al 30%.

### 2.2.3 Configuración estructural.

- Edificación de 3 pisos.

El Sistema Resistente a Cargas Sísmicas entra a trabajar en el momento en el que un evento sísmico libera energía, provocando que el suelo se desplace a aceleraciones que varían según sus características físico-mecánicas.

Estas fuerzas sísmicas son absorbidas por el Sistema Resistente a Cargas Sísmicas, el cual se compone de una estructura rígida que limita el desplazamiento lateral que el edificio puede llegar a tener, así como su periodo de vibración.

Este sistema para el presente caso se compone de pórticos especiales a momento de alta capacidad de disipación de energía (PEM), conformado por vigas principales y columnas robustas capaces de absorber una gran cantidad de energía sísmica antes de su fractura.

Este Sistema Resistente a Cargas Sísmicas fue modelado con el software Etabs, mediante diversas iteraciones hasta que la estructura cumpliera con los parámetros de periodo y cortante basal.

- Vista en Planta del Sistema Resistente a Cargas Sísmica.



Ilustración 23. Representación estructural Piso 1 a 2 – 3P - SMF

Fuente: Etabs



Ilustración 24. Representación estructural Piso 3 – 3P - SMF

Fuente: Etabs

- Vista Frontal del Sistema Resistente a Cargas Sísmica.



Ilustración 25. Vista frontal del sistema estructural 3P - SMF

Fuente: Etabs

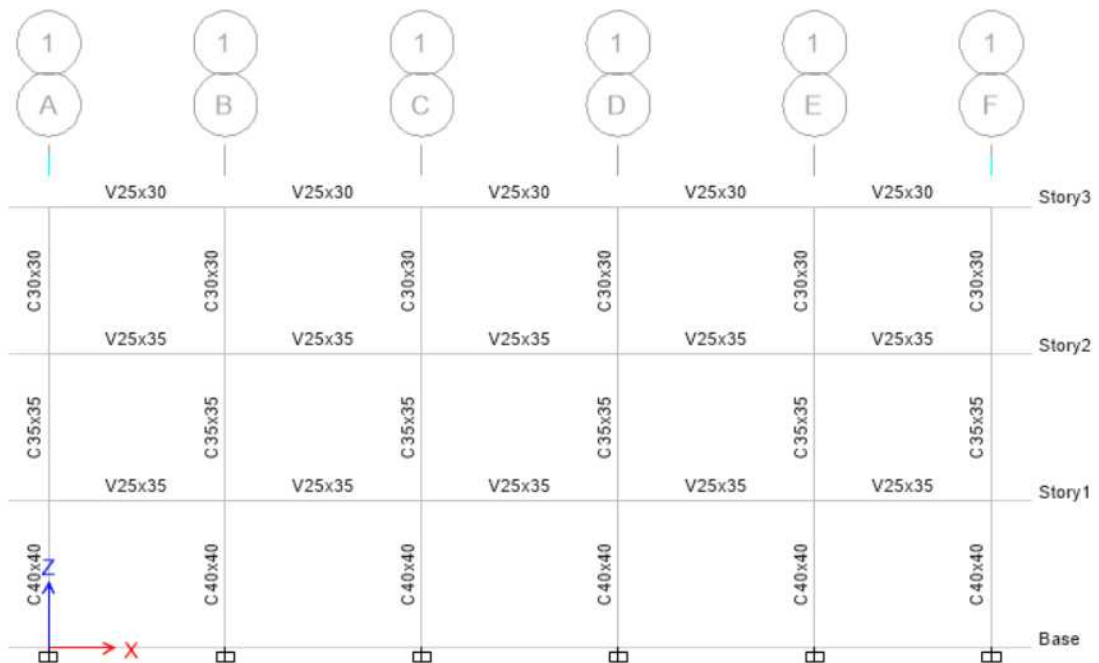


Ilustración 26. Vista lateral del sistema estructural – 3P - SMF

Fuente: Etabs

- **Edificación de 6 pisos.**

- Vista en Plantea del Sistema Resistente a Cargas Sísmica.



Ilustración 27. Representación estructural Piso 1 a 5 – 6P - SMF

Fuente: Etabs



Ilustración 28. Representación estructural Piso 6 – 6P -SMF

Fuente: Etabs

- Vista Frontal del Sistema Resistente a Cargas Sísmica.

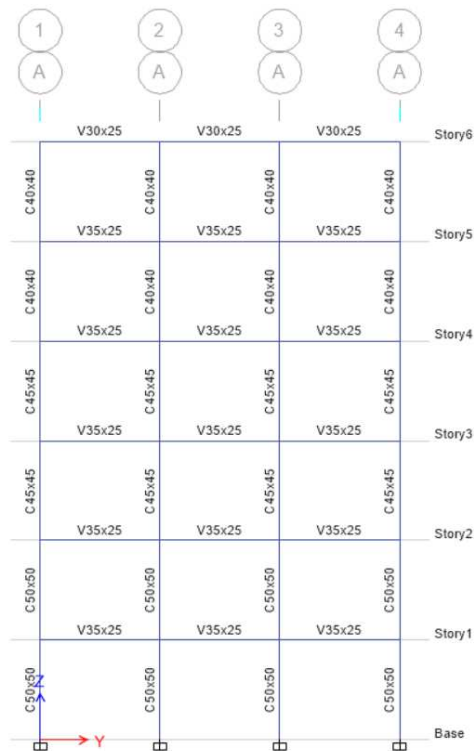


Ilustración 29. Vista frontal del sistema estructura – 6P - SMF  
Fuente: Etabs



Ilustración 30. Vista lateral del sistema estructura – 6P - SMF  
Fuente: Etabs

### 2.3 Diseño de elementos.

- Diseño de vigas para pórtico especial a momento (SMF).

#### 2.3.1 Dimensiones y recubrimiento para las vigas (SMF).

De acuerdo al reglamento del ACI 318-14, se escogió para las vigas un recubrimiento tanto para la parte superior como inferior de 4 cm.

Tabla 50. Dimensiones y recubrimientos de las vigas

Sistema	Elemento	Ancho	Peralte	Rec. Inferior	Rec. Superior	Altura Efectiva
		b (cm)	h (cm)	r (cm)	d' (cm)	d (cm)
Sistema 3 Pisos	Viga 1 (Piso 1-2)	25	35	4	4	31
	Viga 2 (Piso 3)	25	30	4	4	26
Sistema 6 Pisos	Viga 1 (Piso 1-2)	25	35	4	4	31
	Viga 2 (Piso 6)	25	30	4	4	26

Fuente: Elaboración Propia

#### 2.3.2 Longitud del vano.

El vano donde se va analizar las solicitaciones actuantes de flexión y cortante, será en la longitud más grande medida desde ambos centros de ejes de las columnas.

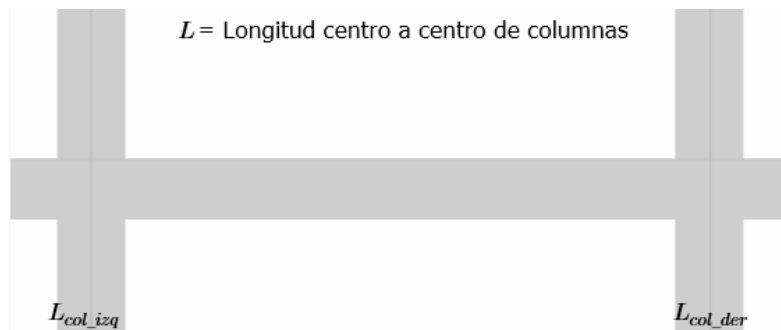


Ilustración 31. Representación de la longitud del vano de las vigas

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 51. Luz libre para el análisis de las vigas SMF

Sistema	Elemento	Dimensión Columna Derecha	Dimensión Columna Izquierda	Longitud Libre
		$L_{col\_der}$ (m)	$L_{col\_izq}$ (m)	$L_n$ (m)
Sistema 3 Pisos	Viga 1	0.40	0.40	3.60
	Viga 2	0.30	0.30	3.70
Sistema 6 Pisos	Viga 1	0.50	0.50	3.50
	Viga 2	0.40	0.40	3.60

Fuente: Elaboración Propia

### 2.3.3 Revisiones de límites dimensionales.

La luz libre de la viga no debe ser menor a cuatro veces la altura útil de la sección.

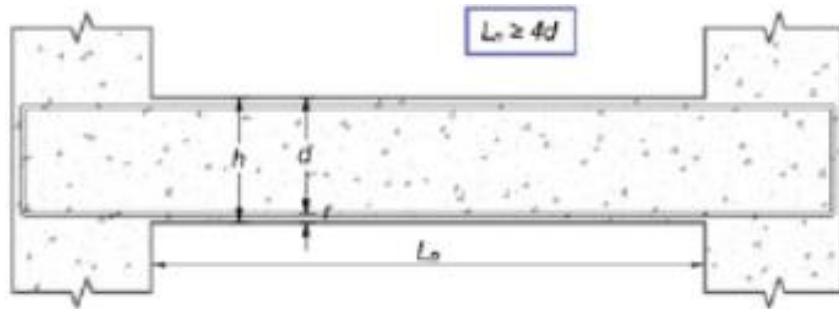


Ilustración 32. Límite dimensional de la luz libre de las vigas  
Fuente: ACI 318-14

El ancho de la sección debe ser al menos igual al menor valor entre 0.3 veces la altura de la misma y 250 mm.

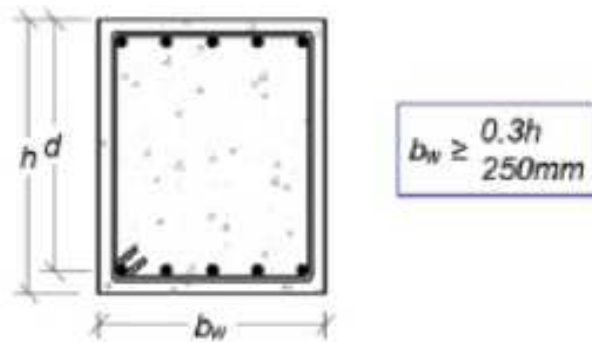


Ilustración 33. Límite dimensional del ancho de la viga  
Fuente: ACI 318-14

Tabla 52. Revisiones de límites dimensionales de la sección de las vigas SMF

Sistema	Elemento	Verificación de Luz Libre	Verificación Ancho de la Sección
Sistema 3 Pisos	Viga 1	Cumple	Cumple
	Viga 2	Cumple	Cumple
Sistema 6 Pisos	Viga 1	Cumple	Cumple
	Viga 2	Cumple	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

### 2.3.4 Diseño del refuerzo longitudinal.

- Momentos últimos provenientes del análisis.

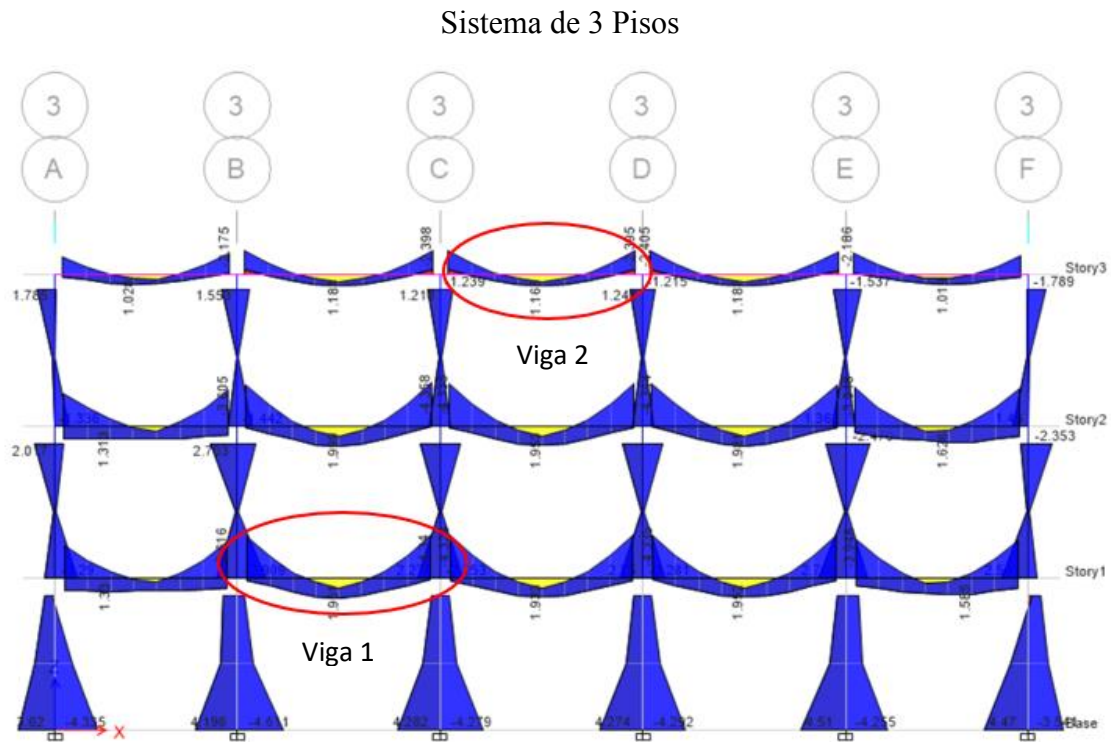


Ilustración 34. Momentos actuantes bajo cargas gravitacionales del sistema de 3 pisos  
Fuente: Etabs

### Viga 1

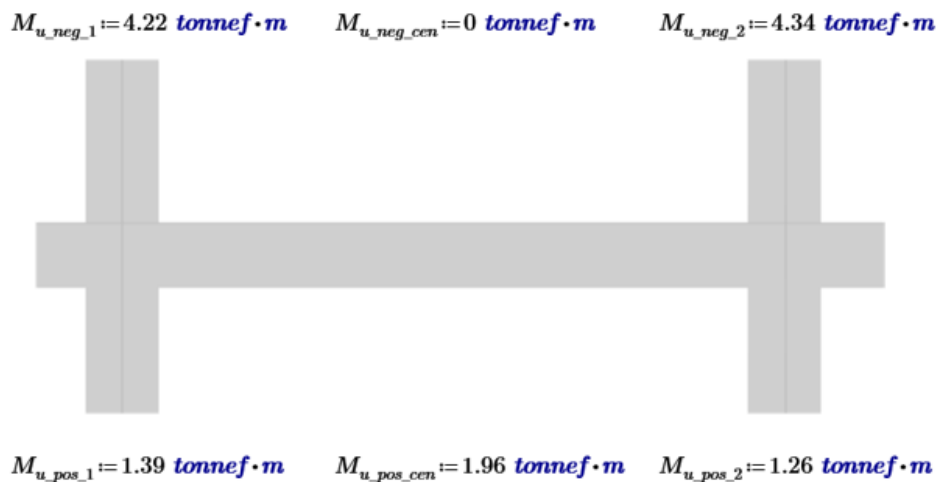


Ilustración 35. Momentos actuantes para la viga 1 del sistema de 3 pisos  
Ilustración 36. Fuente: Elaboración Propia

## Viga 2

$$M_{u\_neg\_1} := 2.4 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad M_{u\_neg\_cen} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad M_{u\_neg\_2} := 2.4 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$



$$M_{u\_pos\_1} := 0.54 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad M_{u\_pos\_cen} := 1.19 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad M_{u\_pos\_2} := 0.54 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Ilustración 37. Momentos actuantes para la viga 2 del sistema de 3 pisos  
Fuente: Elaboración Propia

## Sistema de 6 Pisos

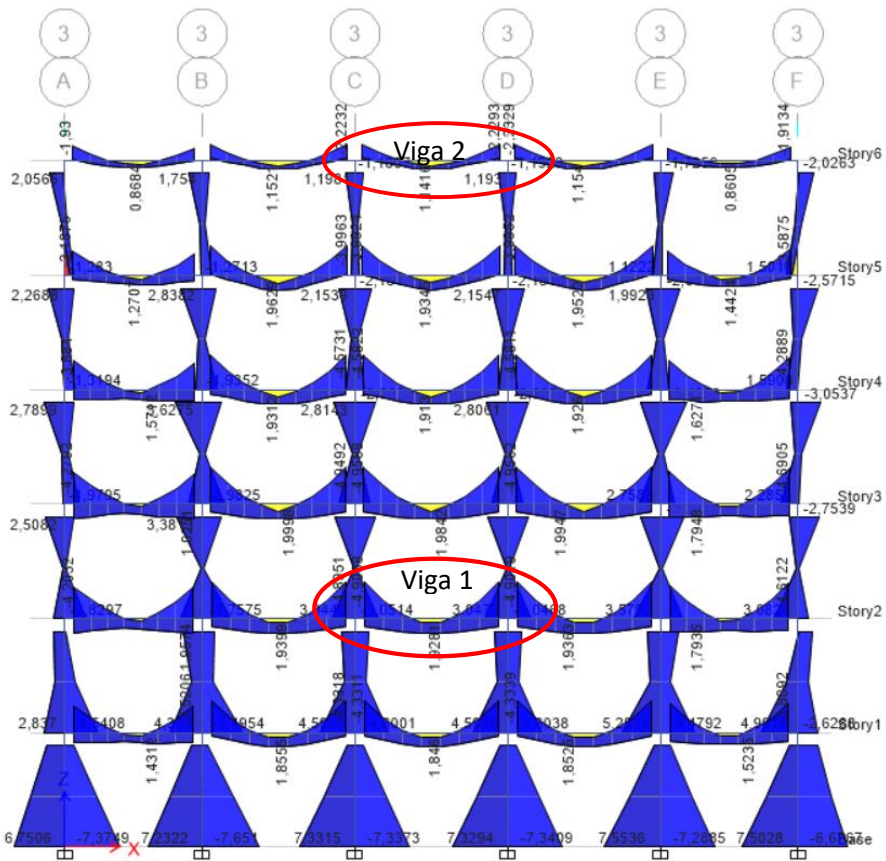


Ilustración 38. Momentos actuantes bajo cargas gravitacionales del sistema de 6 pisos  
Fuente: Etabs

## Viga 1

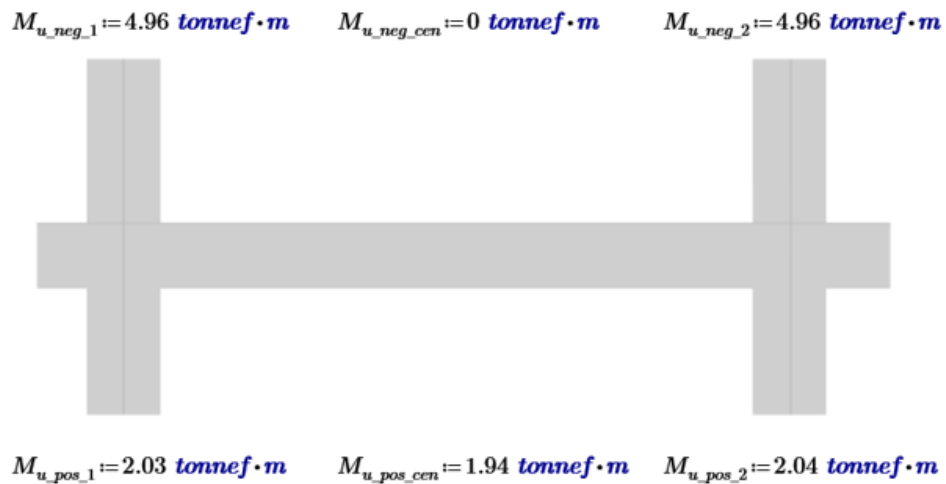


Ilustración 39. Momentos actuantes para la viga 1 del sistema de 6 pisos

Ilustración 40. Fuente: Elaboración Propia

## Viga 2

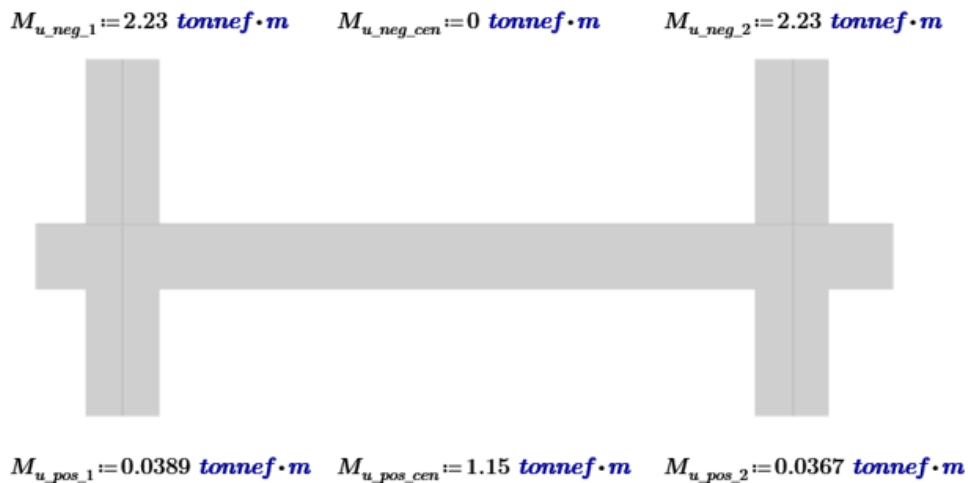


Ilustración 41. Momentos actuantes para la viga 2 del sistema de 6 pisos.

Ilustración 42. Fuente: Elaboración Propia

- Cálculo Acero Longitudinal.

El refuerzo longitudinal, se coloca en toda la longitud de las vigas. Tiene como función principal tomar las compresiones y tracciones que el concreto no puede resistir; y adicionalmente permitir a la viga flexionarse sin que se triture el concreto.

Profundidad del bloque equivalente:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot f'_c \cdot \phi_b \cdot b}}$$

Factor de minoración para resistencia a flexión:

$$\phi_b := 0.90$$

Profundidad del eje neutro:

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\beta_1 := 0.85$$

Profundidad máxima del eje neutro para garantizar una falla controlada por tracción:

$$c_{max} = \left( \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{s_{min}}} \right) \cdot d$$

Deformación mínima del acero para falla controlada por tracción:

$$\epsilon_{s_{min}} := 0.005$$

Acero mínimo:

$$A_{s_{min\_1}} = \frac{14}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{min\_2}} = \frac{0.80 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{min}} = \max(A_{s_{min\_1}}, A_{s_{min\_2}})$$

Acero Longitudinal del Análisis:

$$A_{s_{análisis}} = \max \left( \frac{M_u}{\phi_b \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)}, A_{s_{min}} \right)$$

Tabla 53. Acero longitudinal requerido en las vigas SMF

Sistema	Elemento	Posición		Momento Último	Profund. Bloque equiv. al.	Profund. del eje neutro	Profundidad máxima del eje neutro	Verificación	Acero longitudinal del análisis	Acero longitudinal mínimo	Acero longitudinal requerido
				Mu (ton x m)	a (cm)	C (cm)	C <sub>max</sub> (cm)		A <sub>s, análisis</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s, min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s, req</sub> (cm <sup>2</sup> )
Sistema de 3 Pisos	Viga 1	Extremo 1	Positivo	1.39	0.849	1	11.625	Cumple	1.203	2.583	2.583
			Negativo	4.22	2.656	3.125	11.625	Cumple	3.762	2.583	3.762
		Centro	Positivo	1.96	1.204	1.417	11.625	Cumple	1.706	2.583	2.583
			Negativo	0	0	0	11.625	Cumple	0	2.583	2.583
		Extremo 2	Positivo	1.26	0.769	0.904	11.625	Cumple	1.089	2.583	2.583
			Negativo	4.34	2.735	3.218	11.625	Cumple	3.875	2.583	3.875
	Viga 2	Extremo 1	Positivo	0.54	0.391	0.46	9.75	Cumple	0.554	2.167	2.167
			Negativo	2.4	1.785	2.1	9.75	Cumple	2.529	2.167	2.529
		Centro	Positivo	1.19	0.869	1.023	9.75	Cumple	1.231	2.167	2.167
			Negativo	0	0	0	9.75	Cumple	0	2.167	2.167
		Extremo 2	Positivo	0.54	0.391	0.46	9.75	Cumple	0.554	2.167	2.167
			Negativo	2.4	1.785	2.1	9.75	Cumple	2.529	2.167	2.529
Sistema de 6 Pisos	Viga 1	Extremo 1	Positivo	2.03	1.248	1.468	11.625	Cumple	1.768	2.583	2.583
			Negativo	4.96	3.148	3.703	11.625	Cumple	4.459	2.583	4.459
		Centro	Positivo	1.94	1.192	1.402	1.625	Cumple	1.688	2.583	2.583
			Negativo	0	0	0	11.625	Cumple	0	2.583	2.583
		Extremo 2	Positivo	2.04	1.254	1.476	11.625	Cumple	1.777	2.583	2.583
			Negativo	4.96	3.148	3.703	11.625	Cumple	4.459	2.583	4.459
	Viga 2	Extremo 1	Positivo	0.25	0.18	0.212	9.75	Cumple	0.255	2.167	2.167
			Negativo	2.23	1.654	1.946	9.75	Cumple	2.344	2.167	2.344
		Centro	Positivo	1.15	0.84	0.988	9.75	Cumple	1.189	2.167	2.167
			Negativo	0	0	0	9.75	Cumple	0	2.167	2.167
		Extremo 2	Positivo	0.25	0.18	0.212	9.75	Cumple	0.255	2.167	2.167
			Negativo	2.23	1.654	1.946	9.75	Cumple	2.344	2.167	2.344

Fuente: Elaboración Propia

Con el refuerzo longitudinal requerido, se procede a armar la viga con diferentes cantidad y diámetros de varilla, en donde este armado debe ser mayor al área requerida determinada.

Tabla 54. Armado longitudinal en las vigas SMF

Sistema	Elemento	Posición		Acero requerido	Diámetro de barra a utilizar	Cantidad de barras	Acero longitudinal definitivo
				$A_{s\_req}$ (cm <sup>2</sup> )	diámetro		$A_{s\_def}$ (cm <sup>2</sup> )
Sistema de 3 Pisos	Viga 1	Extremo 1	Superior	3.76	12	4	5.067
			Inferior	2.583	10	4	2.85
		Centro	Superior	2.583	12	4	5.067
			Inferior	2.583	10	4	2.85
		Extremo 2	Superior	3.875	12	4	5.067
			Inferior	2.583	10	4	2.85
	Viga 2	Extremo 1	Superior	2.53	10	4	2.85
			Inferior	2.167	10	4	2.85
		Centro	Superior	2.167	10	4	2.85
			Inferior	2.167	10	4	2.85
		Extremo 2	Superior	2.529	10	4	2.85
			Inferior	2.167	10	4	2.85
Sistema de 6 Pisos	Viga 1	Extremo 1	Superior	4.50	12	4	5.067
			Inferior	2.583	10	4	3.80
		Centro	Superior	2.583	12	4	5.067
			Inferior	1.688	10	4	3.80
		Extremo 2	Superior	4.459	12	4	5.067
			Inferior	2.583	10	4	3.80
	Viga 2	Extremo 1	Superior	2.30	10	4	3.14
			Inferior	2.167	10	3	2.35
		Centro	Superior	2.167	10	4	3.14
			Inferior	2.167	10	3	2.35
		Extremo 2	Superior	2.344	10	4	3.14
			Inferior	2.167	10	3	2.35

Fuente: Elaboración Propia

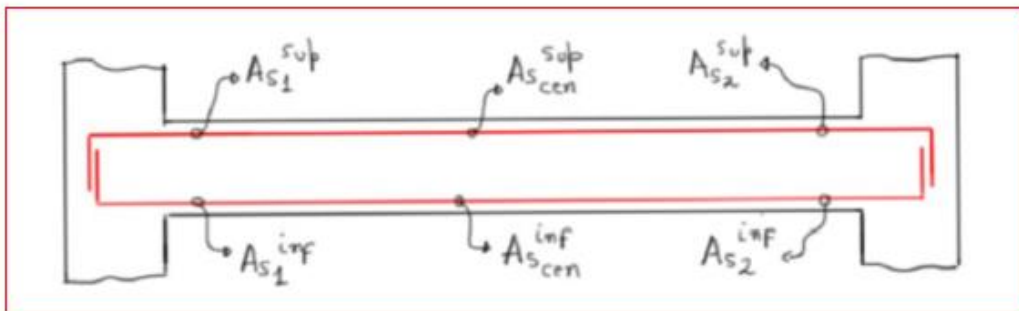
### Sistema de 3 Pisos

#### Viga 1

$$A_{s\_sup\_1\_def} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_cen\_def} = 4.524 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_2\_def} = 4.524 \text{ cm}^2$$



$$A_{s\_inf\_1\_def} = 3.142 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_cen\_def} = 3.142 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_2\_def} = 3.142 \text{ cm}^2$$

Ilustración 43. Armado longitudinal viga 1 SMF del sistema de 3 pisos

Fuente: Elaboración Propia

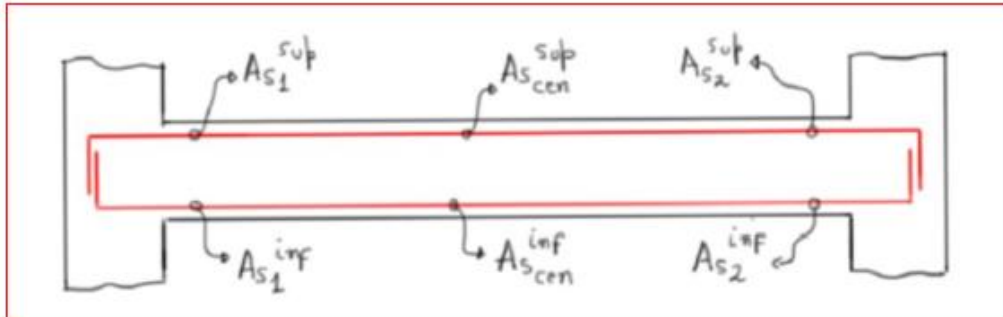
## Sistema de 6 Pisos

### Viga 1

$$A_{s\_sup\_1\_def} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_cen\_def} = 4.524 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_2\_def} = 4.524 \text{ cm}^2$$



$$A_{s\_inf\_1\_def} = 3.142 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_cen\_def} = 3.142 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_2\_def} = 3.142 \text{ cm}^2$$

Ilustración 44. Armado longitudinal viga 1 SMF del sistema de 6 pisos

Fuente: Elaboración Propia

### 2.3.5 Diseño refuerzo transversal.

- Corte gravitacional.

Es la resultante, que se produce por el efecto de la carga distribuida (Carga Muerta y Sobrecarga de Uso) que actúa en la luz libre de la viga.

Cortante gravitacional:

$$V_g = \frac{W_u \cdot L_n}{2}$$

$$W_u = 1.2 \cdot W_{CP} + \gamma \cdot W_{CV}$$

Donde:

- $W_{cp}$  = Carga permanente total (Viga, Losa, Sobrecarga).
- $W_{cv}$  = Sobrecarga de uso.
- $\gamma = 1.00$  = Factor de carga variable.

Tabla 55. Cortante gravitacional actuante en las vigas SMF

Sistema	Elemento	Sobrecarga permanente	Sobrecarga de Uso	Carga Ultima	Corte gravitacional Ultimo
		Wcp (ton/m)	Wcv (ton/m)	Wu (ton/m)	Vg (ton)
Sistema 3 Pisos	Viga 1	1.506	0.44	2.247	4.045
	Viga 2	1.047	0.15	1.406	2.601
Sistema 6 Pisos	Viga 1	1.543	0.453	2.304	4.032
	Viga 2	1.476	0.44	2.211	3.98

Fuente: Elaboración Propia

- Corte por Capacidad.

Es la fuerza de corte resultante del efecto de la acción del momento máximo probable que actúa en la viga.

Cortante por capacidad:

$$V_p = \frac{\Sigma M_{pr}}{L_n}$$

- Caso A: Momentos probables de la viga en sentido antihorario.

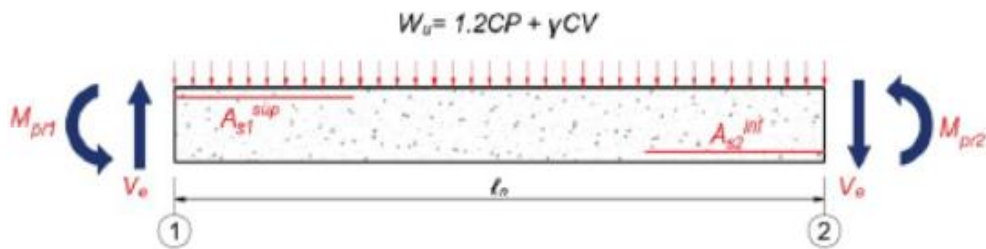


Ilustración 45. Momentos probables de la viga en sentido antihorario

Fuente: Inesa

- Caso B: Momentos probables de la viga en sentido horario.

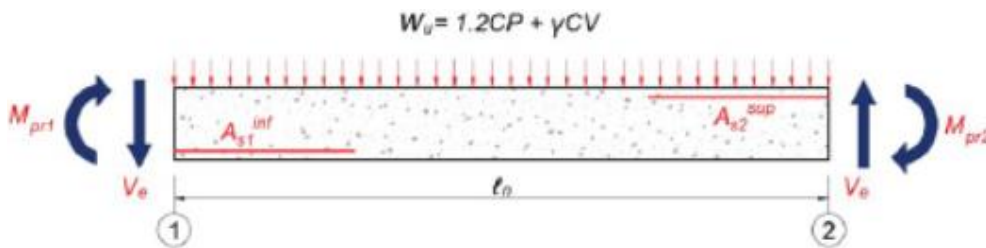


Ilustración 46. Momentos probables de la viga en sentido horario

Fuente: Inesa

**Momento máximo probable en extremo 1 y extremo 2:**

$$M_{pr1} = \alpha \cdot f_y \cdot A_{s\_sup\_1\_def} \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{pr2} = \alpha \cdot f_y \cdot A_{s\_inf\_2\_def} \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

**Factor de sobre - resistencia del acero:**

$$\alpha = 1.25$$

Tabla 56. Cortante por capacidad de las vigas SMF

Sistema	Elemento	Posición		Máximo Momento Probable		Cortante por Capacidad
				Mpr1 (ton x m)	Mpr2 (ton x m)	Vp (ton)
Sistema 3 Pisos	Viga 1	Extremo 1	Sentido Antihorario	7.652	4.451	3.362
		Extremo 2	Sentido horario	4.451	7.652	3.362
	Viga 2	Extremo 1	Sentido Antihorario	3.702	3.702	2
		Extremo 2	Sentido horario	3.702	3.702	2
Sistema 6 Pisos	Viga 1	Extremo 1	Sentido Antihorario	7.652	5.85	3.858
		Extremo 2	Sentido horario	5.85	7.652	3.858
	Viga 2	Extremo 1	Sentido Antihorario	4.853	3.702	2.376
		Extremo 2	Sentido horario	3.702	4.853	2.376

Fuente: Elaboración Propia

- Cortante máximo probable.

El cortante máximo probable de la viga, es igual al efecto unido de las cortantes de gravedad y de capacidad.

Cortante máximo probable:

$$V_e = V_g + V_p$$

- Caso A – Sentido Antihorario.

Corte máximo probable en extremo 1

Corte máximo probable en extremo 2

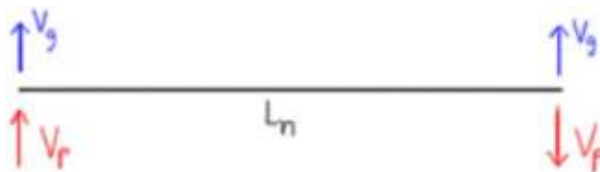


Ilustración 47. Análisis del cortante máximo probable de la viga analizado en el sentido antihorario

Fuente: Elaboración Propia

- Caso B – Sentido Horario.

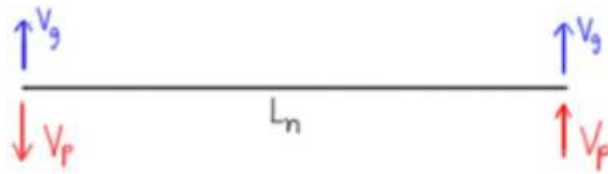


Ilustración 48. Análisis del cortante máximo probable de la viga analizado en el sentido horario

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 57. Cortante máximo probable de las vigas SMF

Sistema	Elemento	Posición	Cortante Máximo Probable Extremo 1 (Ton)	Cortante Máximo Probable Extremo 2 (Ton)
Sistema 3 Pisos	Viga 1	Extremo 1	7.407	0.683
		Extremo 2	0.683	7.407
	Viga 2	Extremo 1	4.603	0.6
		Extremo 2	0.6	4.603
Sistema 6 Pisos	Viga 1	Extremo 1	7.89	0.175
		Extremo 2	0.175	7.89
	Viga 2	Extremo 1	6.357	1.604
		Extremo 2	1.604	6.357

Fuente: Elaboración Propia

- Cortante Actuante.

Estas cortantes fueron provenientes mediante la utilización del software Etabs, el cual es el efecto de la acción de las cargas gravitacionales que actúan en la viga.

### Sistema de 3 Pisos

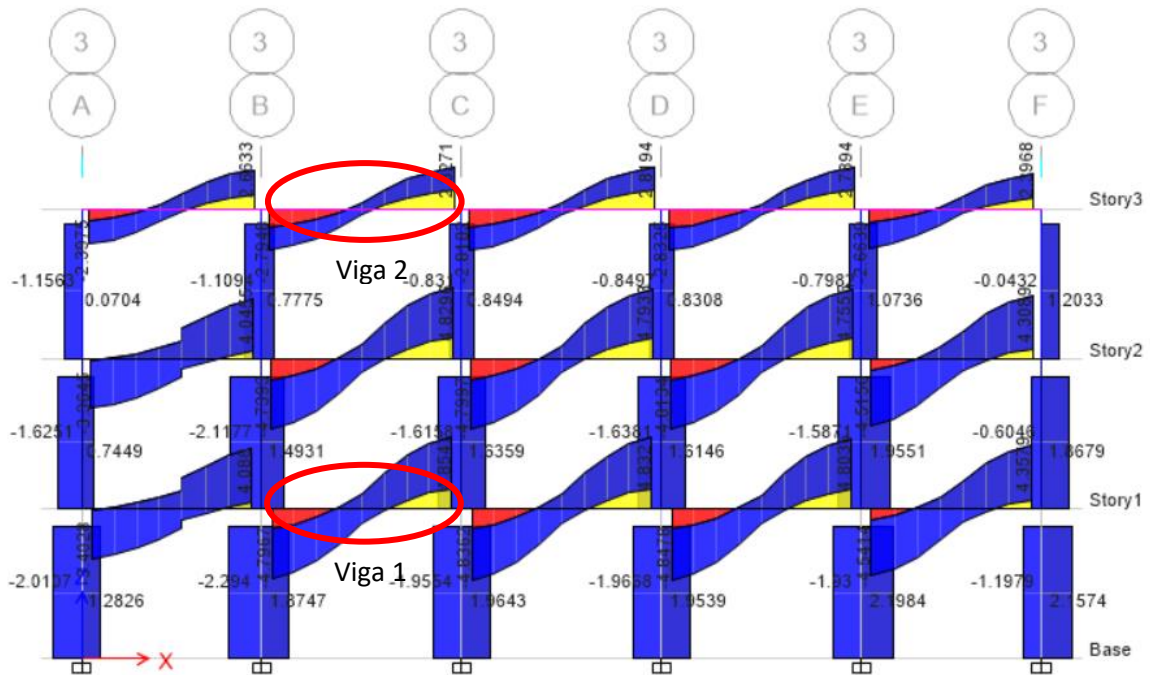


Ilustración 49. Localización de las cortantes actuantes máximas en las vigas SMF en el sistema de 3 pisos

Fuente: Etabs

### Sistema de 6 Pisos

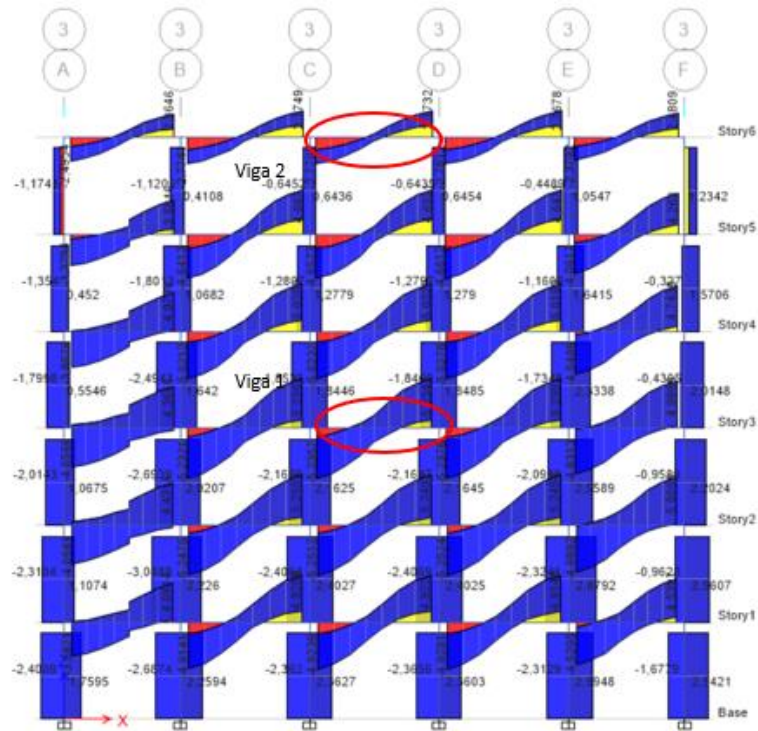


Ilustración 50. Localización de las cortantes actuantes máximas en las vigas SMF en el sistema de 6 pisos

Fuente: Etabs

Tabla 58. Cortantes actuantes en las vigas SMF

Sistema	Elemento	Cortante Actuante (Ton)
Sistema 3 Pisos	Viga 1	4.85
	Viga 2	2.83
Sistema 6 Pisos	Viga 1	4.85
	Viga 2	2.83

Fuente: Elaboración Propia

- **Corte de diseño.**

Para la colocación del acero de refuerzo transversal en las vigas, se analiza mediante el cortante más desfavorable, es decir el mayor valor entre el cortante actuante y el corte máximo probable.

Tabla 59. Cortantes de diseño en las vigas SMF

Sistema	Elemento	Cortante de Diseño (Ton)
Sistema 3 Pisos	Viga 1	7.407
	Viga 2	4.603
Sistema 6 Pisos	Viga 1	7.89
	Viga 2	6.357

Fuente: Elaboración Propia

- **Definición de la resistencia por corte del concreto.**

El refuerzo transversal debe diseñarse para resistir cortante suponiendo  $V_c = 0$ , donde ocurran simultáneamente las siguientes condiciones:

- a) La fuerza cortante inducida por el sismo  $V_p$ , que se determina a través de los momentos máximos probables de la viga, representa la mitad o más del corte de diseño.

$$R_a := \text{if} \left( \frac{V_p}{V_{\text{diseño}}} \geq 0.5, 0, 1 \right) = 1$$

Tabla 60. Condición A - Relación entre la cortante inducida por el sismo y la cortante de diseño en las vigas SMF

Sistema	Elemento	$V_p / V_{\text{diseño}}$	$R_a$
Sistema 3 Pisos	Viga 1	0.454	1
	Viga 2	0.435	1
Sistema 6 Pisos	Viga 1	0.489	1
	Viga 2	0.374	1

Fuente: Elaboración Propia

- b) La fuerza axial mayorada en la viga  $P_u$ , incluyendo la acción sísmica, es menor que el producto del área gruesa por la resistencia del concreto entre veinte.

Área Bruta:

$$A_g = b \cdot h$$

Relación:

$$P_c = \frac{A_g \cdot f'_c}{20}$$

Condición:

$$R_b := \text{if} (P_{u\_comp} \leq P_c, 0, 1)$$

Tabla 61. Condición Caso B para la revisión la resistencia por corte del concreto

Sistema	Elemento	Fuerza Axial Mayorada	Área Bruta	Relación $P_c$	Condición de Análisis
		$P_{u\_comp}$	$A_g$ (cm <sup>2</sup> )	$P_c$ (Ton)	$R_b$
Sistema 3 Pisos	Viga 1	0	875	12.25	Cumple
	Viga 2	0	750	10.5	Cumple
Sistema 6 Pisos	Viga 1	0	875	12.25	Cumple
	Viga 2	0	750	10.5	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

Con las dos condiciones anteriormente indicadas, se analiza si para el diseño del refuerzo transversal es necesario aplicar o es despreciar la resistencia el concreto.

Condición final para la resistencia del concreto:

$$R_f := \text{if}(R_a + R_b \geq 1, \text{"Aplica Vc"}, \text{"Se desprecia Vc"})$$

Resistencia del concreto a corte:

$$V_c = 0.53 \cdot \left(1 + \frac{P_{u\_comp}}{140 \cdot A_g}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Tabla 62. Condición de aplicación o depreciación de la resistencia del concreto en las vigas SMF

Sistema	Elemento	Condición	Resistencia del concreto Vc (ton)
Sistema 3 Pisos	Viga 1	Aplica Vc	6.873
	Viga 2	Aplica Vc	5.765
Sistema 6 Pisos	Viga 1	Aplica Vc	6.873
	Viga 2	Aplica Vc	5.765

Fuente: Elaboración Propia

- Definición y separación máxima de estribos por demanda (zona de confinamiento).

Tabla 63. Disposición del acero transversal en la zona de confinamiento en las vigas SMF

Sistema	Elemento	Posición	Demanda por Corte	Numero de ramas	Diámetro de barra	Área transversal de la barra	Separación máxima Requerida
			Vs	N <sub>ramas</sub>	mm	cm <sup>2</sup>	cm
Sistema 3 Pisos	Viga 1	Extremo 1	5.472	2	10	0.713	33.912
		Extremo 2	5.472	2	10	0.713	33.912
	Viga 2	Extremo 1	1.907	2	10	0.713	81.627
		Extremo 2	1.907	2	0	0.713	81.627
Sistema 6 Pisos	Viga 1	Extremo 1	6.277	2	10	0.713	29.559
		Extremo 2	6.277	2	10	0.713	29.559
	Viga 2	Extremo 1	4.83	2	10	0.713	32.221
		Extremo 2	4.83	2	10	0.713	32.221

Fuente: Elaboración Propia

- Separación máxima normativa de estribos.

El refuerzo transversal colocado en las vigas, está dispuesto en función de la menor distancia entre las siguientes condiciones.

Condiciones:

$$s_1 := \frac{d}{4}$$

$$s_2 := 6 \cdot d_{b\_long}$$

$$s_3 := 15 \text{ cm}$$

Longitud de confinamiento:

$$L_{conf\_1} := 2 \cdot h$$

Tabla 64. Espaciamiento definitivo del refuerzo transversal

Sistema	Elemento	Separación máxima $S_{max}$ (cm)	Separación definitiva $S_{def}$ (cm)	Longitud de confinamiento $L_{conf}$ (cm)
Sistema 3 Pisos	Viga 1	6.00	6.00	70 cm
	Viga 2	5.715	6.00	60 cm
Sistema 6 Pisos	Viga 1	6.00	6.00	70 cm
	Viga 2	6.00	6.00	60 cm

Fuente: Elaboración Propia

- Disposición del acero transversal fuera de la zona de confinamiento.

- Fuera de la zona de confinamiento (sin solapes).

$$S_{general\_max} := \frac{d}{2} = 15.5 \text{ cm}$$

- Fuera de la zona de confinamiento (solapes).

$$S_{solapes\_max} := \min\left(10 \text{ cm}, \frac{d}{4}\right) = 7.75 \text{ cm}$$

Tabla 65. Disposición del acero transversal fuera de la zona de confinamiento en las vigas SMF

Sistema	Elemento	Disposición fuera de la zona de confinamiento Sin solapes (cm)	Disposición fuera de la zona de confinamiento Solapes (cm)
Sistema 3 Pisos	Viga 1	15.00	7.00
	Viga 2	10.00	6.00
Sistema 6 Pisos	Viga 1	15.00	7.00
	Viga 2	10.00	6.00

Fuente: Elaboración Propia

- Diseño de columnas para pórtico especial a momento (SMF).

### 2.3.6 Dimensiones y recubrimiento para las columnas (SMF).

De acuerdo al reglamento del ACI 318-14, se escogió un recubrimiento tanto para la parte superior como inferior de 4 cm.

Tabla 66. Dimensiones y recubrimientos de las columnas (SMF)

Sistema	Elemento	Ancho X	Ancho Y	Recubrimiento Inferior	Recubrimiento Superior	Recubrimiento libre general	Distancia Útil
---------	----------	---------	---------	------------------------	------------------------	-----------------------------	----------------

		<b>b1(cm)</b>	<b>b2(cm)</b>	<b>r(cm)</b>	<b>d'(cm)</b>	<b>R<sub>p</sub>(cm)</b>	<b>d(cm)</b>
<b>Sistema 3 Pisos</b>	Columna 1 (Piso 1)	40	40	4	4	36	36
	Columna 2 (Piso 2)	35	35	4	4	31	31
	Columna 3(Piso 3)	30	30	4	4	26	26
<b>Sistema 6 Pisos</b>	Columna 1 (Piso 1)	50	50	4	4	4	46
	Columna 2 (Piso 3)	45	45	4	4	4	41
	Columna 3(Piso 6)	40	40	4	4	4	36

Fuente: Elaboración Propia

### 2.3.7 Disposición del acero longitudinal.

Para el análisis de las columnas (SMF), primeramente, se dispone de un armado longitudinal el cual se revisará si cumple con sus sollicitaciones, en caso de no cumplir se procede a cambiar de sección o aumentar la cantidad de refuerzo.

#### Sistema de 3 Pisos

##### Columna 1

$$A_{s1} := 2 \cdot A_{b\#16} + 2 \cdot A_{b\#12} = 6.283 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero fila 1}$$

$$A_{s2} := 2 \cdot A_{b\#16} = 4.021 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero fila 2}$$

$$A_{s3} := 2 \cdot A_{b\#16} + 2 \cdot A_{b\#12} = 6.283 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero fila 3}$$

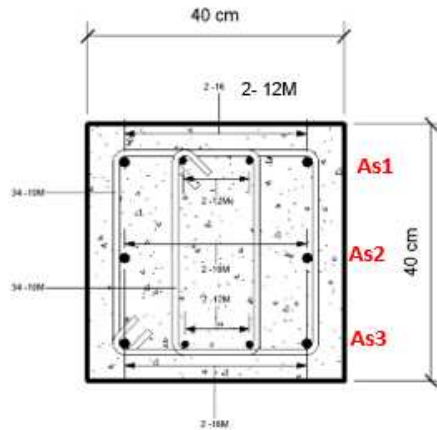


Ilustración 51. Armado de refuerzo de la columna (SMF) del sistema de 3 Pisos  
Fuente: Elaboración Propia

### Columna 2

$$A_{s1} := 2 \cdot A_{b\#12} + 2 \cdot A_{b\#14} = 5.341 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero fila 1}$$

$$A_{s2} := 2 \cdot A_{b\#12} = 2.262 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero fila 2}$$

$$A_{s3} := 2 \cdot A_{b\#12} + 2 \cdot A_{b\#14} = 5.341 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero fila 3}$$

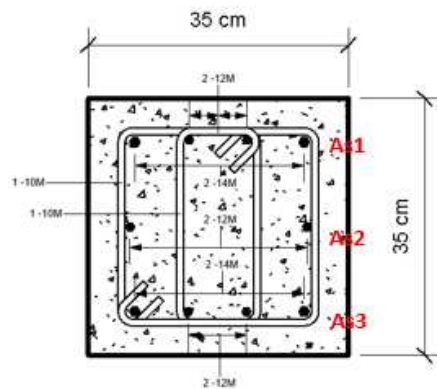


Ilustración 52. Armado de refuerzo de la columna (SMF) del sistema de 3 Pisos  
Fuente: Elaboración Propia

### Columna 3

$$A_{s1} := 3 \cdot A_{b\#12} = 3.393 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero fila 1}$$

$$A_{s2} := 2 \cdot A_{b\#12} = 2.262 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero fila 2}$$

$$A_{s3} := 3 \cdot A_{b\#12} = 3.393 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero fila 3}$$

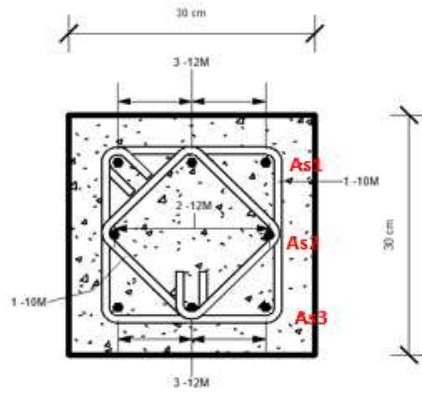


Ilustración 53. Armado de refuerzo de la columna (SMF) del sistema de 3 Pisos  
Fuente: Elaboración Propia

## Sistema de 6 Pisos

### Columna 1

$$A_{s1} := 2 \cdot A_{b\#18} + 2 \cdot A_{b\#16} = 9.111 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero fila 1}$$

$$A_{s2} := 2 \cdot A_{b\#16} = 4.021 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero fila 2}$$

$$A_{s3} := 2 \cdot A_{b\#16} = 4.021 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero fila 3}$$

$$A_{s4} := 2 \cdot A_{b\#18} + 2 \cdot A_{b\#16} = 9.111 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero fila 3}$$

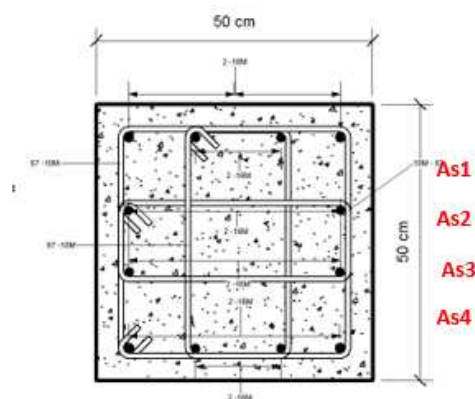


Ilustración 54. Armado de refuerzo de la columna (SMF) del sistema de 6 Pisos  
Fuente: Elaboración Propia

### Columna 2

$$A_{s1} := 2 \cdot A_{b\#18} + 2 \cdot A_{b\#14} = 8.168 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero fila 1}$$

$$A_{s2} := 2 \cdot A_{b\#14} = 3.079 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero fila 2}$$

$$A_{s3} := 2 \cdot A_{b\#14} = 3.079 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero fila 3}$$

$$A_{s4} := 2 \cdot A_{b\#18} + 2 \cdot A_{b\#14} = 8.168 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero fila 4}$$

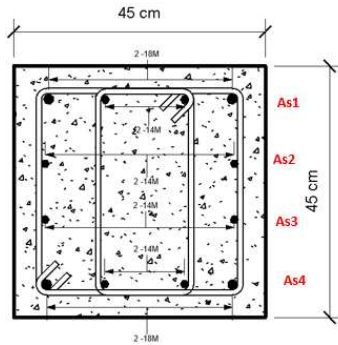


Ilustración 55. Armado de refuerzo de la columna (SMF) del sistema de 6 Pisos  
Fuente: Elaboración Propia

### Columna 3

$$A_{s1} := 2 \cdot A_{b\#5} + 2 \cdot A_{b\#4} = 6.492 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero fila 1}$$

$$A_{s2} := 2 \cdot A_{b\#4} = 2.534 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero fila 2}$$

$$A_{s3} := 2 \cdot A_{b\#4} = 2.534 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero fila 3}$$

$$A_{s4} := 2 \cdot A_{b\#5} + 2 \cdot A_{b\#4} = 6.492 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero fila 4}$$

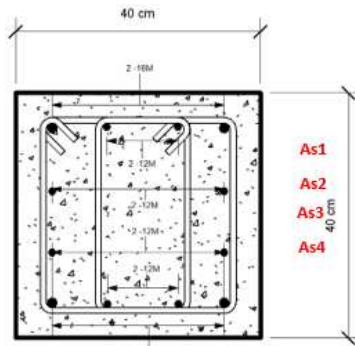


Ilustración 56. Armado de refuerzo de la columna (SMF) del sistema de 6 Pisos  
Fuente: Elaboración Propia

### 2.3.8 Verificación de cuantía.

Para evitar la colocación excesiva de acero la cuantía no debe pasar la máxima permitida; y para que el contenido de acero de alcance la resistencia  $f_y$  de cedencia antes que el concreto alcance su capacidad máxima, al menos el refuerzo debe tener la cuantía mínima.

Cuantía Mínima y Máxima para Columnas:

$$0.01 \leq \frac{A_s}{A_g} \leq 0.03$$

Tabla 67. Verificación del acero de refuerzo longitudinal

Sistema	Elemento	Área de acero total	Área Bruta de la Sección	Porcentaje de acero de refuerzo	Verificación
		$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_g$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s/A_g$ (%)	
Sistema 3 Pisos	Columna 1	16.58	1600	1.04	Cumple
	Columna 2	12.25	1225	1.06	Cumple
	Columna 3	9.048	900	1.005	Cumple
Sistema 6 Pisos	Columna 1	26.26	2500	1.05	Cumple
	Columna 2	22.49	2025	1.11	Cumple
	Columna 2	19.7	1600	1.07	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

### 2.3.9 Nodo de análisis.

Sistema de 3 Pisos

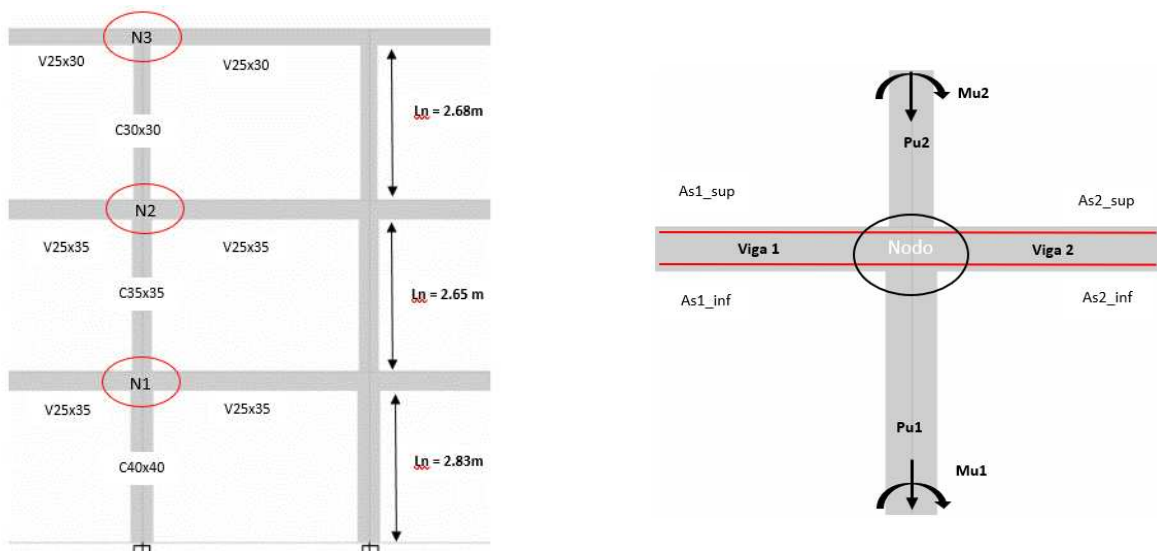


Ilustración 57. Nodos de análisis para el sistema SMF de 3 pisos

Fuente: Elaboración Propia

Sistema de 6 Pisos

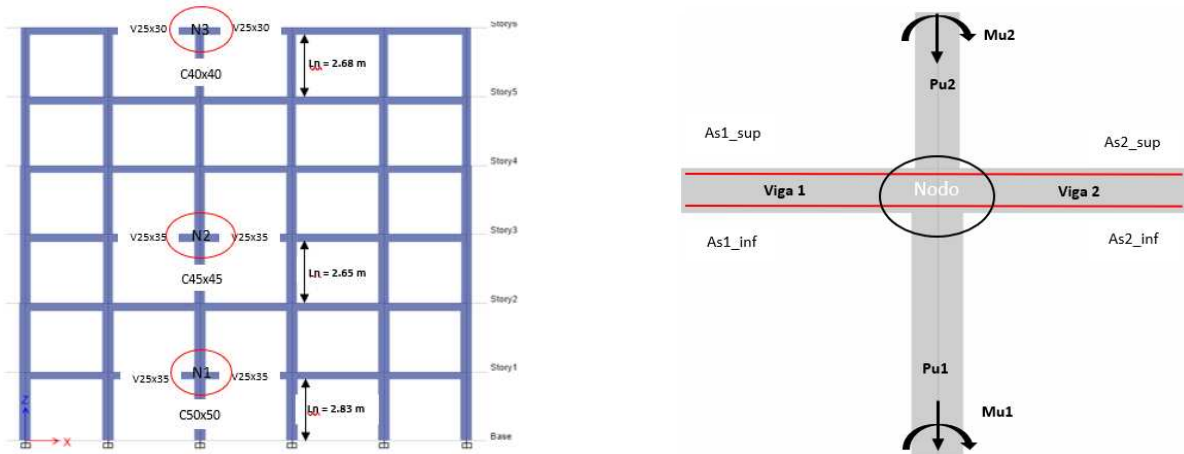


Ilustración 58. Nodos de análisis para el sistema SMF de 6 pisos  
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 68. Acero de refuerzo de las vigas que actúan en el nodo de análisis

Sistema	Elemento	Disposición	Viga 1	Viga 2
<b>Sistema 3 Pisos</b>	Nodo 1	Acero Superior (cm <sup>2</sup> )	5.07	5.07
		Acero Inferior (cm <sup>2</sup> )	2.85	2.85
	Nodo 2	Acero Superior (cm <sup>2</sup> )	5.07	5.07
		Acero Inferior (cm <sup>2</sup> )	2.85	2.85
	Nodo 3	Acero Superior (cm <sup>2</sup> )	2.85	2.85
		Acero Inferior (cm <sup>2</sup> )	2.85	2.85
<b>Sistema 6 Pisos</b>	Nodo 1	Acero Superior (cm <sup>2</sup> )	4.52	4.52
		Acero Inferior (cm <sup>2</sup> )	3.14	3.14
	Nodo 2	Acero Superior (cm <sup>2</sup> )	4.52	4.52
		Acero Inferior (cm <sup>2</sup> )	3.14	3.14
	Nodo 3	Acero Superior (cm <sup>2</sup> )	3.14	3.14
		Acero Inferior (cm <sup>2</sup> )	2.35	2.35

Fuente: Elaboración Propia

### 2.3.10 Solicitaciones actuantes provenientes del análisis ETABS.

Para el análisis de las columnas (SMF) se las revisara bajo las sollicitaciones más desfavorables en los diferentes pisos bajo combinaciones de carga, es decir se tomará el valor en la columna donde exista mayor carga axial y en la columna donde tenga mayor momento flector, para combinar sus efectos y ver si la capacidad de la columna soporta la demanda actuante.

Sistema de 3 Pisos

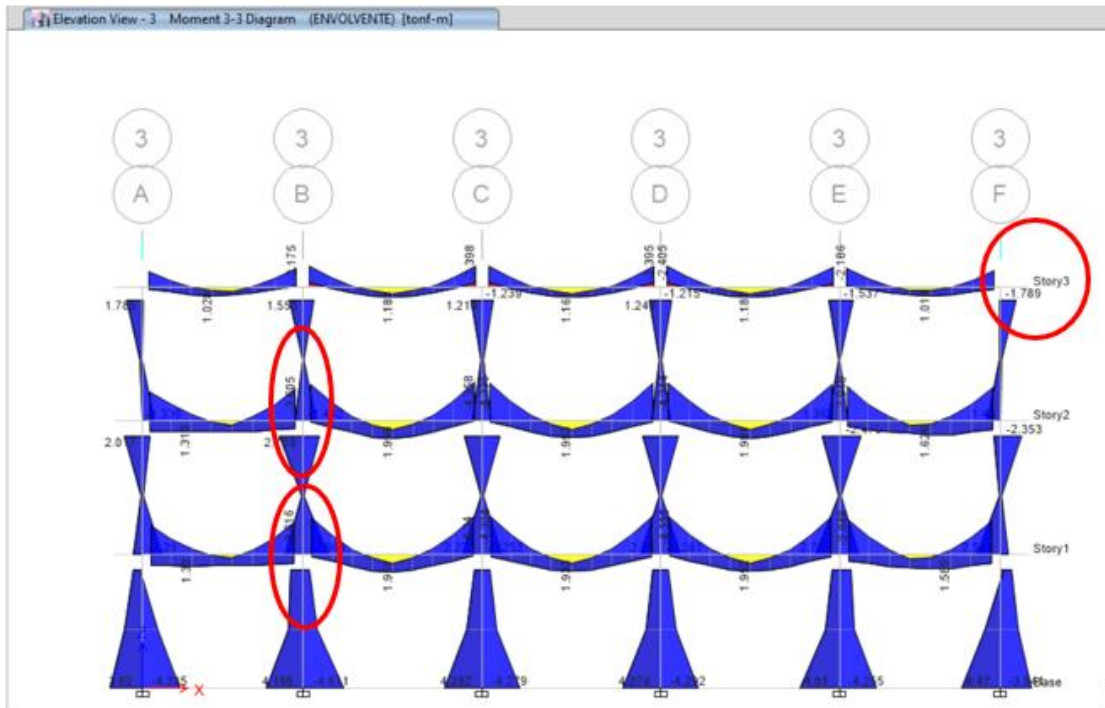


Ilustración 59. Momentos actuantes en el sistema de 3 pisos (ton x m)

Fuente: Etabs

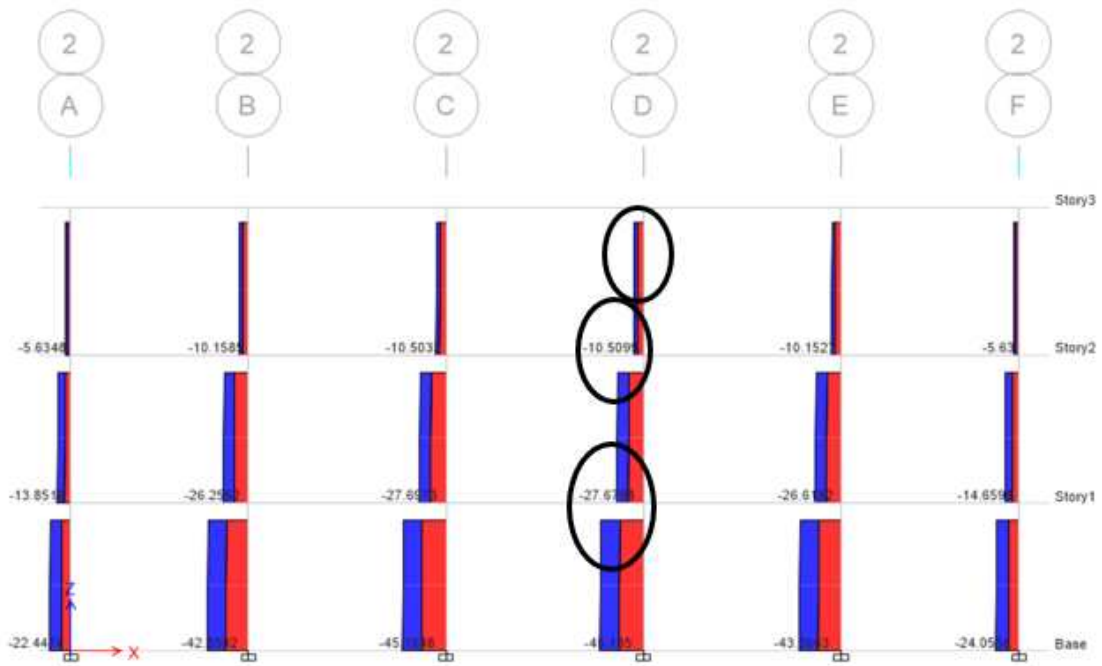


Ilustración 60. Axiales actuantes en el sistema de 3 pisos (ton)

Fuente: Etabs

## Sistema de 6 Pisos

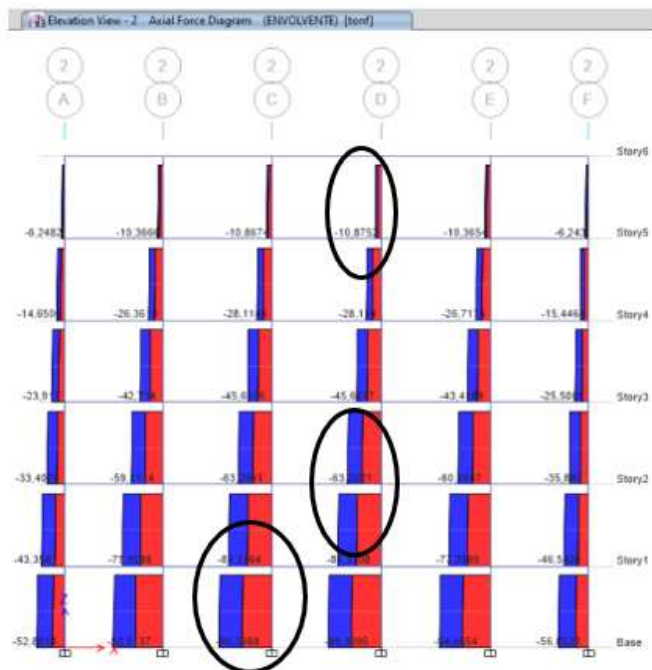


Ilustración 61. Axiáles actuantes en el sistema de 6 pisos (ton)

Fuente: Etabs

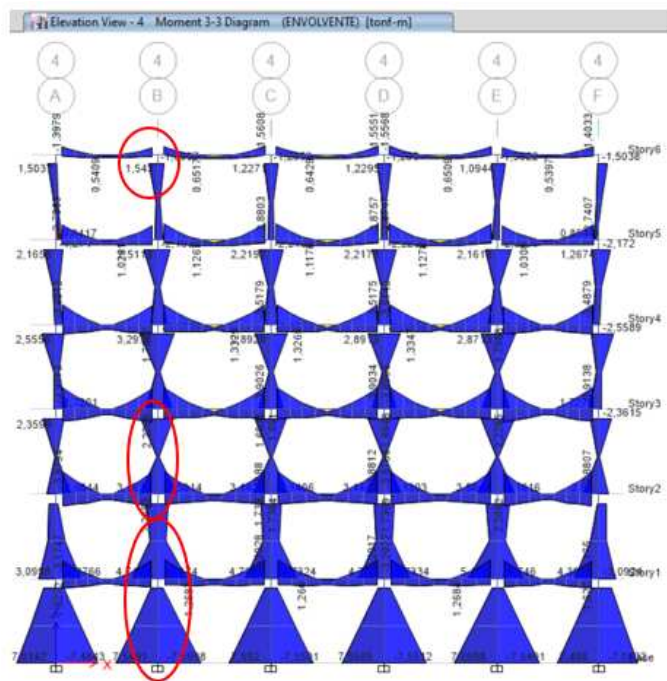


Ilustración 62. Momentos actuantes en el sistema de 6 pisos (ton x m)

Fuente: Etabs

Tabla 69. Solicitaciones máximas actuantes en el nodo de análisis

Sistemas	Elemento	Solicitaciones	Columna 1	Columna 2
<b>Sistema 3 Pisos</b>	Nodo 1	Pu (Ton)	45.19	27.68
		Mu (Ton*m)	4.61	2.91
	Nodo 2	Pu (Ton)	27.68	10.51
		Mu (Ton*m)	2.71	1.46
	Nodo 3	Pu (Ton)	10.51	0
		Mu (Ton*m)	1.79	0
<b>Sistema 6 Pisos</b>	Nodo 1	Pu (Ton)	99.40	81.32
		Mu (Ton*m)	7.70	5.50
	Nodo 2	Pu (Ton)	63.29	45.69
		Mu (Ton*m)	3.76	3.63
	Nodo 3	Pu (Ton)	10.88	0
		Mu (Ton*m)	1.75	0

Fuente: Elaboración Propia

### 2.3.11 Revisión a flexo-compresión (diagrama de interacción con método directo).

- Compresión pura.

Hipótesis:

- El concreto alcanza su agotamiento.
- Los aceros están en cedencia.
- Comportamiento elasto-plástico del acero.

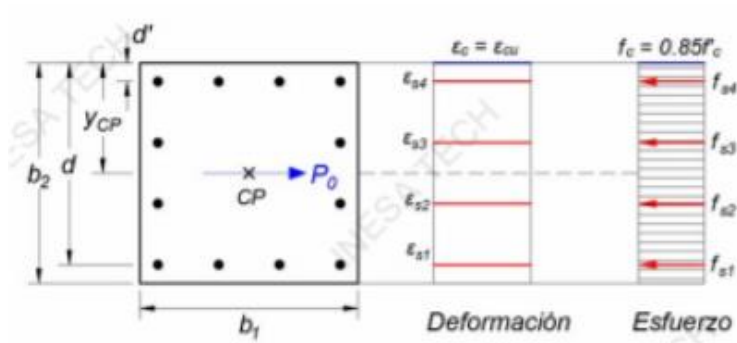


Ilustración 63. Deformación y esfuerzos actuantes del acero y del concreto  
Fuente: Inesa

Consideración de la Deformación:

$$\varepsilon_s > \varepsilon_y$$

Consideración de fluencia:

$$f_s = f_y$$

Fuerza en cada fila:

$$F_s = A_s \cdot f_s$$

Compresión Pura:

$$C_c := 0.85 \cdot f'_c \cdot (b_1 \cdot b_2 - A_{s\_total})$$

Fuerza Axial a Compresión Pura:

$$P_o = C_c + F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} \dots F_{sn}$$

Posición del centroide plástico, medido desde la fibra superior:

$$Y_{cp} = \frac{C_c \cdot 0.5 \cdot b_2 + F_{s1} \cdot d_1 + F_{s2} \cdot d_2 + F_{s3} \cdot d_3 \dots F_{sn} \cdot d_n}{P_o}$$

Tabla 70. Análisis a compresión de las fuerzas internas de la columna SMF

Sistemas	Elemento	Fs1(Ton)	Fs2(Ton)	Fs3(Ton)	Fs4(Ton)	Compresión en el concreto	Fuerza axial a compresión pura	Posición del centroide plástico
						Cc(Ton)	Po(Ton)	Ycp(cm)
Sistema 3 Pisos	Columna 1	27.27	16.63	27.27		376.77	447.93	20
	Columna 2	21.28	10.64	21.28		288.54	341.74	17.578
	Columna 3	21.28	10.64	21.28		211.98	264.39	15
Sistema 6 Pisos	Columna 1	40.57	16.63	16.63	40.57	588.52	702.91	25
	Columna 2	34.58	10.64	10.64	34.58	476.83	567.27	22.50
	Columna 3	27.67	10.64	10.64	27.27	376.50	452.32	20

Fuente: Elaboración Propia

- Tracción pura.

Hipótesis:

- Los aceros están en cedencia.
- Comportamiento elasto-plástico del acero.

Se consideran las mismas especificaciones en el análisis de compresión pura, para deformaciones, esfuerzos de fluencia.

Fuerza en cada fila:

$$T_{As} = -A_s \cdot f_s$$

Fuerza axial a tracción pura:

$$T_o = \sum T_{As}$$

Tabla 71. Análisis a compresión de las fuerzas internas de la columna SMF

Sistemas	Elemento	Tas1(Ton)	Tas2(Ton)	Tas3(Ton)	Tas4(Ton)	Fuerza axial a Tracción pura
						To (Ton)
Sistema 3 Pisos	Columna 1	-27.28	-16.63	-27.28		-71.16
	Columna 2	-21.28	-10.64	-21.28		-53.20
	Columna 3	-21.28	-10.64	-21.28		-53.20
Sistema 6 Pisos	Columna 1	-40.57	-16.63	-16.63	-40.57	-114.39
	Columna 2	-34.58	-10.64	-10.64	-34.58	-90.45
	Columna 3	-27.27	-10.64	-10.64	-27.27	-75.82

Fuente: Elaboración Propia

- Valores de profundidad del eje neutro para el análisis.

Se define en primer lugar la profundidad del eje neutro para la falla balanceada, donde el acero más alejado a tracción se encuentra justo en la cedencia, mientras el concreto alcanza el agotamiento.

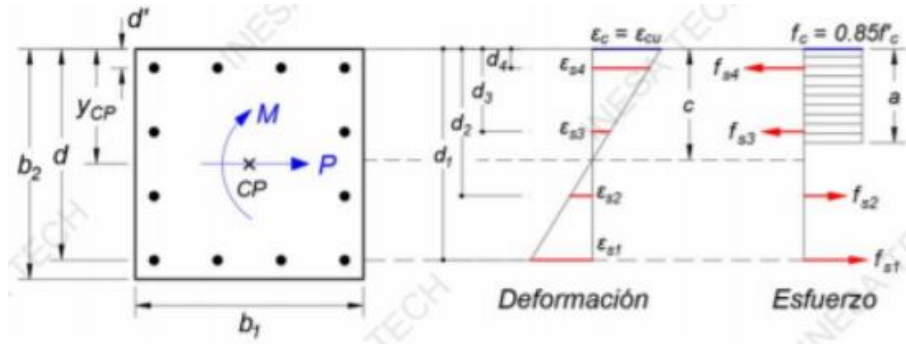


Ilustración 64. Esquematación para la determinación del eje neutro en la sección de concreto armado

Fuente: Inesa

Profundidad del eje neutro para la falla balanceada

$$c_b = \frac{\epsilon_{cu} \cdot d}{\epsilon_s + \epsilon_{cu}}$$

Consideración de la Deformación

$$\epsilon_s = \epsilon_y = 0.002$$

Luego, se plantean diferentes valores de la profundidad del eje neutro incluyendo la falla balanceada:

Tabla 72. Profundidad del eje neutro en la sección de la columna SMF

Sistemas	Elemento	C1	Comport.	C2	Comport.	C3	Comport.	C4 = Cb	Comport.	C5	Comport.	C6	Comport.
		(cm)	Sección	(cm)	Sección	(cm)	Sección	(cm)	Sección	(cm)	Sección	(cm)	Sección
Sistema 3 Pisos	Columna 1	35	Compresión	30	Compresión	25	Compresión	21.6	Transición	15	Transición	10	Tracción
	Columna 2	30.625	Compresión	26.25	Compresión	21.875	Compresión	18.6	Transición	13.125	Transición	8.75	Tracción
	Columna 3	26.25	Compresión	22.5	Compresión	18.75	Compresión	15.6	Compresión	11.25	Transición	7.5	Tracción
Sistema 6 Pisos	Columna 1	43.75	Compresión	37.50	Compresión	31.25	Compresión	27.60	Compresión	18.75	Transición	12.50	Tracción
	Columna 2	39.28	Compresión	23.75	Compresión	28.13	Compresión	24.60	Compresión	16.88	Transición	11.25	Tracción
	Columna 3	35.00	Compresión	30.00	Compresión	25.00	Compresión	21.60	Transición	15.00	Transición	10.00	Tracción

Fuente: Elaboración Propia

- Momento y Fuerza Axial resistente bajo diferentes profundidades del eje neutro.

Para obtener el diagrama de interacción de la columna, se aplica la variación del eje neutro con la finalidad de obtener la fuerza axial y el momento.

Fuerza Axial:

$$P = C_c + \Sigma F_s$$

Momento:

$$M = C_c \cdot \left( Y_{cp} - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + \Sigma F_s \cdot (Y_{cp} - d_1 \dots d_n)$$

Tabla 73. Momento y Fuerza Axial resistente bajo diferentes profundidades del eje neutro para las columnas

Sistemas	Elemento	Resistencia	Profundidad del Eje Neutro					
			C1	C2	C3	C4 = Cb	C5	C6
Sistema 3 Pisos	Columna 1	Momento (Ton*m)	19.07	23.27	26.21	27.64	25.26	21.03
		Fuerza Axial (Ton)	320	270.16	216.56	176.64	113.07	61.57
	Columna 2	Momento (Ton*m)	12.70	15.51	17.47	18.51	17.1	14.10
		Fuerza Axial (Ton)	243.27	205.17	164.22	130.50	84.57	47.36
	Columna 3	Momento (Ton*m)	8.43	10.31	11.7	12.61	11.58	9.36
		Fuerza Axial (Ton)	187.74	158.19	125.92	95.29	62.25	28.49
Sistemas 6 Pisos	Columna 1	Momento (Ton*m)	38.09	46.44	52.38	54.97	50.57	42.33
		Fuerza Axial (Ton)	501.35	422.71	337.92	283.87	174.03	98.84
	Columna 2	Momento (Ton*m)	27.77	33.88	38.23	40.26	37.03	30.94
		Fuerza Axial (Ton)	404.57	341.32	273.25	226.67	143.49	83.40
	Columna 3	Momento (Ton*m)	19.32	23.57	26.57	28.06	25.85	21.20
		Fuerza Axial (Ton)	323.00	272.49	217.96	177.16	111.10	60.11

Fuente: Elaboración Propia

- Factores de reducción de resistencia.

En el análisis de estudio, se determina para cada caso un factor de reducción de la resistencia, el cual depende del comportamiento de cada sección (Tracción, Compresión, Transición).

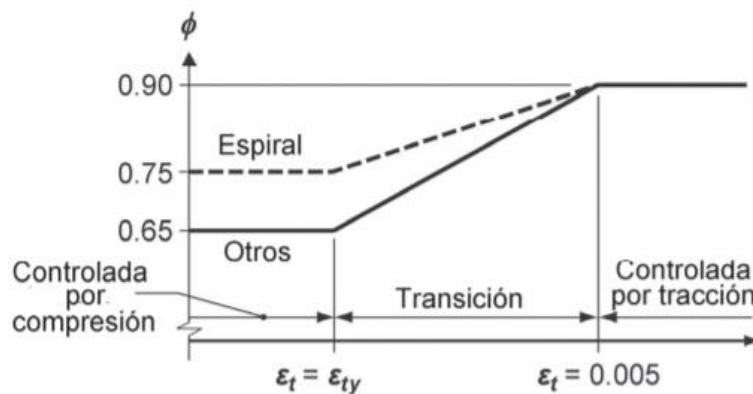


Ilustración 65. Variación del factor de resistencia con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo a tracción

Fuente: ACI 318-14

Compresión Pura:

$$\phi_o := 0.65$$

Transición:

$$\phi = 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})}$$

Tracción Pura:

$$\phi_t := 0.90$$

- Compresión máxima resistente.

La compresión máxima resistente se limita al 80% de la compresión pura incluyendo el factor de minoración.

Compresión máxima resistente:

$$\phi P_{n,max} := 0.65 \cdot (0.8 \cdot P_o)$$

- Diagrama de interacción de una columna a flexo-compresión uniaxial.

<i>P</i>	<i>M</i>	$\phi P$	$\phi M$
<hr/> <i>P<sub>o</sub></i>	<hr/> 0	<hr/> $\phi_o \cdot P_o$	<hr/> 0
<i>P<sub>1</sub></i>	<i>M<sub>1</sub></i>	$\phi_1 \cdot P_1$	$\phi_1 \cdot M_1$
<i>P<sub>2</sub></i>	<i>M<sub>2</sub></i>	$\phi_2 \cdot P_2$	$\phi_2 \cdot M_2$
<i>P<sub>3</sub></i>	<i>M<sub>3</sub></i>	$\phi_3 \cdot P_3$	$\phi_3 \cdot M_3$
<i>P<sub>4</sub></i>	<i>M<sub>4</sub></i>	$\phi_4 \cdot P_4$	$\phi_4 \cdot M_4$
<i>P<sub>5</sub></i>	<i>M<sub>5</sub></i>	$\phi_5 \cdot P_5$	$\phi_5 \cdot M_5$
<i>P<sub>6</sub></i>	<i>M<sub>6</sub></i>	$\phi_6 \cdot P_6$	$\phi_6 \cdot M_6$
<i>T<sub>o</sub></i>	0	$\phi_t \cdot T_o$	0

## Sistema de 3 Pisos

### Columna 1

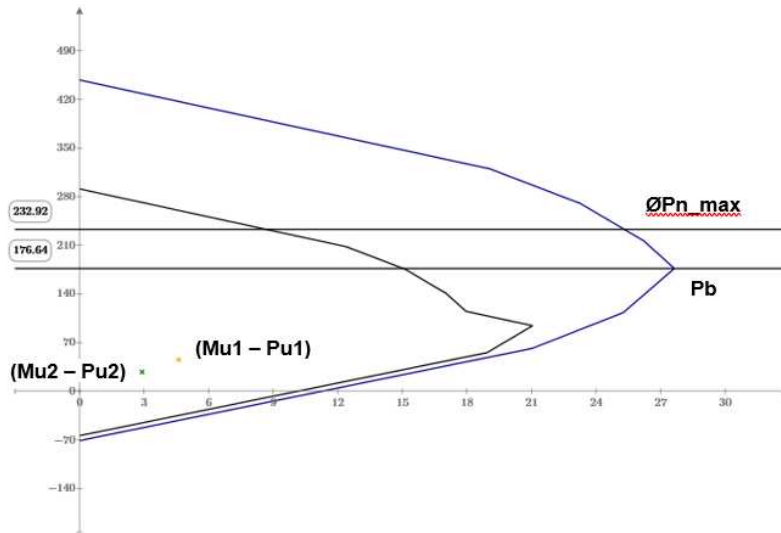


Ilustración 66. Diagrama de interacción de una columna a flexo-compresión uniaxial para la columna SMF del sistema de 3 pisos

Fuente: Elaboración Propia

### Columna 2

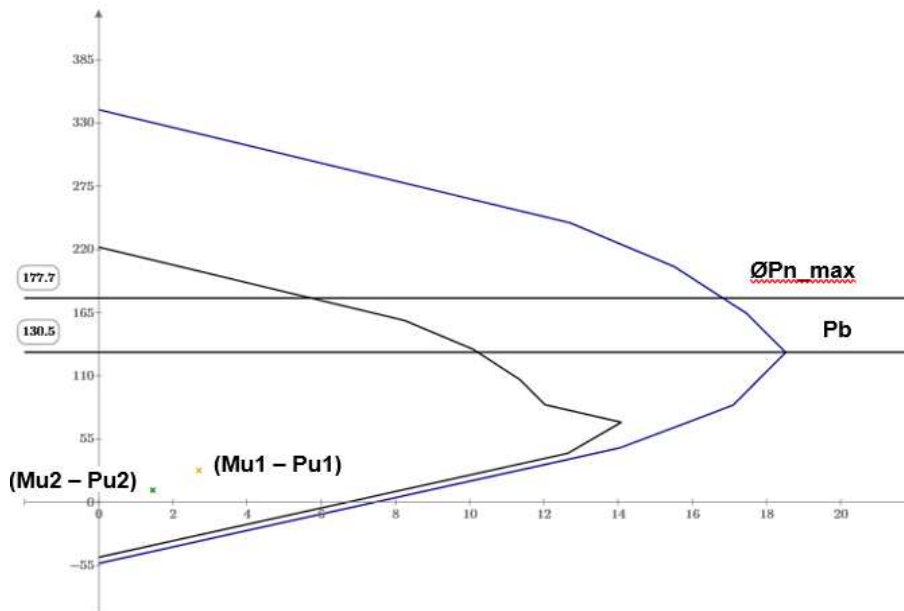


Ilustración 67. Diagrama de interacción de una columna a flexo-compresión uniaxial para la columna SMF del sistema de 3 pisos

Fuente: Elaboración Propia

### Columna 3

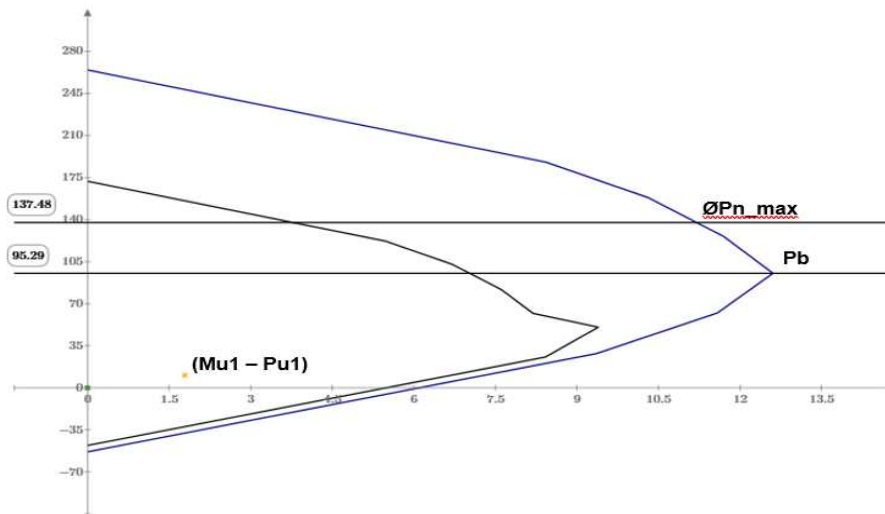


Ilustración 68. Diagrama de interacción de una columna a flexo-compresión uniaxial para la columna SMF del sistema de 3 pisos

Fuente: Elaboración Propia

### Sistema de 6 Pisos

#### Columna 1

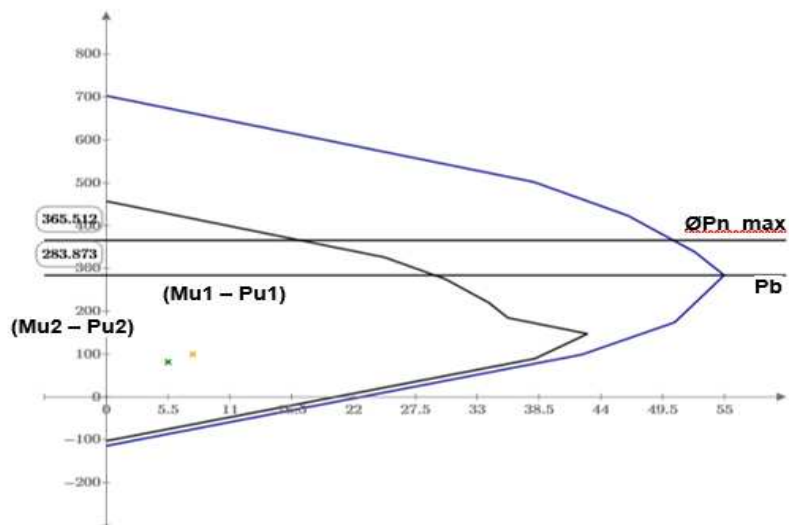


Ilustración 69. Diagrama de interacción de una columna a flexo-compresión uniaxial para la columna SMF del sistema de 6 pisos

Fuente: Elaboración Propia

## Columna 2

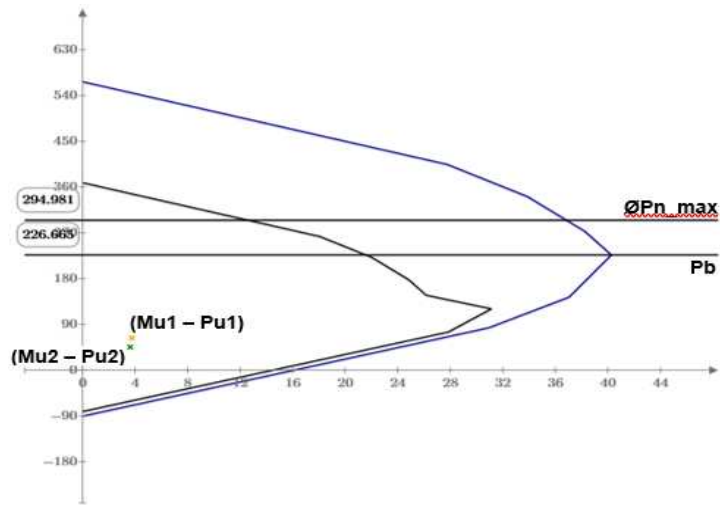


Ilustración 70. Diagrama de interacción de una columna a flexo-compresión uniaxial para la columna SMF del sistema de 6 pisos

Fuente: Elaboración Propia

## Columna 3

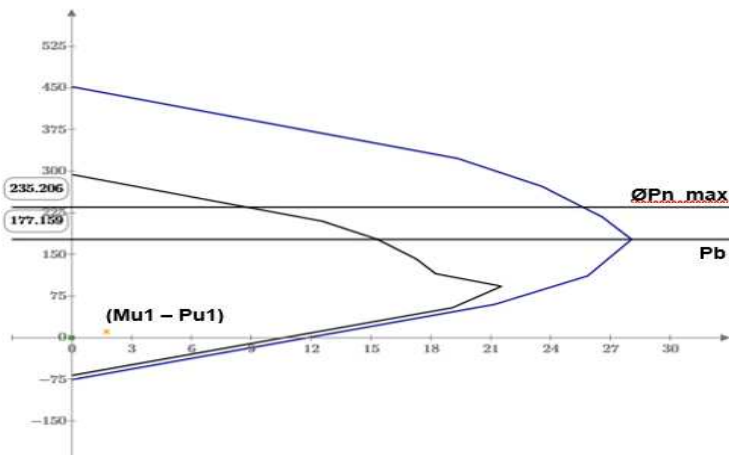


Ilustración 71. Diagrama de interacción de una columna a flexo-compresión uniaxial para la columna SMF del sistema de 6 pisos

Fuente: Elaboración Propia

- Resistencia mínima a flexión

A fin de prevenir que se forme un entrepiso débil, es necesario cumplir que la sumatoria de momentos nominales de las columnas sean iguales o mayores a 6/5 (1.20) que la sumatoria de los momentos nominales de las vigas que concurren al nodo.

$$\Sigma M_{nc} \geq \frac{6}{5} \Sigma M_{nb}$$

**CASO A**

**CASO B**

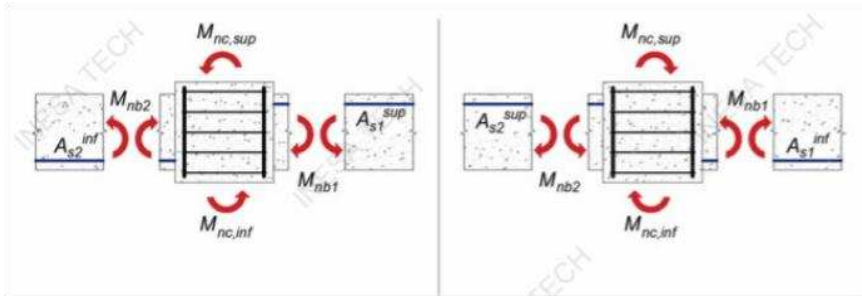


Ilustración 72. Momentos nominales en vigas  
Fuente: Inesa

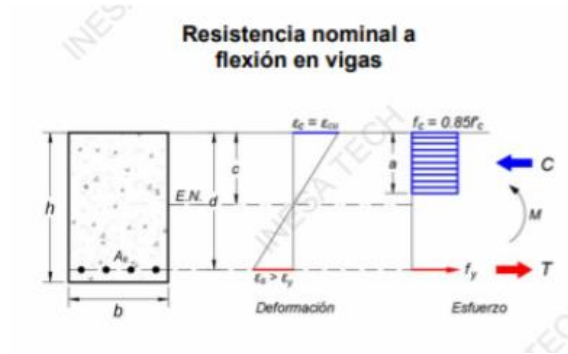


Ilustración 73. Representación para la determinación de resistencia nominal a flexión en vigas  
Fuente: Inesa

$$M_{nb} = f_y \cdot A_{s\_traccion} \cdot \left( d.viga - \frac{a}{2} \right)$$

$$a := \beta_1 \cdot c$$

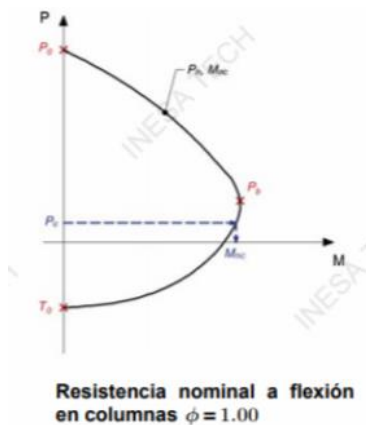


Ilustración 74. Representación para la determinación de resistencia nominal a flexión en columnas  
Fuente: Inesa

- Sumatoria de momentos nominales en vigas.

CASO A: Momentos nominales de las vigas en sentido antihorario:

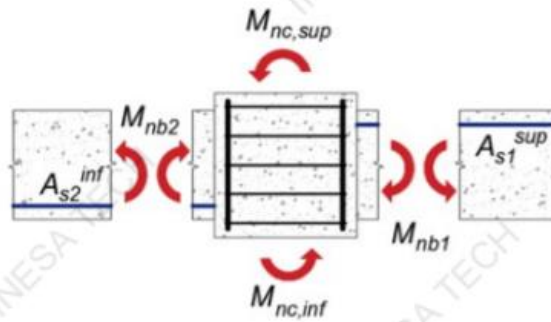


Ilustración 75. Momentos nominales en vigas en sentido antihorario  
Fuente: Inesa

CASO B: Momentos nominales de las vigas en sentido horario:

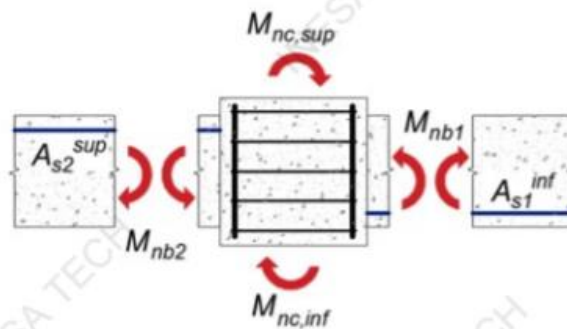


Ilustración 76. Momentos nominales en vigas en sentido antihorario  
Fuente: Inesa

Tabla 74. Sumatoria de momentos nominales en vigas SMF

Sistemas	Elemento	Caso A			Caso B		
		M nominal Viga 1	M nominal Viga 2	SUM	M nominal Viga 1	M nominal Viga 2	SUM
		Mnb1	Mnb2	SMnb	Mnb1	Mnb2	SMnb
		(Ton*m)	(Ton*m)	(Ton*m)	(Ton*m)	(Ton*m)	(Ton*m)
Sistema 3 Pisos	Nodo 1	6.22	3.59	9.81	3.59	6.22	9.81
	Nodo 2	6.22	3.59	9.81	3.59	6.22	9.81
	Nodo 3	2.99	2.99	5.98	2.99	2.99	5.98
Sistema 6 Pisos	Nodo 1	6.22	4.73	10.95	4.73	6.22	10.95
	Nodo 2	6.22	4.73	10.95	4.73	6.22	10.95
	Nodo 3	3.94	2.99	6.93	2.99	3.94	6.93

Fuente: Elaboración Propia

Se determina la sumatoria más crítica de momentos nominales en vigas:

Tabla 75. Sumatoria crítica de momento nominales en vigas SMF

Sistemas	Elemento	Sumatoria más crítica
		SMnb
		(Ton*m)
Sistemas 3 Pisos	Nodo 1	9.81
	Nodo 2	9.81
	Nodo 3	8.32
Sistema 6 Pisos	Nodo 1	10.95
	Nodo 2	10.95
	Nodo 3	6.93

Fuente: Elaboración Propia

- Diagrama de iteración de las columnas definidas.

### Sistema de 3 Pisos

#### Columna 1

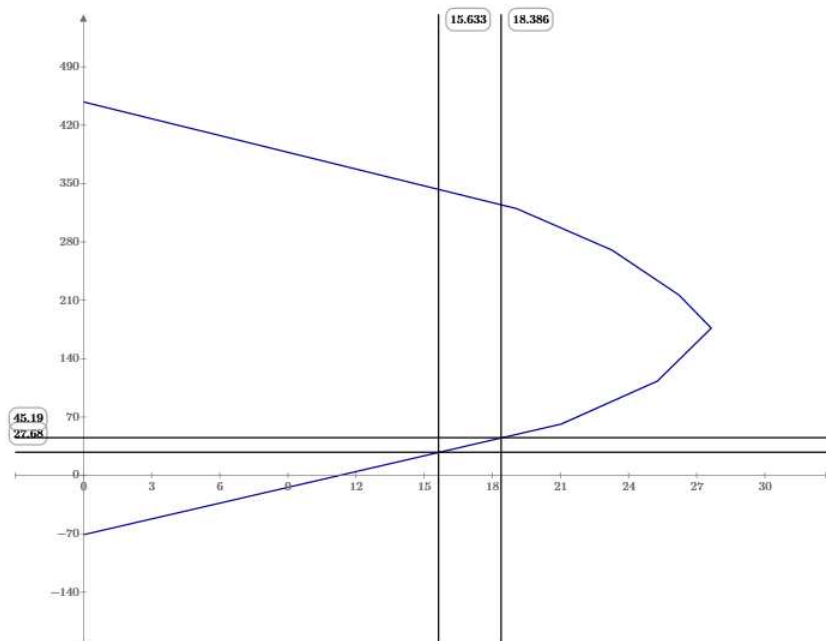


Ilustración 77. Diagrama de interacción de la columna del sistema de 3 pisos

Fuente: Elaboración Propia

## Columna 2

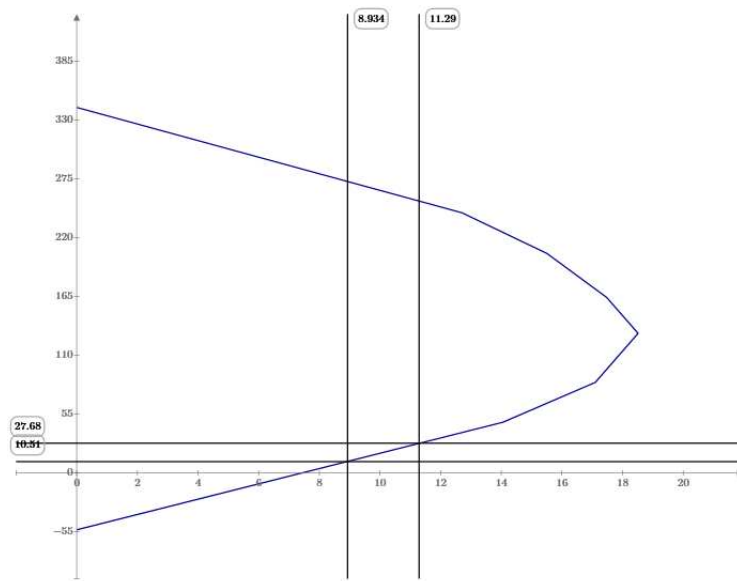


Ilustración 78. Diagrama de interacción de la columna del sistema de 3 pisos

Fuente: Elaboración Propia

## Columna 3

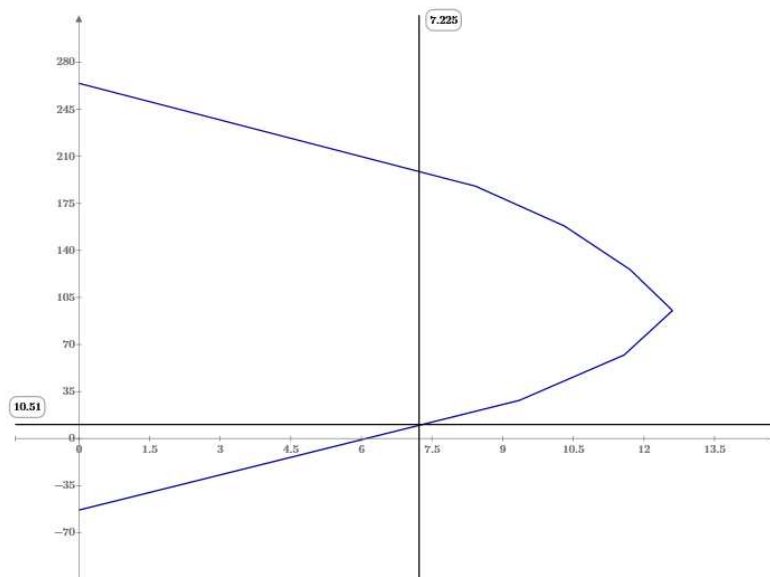


Ilustración 79. Diagrama de interacción de la columna del sistema de 3 pisos

Fuente: Elaboración Propia

## Sistema de 6 Pisos

### Columna 1

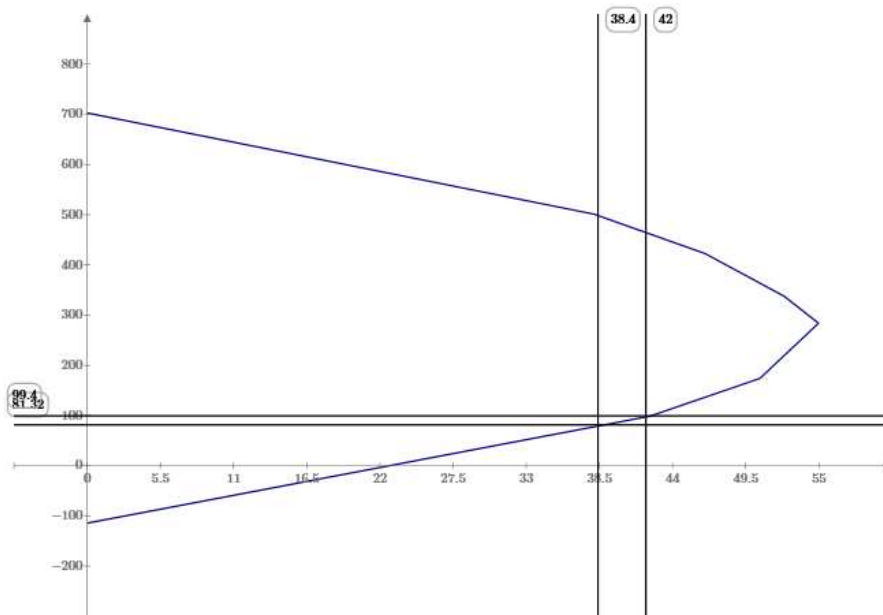


Ilustración 80. Diagrama de interacción de la columna del sistema de 6 pisos

Fuente: Elaboración Propia

### Columna 2

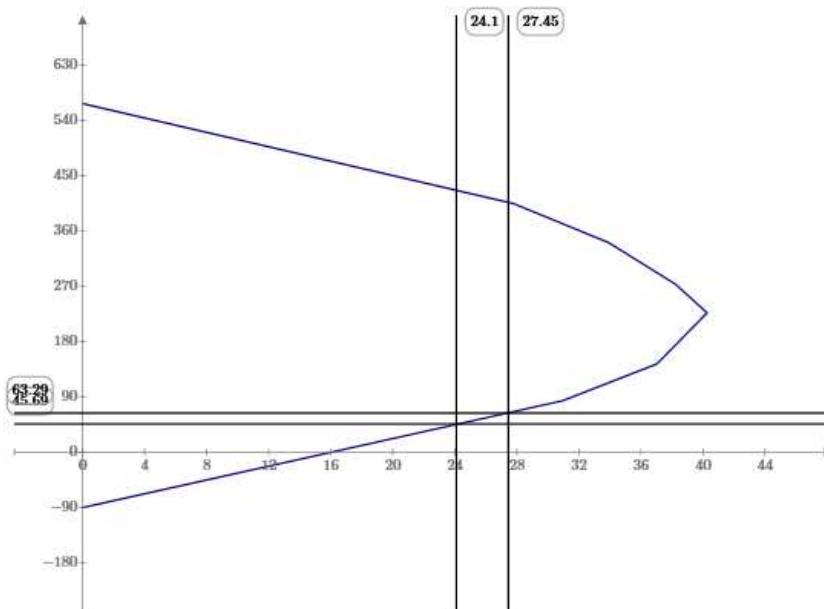


Ilustración 81. Diagrama de interacción de la columna del sistema de 6 pisos

Fuente: Elaboración Propia

### Columna 3

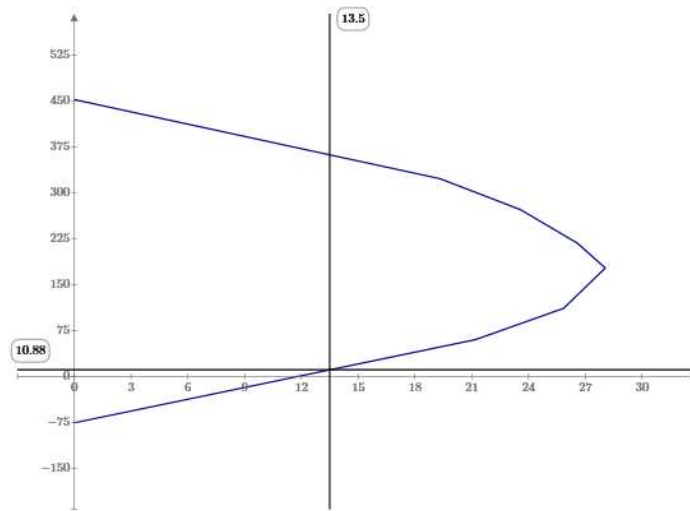


Ilustración 82. Diagrama de interacción de la columna del sistema de 6 pisos

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 76. Sumatoria de momentos nominales en columnas

Sistemas	Elemento	M nominal columna 1	M nominal Columna 2	SUM
		Mnc1	Mnc2	SMnc
		(Ton*m)	(Ton*m)	(Ton*m)
Sistema 3 Pisos	Nodo 1	18.39	15.63	34.02
	Nodo 2	11.29	8.93	20.22
	Nodo 3	7.23	0	7.23
Sistema 6 Pisos	Nodo 1	42.00	38.40	80.40
	Nodo 2	27.45	24.10	51.55
	Nodo 3	13.50	0	13.50

Fuente: Elaboración Propia

- Relación crítica de momentos columna/viga en el nodo.

$$\frac{SN_{nc}}{SM_{nb}} \geq 1.2$$

Tabla 77. Verificación columna fuerte – viga débil

Sistemas	Elemento	Relación	Verificación
		SNnc/SMnb	
Sistema 3 Pisos	Nodo 1	3.47	Cumple
	Nodo 2	2.06	Cumple
	Nodo 3	1.21	Cumple
Sistema 6 Pisos	Nodo 1	7.34	Cumple
	Nodo 2	4.71	Cumple
	Nodo 3	1.95	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

### 2.3.12 Momento máximo probable.

La fuerza máxima probable "Ve" en las columnas se debe determinar considerando las máximas fuerzas que puedan generarse en las caras de los nodos en cada extremo de la misma. Para ello se tienen mecanismos:

- Mecanismo 1: Desarrollo de rotulas plásticas a flexión en columnas.

La demanda por corte se obtiene de los momentos máximos probables "Mpr" de las columnas en sus extremos, calculado a partir de una determinada fuerza axial mayorada, en el diagrama de interacción con  $\phi = 1.00$  y un factor de sobre resistencia del acero igual a 1.25.

- Resistencia máxima probable a flexión en columnas.

Este criterio es aplicable principalmente cuando no se cumple la condición de columna fuerte-viga débil, por lo cual, se espera que la columna alcance la rótula plástica por flexión en sus extremos, antes que las vigas que concurren al nodo.

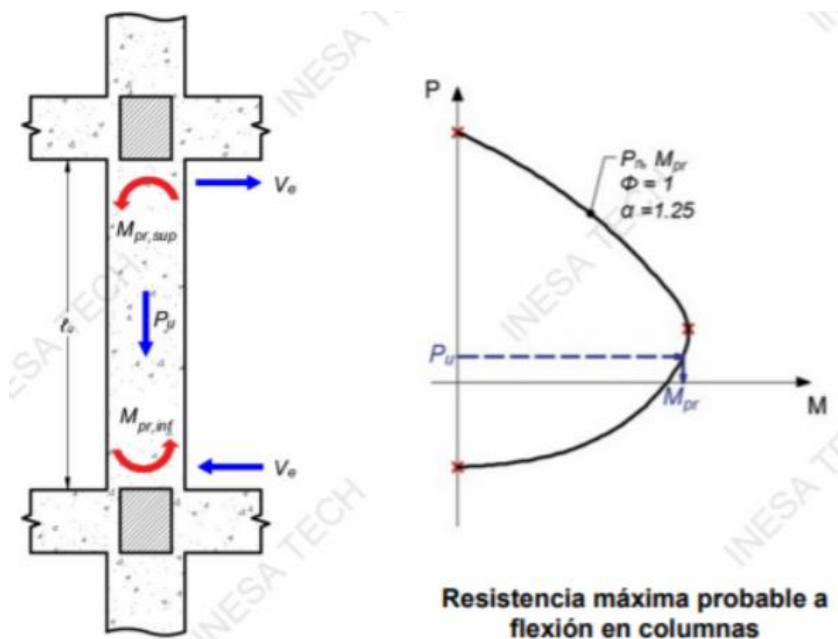


Ilustración 83. Resistencia máxima probable a flexión en columnas

Fuente: Inesa

- Mecanismo 2: Desarrollo de rotulas plásticas a flexión en vigas.

Este criterio es aplicable principalmente para cuando se cumple la condición de columna fuerte-viga débil, por lo tanto, se alcanza la rótula plástica por flexión en vigas antes que en las columnas. (Caso ideal).

- CASO A: Momentos máximos probables de las vigas en sentido antihorario.

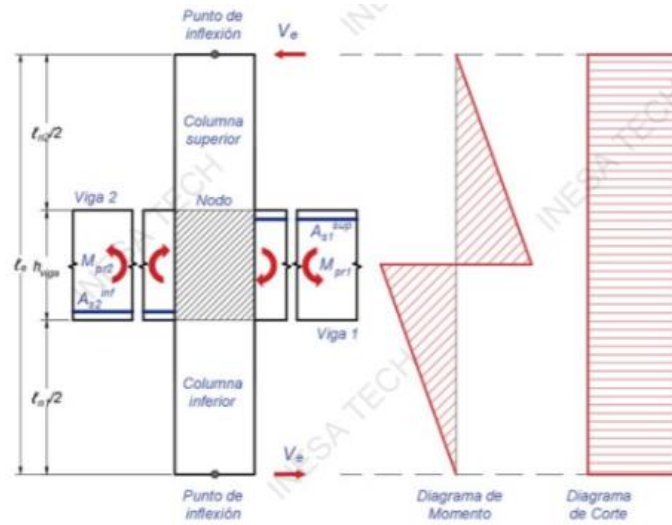


Ilustración 84. Momentos máximos probables de las vigas en sentido antihorario  
Fuente: Inesa

- CASO B: Momentos máximos probables de las vigas en sentido horario.

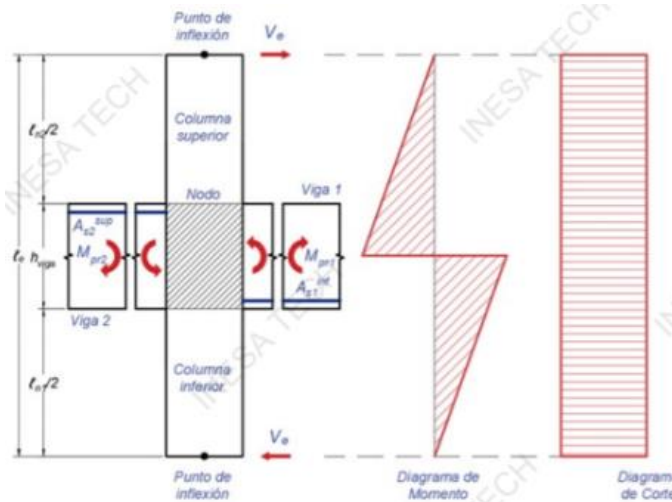


Ilustración 85. Momentos máximos probables de las vigas en sentido horario  
Fuente: Inesa

- Resistencia máxima probable a flexión en vigas.



Ilustración 86. Representación para la determinación de fuerzas del concreto armado  
Fuente: Inesa

Momento Máximo Probable:

$$M_{pr} = \alpha \cdot f_y \cdot A_{s\_tracion} \cdot \left( d_{viga} - \frac{a}{2} \right)$$

Factor de Sobre - Resistencia del acero:

$$\alpha = 1.25$$

- Revisión para el caso de falla por rotulas plásticas en vigas (Mecanismo 2).
- CASO A: Momento máximos probables de las vigas en sentido antihorario.

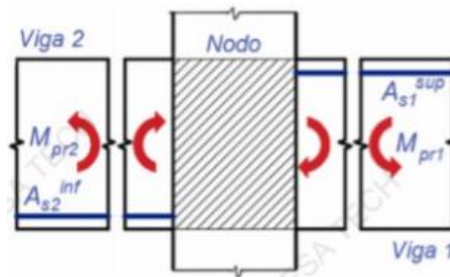


Ilustración 87. Momentos máximos probables de las vigas en sentido antihorario en el nodo

Fuente: Inesa

- CASO B: Momento máximos probables de las vigas en sentido horario.

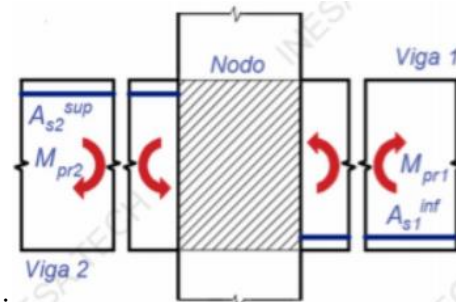


Ilustración 88. Momentos máximos probables de las vigas en sentido horario en el nodo

Fuente: Inesa

Tabla 78. Momento máximo probable en el nodo para el análisis de las columnas SFM

Sistemas	Elemento	Caso A			Caso B		
		M Max probable	M Max probable	SUM	M Max probable	M Max probable	SUM
		Viga 1	Viga 2		Viga 1	Viga 2	
		Mprb1 (Ton*m)	Mprb2 (Ton*m)	SMprb (Ton*m)	Mprb1 (Ton*m)	Mprb2 (Ton*m)	SMprb (Ton*m)
Sistemas 3 Pisos	Nodo 1	7.66	4.45	12.11	4.45	7.66	12.11
	Nodo 2	7.66	4.45	12.11	4.45	7.66	12.11
	Nodo 3	3.70	3.70	7.40	3.70	3.70	7.40
Sistema 6 Pisos	Nodo 1	7.66	5.85	13.51	5.85	7.66	13.51
	Nodo 2	7.66	5.85	13.51	5.85	7.66	13.51
	Nodo 3	4.85	3.70	8.56	3.70	4.85	8.56

Fuente: Elaboración Propia

Se determina la sumatoria más crítica de momentos máximos probables en vigas que concurren en el nodo:

Tabla 79. Sumatoria crítica de momento máximo probable en el nodo para el análisis de las columnas SFM

Sistemas	Elemento	Sumatoria más crítica
		SMprb
		(Ton*m)
Sistema 3 Pisos	Nodo 1	12.11
	Nodo 2	12.11
	Nodo 3	7.40
Sistema 6 Pisos	Nodo 1	13.51
	Nodo 2	13.51
	Nodo 3	8.56

Fuente: Elaboración Propia

- Revisión a cortante en las columnas SFM.

Se debe revisar que la capacidad del concreto reforzado soporte el cortante actuante y el cortante de capacidad, en caso de no cumplir se debe proceder a volver a dimensionar las secciones de las columnas o aumentar la cantidad de acero de refuerzo.

- Corte de análisis.

Estas cortante se obtiene mediante la utilización del software Etabs, el cual es el resultado de la envolvente, es decir la carga más desfavorable de todas las combinaciones de carga.

Sistema de 3 Pisos

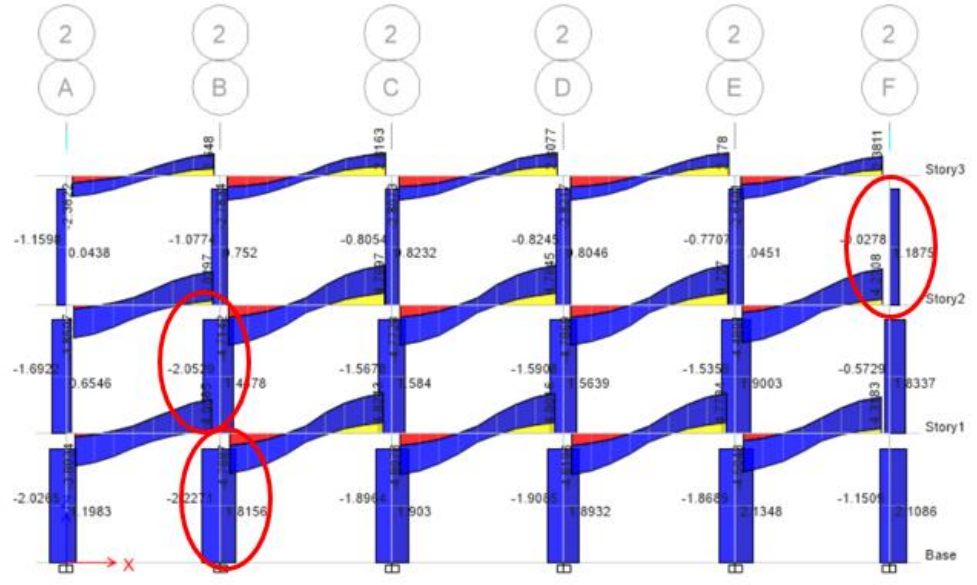


Ilustración 89. Cortante en la columna SMF del sistema de 3 pisos

Fuente: Etabs

Sistema de 6 Pisos

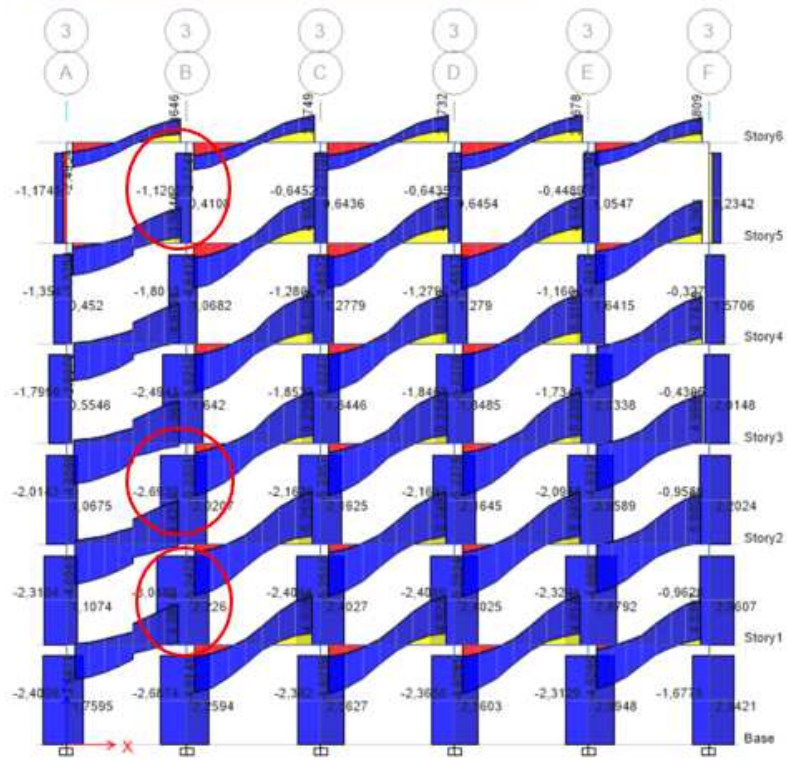


Ilustración 90. Cortante en la columna SMF del sistema de 6 pisos

Fuente: Etabs

- Cortante de capacidad.

Es la fuerza de corte producida por la acción de la sumatoria más crítica del momento máximo probable que actúa en el nodo.

Corte por capacidad:

$$V_e := \frac{SM_{prb}}{l_e}$$

- Cortante de diseño.

Para determinar la cortante de diseño, parte de la sollicitación más desfavorable de las cortantes determinadas con anterioridad.

Tabla 80. Cortante de diseño para las columnas SMF

Sistemas	Elemento	Cortante por capacidad	Corte de análisis	Corte de diseño
		$V_e$	$V_u$	$V_{diseño}$
		(Ton)	(Ton)	(Ton)
Sistema 3 Pisos	Columna 1	3.81	2.23	3.81
	Columna 2	4.035	2.1	4.035
	Columna 3	2.49	1.9	2.49
Sistema 6 Pisos	Columna 1	3.81	2.23	3.81
	Columna 2	4.035	2.1	4.035
	Columna 3	2.49	1.9	2.49

Fuente: Elaboración Propia

### 2.3.13 Acero transversal de refuerzo.

- Resistencia por corte del concreto.

El refuerzo transversal debe diseñarse para resistir cortante suponiendo  $V_c=0$ , donde ocurran simultáneamente las siguientes condiciones:

- La fuerza cortante inducida por el sismo "Ve", que se determina aplicando el mecanismo 1 (rotulas plásticas por flexión en la columna) o mecanismo 2 (rotulas plásticas por flexión en vigas), representa la mitad o más del corte de diseño.

$$R_a = \frac{V_e}{V_{diseño}} \geq 0.5$$

- La fuerza axial mayorada en la columna "Pu", incluyendo la acción sísmica, es menor que el producto del área gruesa por la resistencia del concreto entre veinte ( $P_c$ ).

$$R_b = P_u \leq P_c$$

Si las condiciones son correctas, la respuesta toma el valor de 0, caso contrario toma el valor de 1.

Condición final:

$$R_a + R_b \geq 1$$

Cuando la condición final es  $\geq 1$ , se toma en cuenta la resistencia del concreto “Vc” en el análisis, caso contrario se desprecia.

Resistencia del concreto:

$$V_c = 0.53 \cdot \left( 1 + \frac{P_u}{140 \cdot \left( \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2} \right) \cdot A_g} \right) \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_1 \cdot d}$$

Tabla 81. Resistencia del concreto de las columnas SFM

Sistemas	Elemento	Condición A	Condición B	Condición Final	Resistencia del concreto
					Vc (Ton)
Sistema 3 Pisos	Columna 1	0	1	1	12.77
	Columna 2	0	1	1	9.62
	Columna 3	0	0	0	0
Sistema 6 Pisos	Columna 1	0	1	1	20.40
	Columna 2	0	1	1	16.37
	Columna 3	0	0	0	0

Fuente: Elaboración Propia

- Definición del refuerzo transversal.

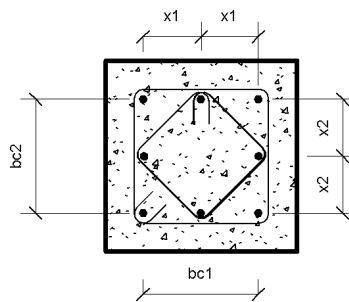


Ilustración 91. Representación del refuerzo transversal de las columnas SFM

Fuente: Elaboración Propia

Donde:

- bc1 = Ancho confinado en dirección X (centro a centro de ramas externas).
- bc2 = Ancho confinado en dirección Y (centro a centro de ramas externas).
- X1 = Separación de barras en X.
- X2 = Separación de barras en Y.
- Área de acero transversal en ambas direcciones.

Tabla 82. Acero de refuerzo transversal colocado en ambas direcciones en las columnas SFM

Sistemas	Elemento	Diámetro del estribo	N de estribos cerrados en	Área Total
		Sentido X - Sentido Y		

		#	A(cm <sup>2</sup> )	ambas direcciones	cm <sup>2</sup>
Sistema 3 Pisos	Columna 1	4	1.27	2	5.067
	Columna 2	4	1.27	2	5.067
	Columna 3	4	1.27	2	5.067
Sistema 6 Pisos	Columna 1	10	0.785	3	4.28
	Columna 2	10	0.785	3	4.28
	Columna 3	10	0.785	3	4.28

Fuente: Elaboración Propia

- Definición de la separación máxima no confinada entre ramas de estribo.

Separación máxima no confinada en “X” y “Y”:

$$X_{i_x} = X_1 + d_{b\_long} + d_{est}$$

$$X_{i_y} = Y_1 + d_{b\_long} + d_{est}$$

Verificación:00

$$h_x \leq 35 \text{ cm}$$

Donde:

hx = máxima separación no confinada entre el eje “X” y “Y”.

Tabla 83. Verificación de la separación máxima no confinada en las columnas SFM

Sistemas	Elemento	Separación máxima no confinada		Separación máxima hx(cm)	Condición
		Xi_x(cm)	Xi_y(cm)		
Sistema 3 Pisos	Columna 1	13.52	18.86	18.86	Cumple
	Columna 2	11.54	16.04	16.04	Cumple
	Columna 3	10.51	14.18	14.18	Cumple
Sistema 6 Pisos	Columna 1	16.86	16.86	16.86	Cumple
	Columna 2	15.19	15.19	15.19	Cumple
	Columna 3	13.21	13.21	13.21	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

- Zona de confinamiento.
- Separación requerida por corte.

Demanda por corte en el acero transversal:

$$V_s = \frac{V_{diseño}}{\phi_v} - V_c$$

Factor de reducción de Resistencia a corte:

$$\phi_v = 0.6$$

Separación máxima:

$$S_{max\_req} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

- Separación máxima normativa.

Se determina la separación máxima de la normativa ( $S_{max}$ ) como el menor valor de las tres condiciones identificadas.

Condiciones:

$$S_{o_1} := \frac{1}{4} \min(b_1, b_2)$$

$$S_{o_2} := 6 \cdot d_{b\_long}$$

$$S_{o_3} := 10 \text{ cm} + \left( \frac{35 \text{ cm} - h_x}{3} \right)$$

Tabla 84. Separación del refuerzo transversal en las columnas SMF

Sistemas	Elemento	Separación requerida por corte		Separación máxima Normativa	Separación definitiva
		Vs (Ton)	Sreq. (cm)	S_max (cm)	S_def (cm)
Sistema 3 Pisos	Columna 1	0	0	10	10
	Columna 2	0	0	7.62	7
	Columna 3	4.14	133.62	7.5	7
Sistema 6 Pisos	Columna 1	0	0	9.6	9
	Columna 2	0	0	8.4	8
	Columna 3	4.79	148.67	7.2	7

Fuente: Elaboración Propia

- Longitud de confinamiento.

Se determina la longitud mínima de confinamiento como el mayor valor de las tres condiciones que se presentan a continuación.

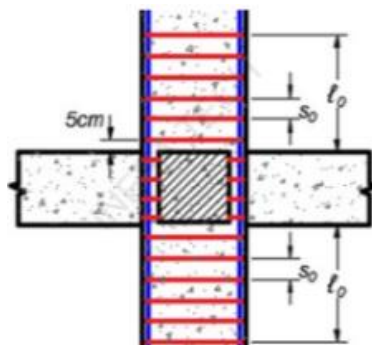


Ilustración 92. Representación de la longitud de confinamiento en las columnas

Fuente: Inesa

Condiciones:

$$L_{o1} = \max(b_1, b_2)$$

$$L_{o2} = \frac{l_n}{6}$$

$$L_{o3} = 45 \text{ cm}$$

Tabla 85. Longitud de confinamiento en las columnas SMF

Sistemas	Elemento	Longitud de confinamiento mínimo	Longitud a utilizar
		Lo(cm)	L_f (cm)
Sistema 3 Pisos	Columna 1	47.17	50
	Columna 2	45	50
	Columna 3	45	50
Sistema 6 Pisos	Columna 1	50	50
	Columna 2	45	45
	Columna 3	44.58	40

Fuente: Elaboración Propia

- Zona central de la columna
- Separación de estribos (Sin solapes del acero longitudinal)

Condiciones:

$$6 \cdot d_{b\_long}$$

$$15 \text{ cm}$$

- Separación de estribos (Con solapes del acero longitudinal).

$$S_{solapes\_max} = S_{max}$$

Tabla 86. Separación de estribos para zona con y sin solape del refuerzo transversal para las columnas SMF

Sistemas	Elemento	Separación de estribos – sin solape del acero longitudinal		Separación de estribos – con solape del acero longitudinal	
		S_max(cm)	S_def(cm)	S_max (cm)	S_def(cm)
Sistema 3 Pisos	Columna 1	10	10	10	10
	Columna 2	7.62	7	7.62	7
	Columna 3	7.62	7	7.5	7
Sistema 6 Pisos	Columna 1	9.6	9	9.6	9
	Columna 2	8.4	8	8.4	8
	Columna 3	7.2	7	7.2	7

Fuente: Elaboración Propia

- **Acero de confinamiento requerido en ambas direcciones.**

El refuerzo de confinamiento garantiza que no se dé el descascaramiento del recubrimiento exterior de concreto, el cual resulta en pérdida de la resistencia a carga axial de la columna.

Tabla 87. Refuerzo transversal para columnas

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

Fuente: Tabla 18.7.5.4 del ACI 318-14

Acero de confinamiento requerido Dirección X – Y:

$$A_{sh\_1} = \left( 0.3 \cdot \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot s_{max} \cdot b_{ci}$$

$$A_{sh\_2} = 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot s_{max} \cdot b_{ci}$$

Área del núcleo confinado:

$$A_{ch} = b_{c1} \cdot b_{c2}$$

Para el análisis del acero de confinamiento requerido, se determina a partir del mayor valor entre las dos relaciones definidas.

Tabla 88. Acero de confinamiento requerido en ambas direcciones en las columnas SFM

Sistemas	Elemento	Acero de confinamiento requerido X			Acero de confinamiento requerido Y		
		Ash_1(cm <sup>2</sup> )	Ash_2(cm <sup>2</sup> )	Ash_req(cm <sup>2</sup> )	Ash_1(cm <sup>2</sup> )	Ash_2(cm <sup>2</sup> )	Ash_req(cm <sup>2</sup> )
Sistema 3 Pisos	Columna 1	4.27	1.84	4.27	4.27	1.84	4.27
	Columna 2	3.06	1.08	3.06	3.06	1.08	3.06
	Columna 3	3.18	0.87	3.18	3.18	0.87	3.18
Sistema 6 Pisos	Columna 1	3.97	2.46	3.97	3.97	2.46	3.97
	Columna 2	4.03	2.16	4.03	4.03	2.16	4.03
	Columna 3	3.28	1.49	3.28	3.28	1.49	3.28

Fuente: Elaboración Propia

Acero de confinamiento colocado.

El acero de confinamiento colocado en una dirección se determina en función a las ramas perpendiculares.

Para la dirección “X”, relacionada con el ancho de la sección bc1, se consideran las ramas dispuestas en dirección “Y”.

Acero de confinamiento colocado en la dirección “X”:

$$A_{sh\_1} := N_{ramas\_y} \cdot A_{est}$$

Para la dirección “Y”, relacionada con el ancho de la sección bc2, se consideran las ramas dispuestas en dirección “X”.

Acero de confinamiento colocado en la dirección “Y”:

$$A_{sh\_2} := N_{ramas\_x} \cdot A_{est}$$

Para que estén confinadas las barras longitudinales de las columnas, el refuerzo de confinamiento transversal colado en ambas direcciones debe ser mayor que la demanda de confinamiento requerido.

Verificación:

$$A_{sh} \geq A_{sh\_req}$$

Tabla 89. Verificación del acero transversal de confinamiento colocado en las columnas SMF

Sistemas	Elemento	Acero de confinamiento colocado		Verificación
		Eje X	Eje Y	
		Ash_1(cm <sup>2</sup> )	Ash_2(cm <sup>2</sup> )	
Sistema 3 Pisos	Columna 1	5.067	5.067	Cumple
	Columna 2	5.067	5.067	Cumple
	Columna 3	5.067	5.067	Cumple
Sistema 6 Pisos	Columna 1	4.28	4.28	Cumple
	Columna 2	4.28	4.28	Cumple
	Columna 3	4.28	4.28	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

### 3 EDIFICIO DE 3 Y 6 PISOS – MUROS A CORTE (SISTEMA DUAL)

#### 3.1 Diseño por capacidad.

##### 3.1.1 Cargas.

- Peso de elementos estructurales.

Tabla 90. Peso de elementos estructurales 3 pisos - Muros

Story	Load Case/Combo	Location	Peso sin losa (ton/m <sup>2</sup> )
Story3	Dead	Top	0.147
Story2	Dead	Bottom	0.298
Story1	Dead	Bottom	0.298

Fuente: Etabs

Tabla 91. Peso de elementos estructurales 6 pisos - Muros

Story	Load Case/Combo	Location	Peso sin losa (ton/m2)
Story6	Dead	Bottom	0.147
Story5	Dead	Bottom	0.320
Story4	Dead	Bottom	0.320
Story3	Dead	Bottom	0.320
Story2	Dead	Bottom	0.320
Story1	Dead	Bottom	0.320

Fuente: Etabs

- Resumen de cargas.

Tabla 92. Resumen de cargas 3 pisos - Muros

Tipo de carga	Nivel	Carga (ton/m2)
Sumatoria de Carga Muerta	Piso 1	0.83
	Piso 2	0.83
	Cubierta	0.48
Sumatoria de Carga Viva	Piso 1 al Piso 5	0.200
	Cubierta	0.070

Fuente: Etabs

Tabla 93. Resumen de cargas 6 pisos - Muros

Tipo de carga	Nivel	Carga (ton/m2)
Sumatoria de Carga Muerta	Piso 1	0.83
	Piso 2	0.83
	Piso 3	0.83
	Piso 4	0.83
	Piso 5	0.83
	Cubierta	0.48
Sumatoria de Carga Viva	Piso 1 al Piso 5	0.200
	Cubierta	0.070

Fuente: Etabs

### 3.1.2 Espectro elástico de diseño.

- Resumen espectro elástico de diseño.

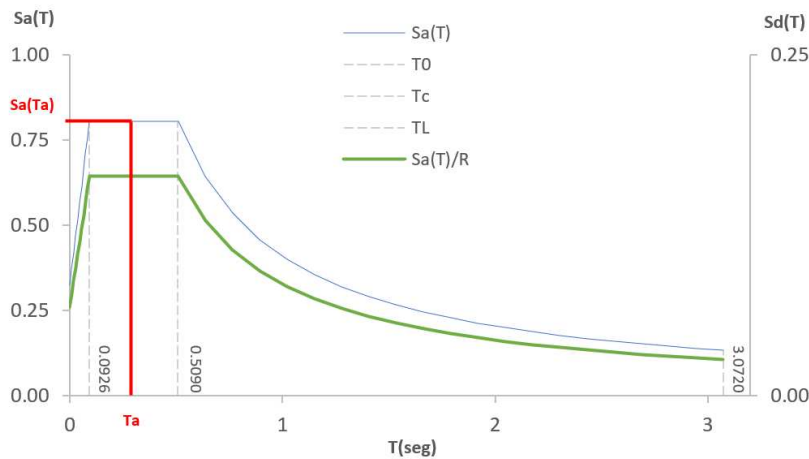


Ilustración 93. Espectro de diseño elástico – Muro Estructural,  $T_r = 475$  años  
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 94. Espectro de Diseño

Parámetros del espectro de diseño	
Fa	1,30
Fd	1,28
Fs	0,94
n	2,48
R	5
Sa (meseta)	0,806
Ta	0,25
To	0,09
Tc	0,51
r	1,00
Sa(Ta)	0,806

Fuente: Elaboración Propia

### 3.1.3 Parámetros de análisis sismorresistente.

- Factor de modificación de respuesta (R).

Tabla 95. Factor para sismo - Muros

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Tabla 15: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Fuente: NEC-SE-DS

$$R_0 = 5.00$$

Corrigiendo efectos de regularidad geométrica del edificio y redundancia del mismo:

$$R = \phi_e \phi_p R_0$$

$$R = 1.00 * 1.00 * 5.00 = 5.00$$

- $\phi_e$  = Irregularidad en altura.

Como en cada medida de entrepiso es el mismo (3 metros) no existe irregularidad en altura, por ende  $\phi_a = 1.00$ .

- $\phi_p$  = Irregularidad en planta.

Debido a que el sistema estructural en planta es la misma en todos los pisos, la irregularidad en planta es  $\phi_p = 1.00$ .

### 3.1.4 Condiciones generales en el análisis estructural.

- Inercia de las secciones agrietadas.

#### Estructuras de hormigón armado

En este caso, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera:

- 0.6  $I_g$  para muros estructurales:
  - Para estructuras sin subsuelos, se aplicarán únicamente en los dos primeros pisos de la edificación.
  - Para estructuras con subsuelos, se aplicarán en los dos primeros pisos y en el primer subsuelo.

## 3.2 Diseño basado en fuerzas (DBF).

### 3.2.1 Análisis estático lineal.

- Edificación de 3 pisos.

- Periodo fundamental de vibración ( $T_a$ ).

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

$$T_a = 0.055 * (18)^{0.75} = 0.48 \text{ s}$$

- $h_T$  = Altura máxima de la edificación
- $C_t$  = Coeficiente que depende del tipo de edificio

Tabla 96. Coeficientes para la determinación del periodo fundamental de vibración – 3P - Muros

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

Fuente: NEC-SE-DS

- Carga sísmica reactiva ( $W_i$ ).

$$W_i = (\text{Peso muerto total}) * (\text{Area}_{\text{piso}})$$

$$\text{Piso}_1 \rightarrow W_1 = \left(0.83 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) * (203.36 \text{ m}^2) = 168.79 \text{ ton}$$

$$\text{Piso}_2 \rightarrow W_2 = \left(0.83 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) * (203.36 \text{ m}^2) = 168.79 \text{ ton}$$

$$\text{Piso}_3 \rightarrow W_3 = \left(0.48 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) * (207.36 \text{ m}^2) = 99.53 \text{ ton}$$

$$W_{\text{total}} = \sum W_i = 437.11 \text{ ton}$$

- Coeficiente sísmico.

$$C_s = \frac{I_e * S_a(T_a)}{R}$$

$$C_s = \frac{1 * 0.806}{5}$$

$$C_s = 0.1612 = 16.12\%$$

- Cortante basal estático en la base.

$$V_x = V_y = C_s * W_{\text{total}}$$

$$V_x = V_y = 0.1612 * 437.11 \text{ ton} = 70.5 \text{ ton}$$

Como se observa, la cortante basal calculada manualmente mediante el análisis estático lineal, sus valores coinciden con los valores obtenidos de la basal mediante el software Etabs.

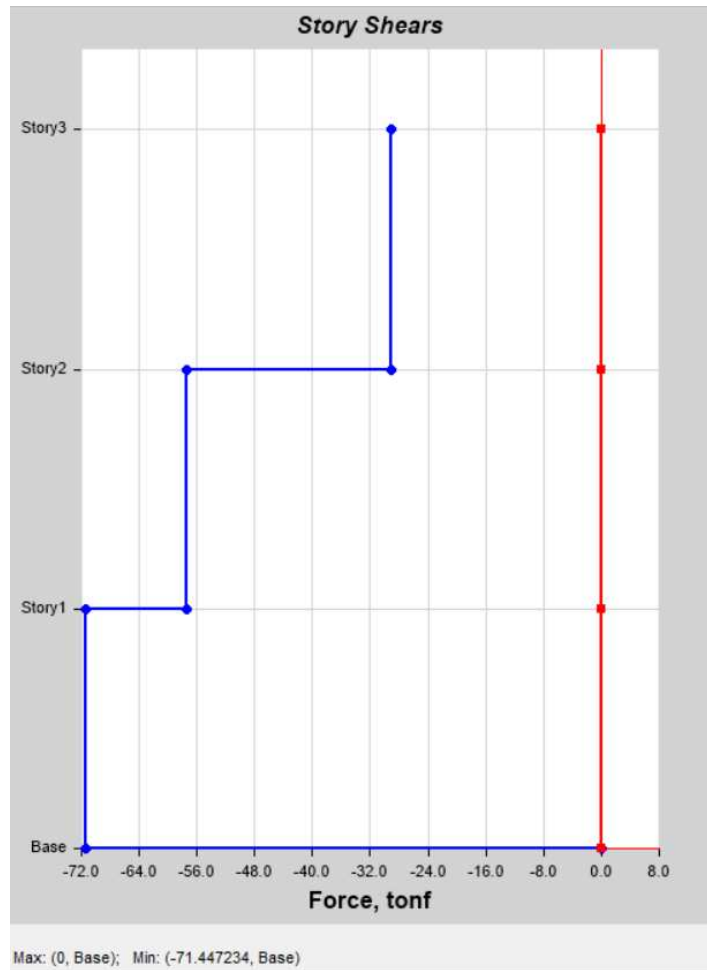


Ilustración 94. Cortante Basal, Dirección X – 3P - Muros  
Fuente: Etabs

- Determinación del factor k.

El coeficiente k distribuye las cargas laterales en proporción a las rigideces de los pisos.

$$k = 0.75 + 0.5T_a$$

$$k = 0.75 + 0.5(0.48) = 1.00$$

- Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales ( $F_x$ ).

Esta distribución debe coincidir con el análisis modal dinámico, teniendo una variación de máximo 10%.

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_i^n W_i h_i^k} V$$

- $V$  = Cortante total en la base de la estructura
- $W_x$  = Peso asignado al piso "x" de la estructura
- $W_i$  = Peso asignado al piso "i" de la estructura
- $n$  = Numero de pisos de la estructura

Tabla 97. Cálculo manual de la distribución de fuerzas sísmicas laterales – 3P -Muros

PISO	Nivel (m)	Área (m <sup>2</sup> )	hx (m)	Peso Muerto (ton/m <sup>2</sup> )	wx (ton)	wx*hxk (ton*m)	Fx (Ton)	Vx (Ton)
PISO 0 (PB)	Nv. + 0	203.36	0	0	0	0	0	70
PISO 1	Nv. + 3	203.36	3	0.83	168.79	506	15	70
PISO 2	Nv. + 6	203.36	6	0.83	168.79	1013	30	56
PISO 3	Nv. + 9	207.36	9	0.48	99.53	896	26	26
<b>TOTAL</b>		<b>817.44</b>	<b>21</b>		<b>437.11</b>	<b>2415</b>	<b>70</b>	

Fuente: Elaboración propia

Como se observa, el cálculo manual de la distribución de las fuerzas sísmicas laterales (Fx) determinadas en cada nivel de cada piso, coinciden con las fuerzas laterales obtenidas mediante el software Etabs.

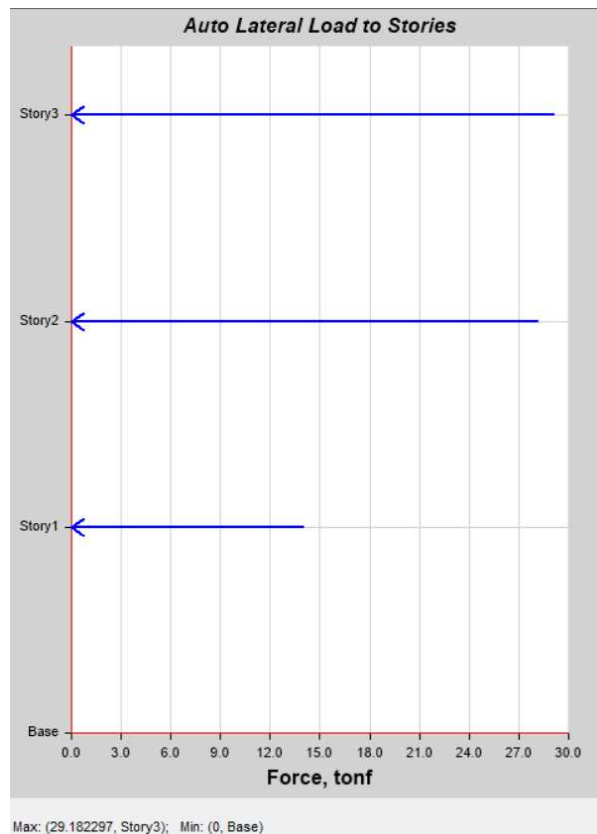


Ilustración 95. Distribución Fuerzas Laterales Sísmicas, sentido X – Edificación 3 Pisos - Muros  
Fuente: Etabs

- Edificación de 6 pisos.

- Periodo fundamental de vibración ( $T_a$ ).

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

$$T_a = 0.055 * (18)^{0.75} = 0.48 \text{ s}$$

- $h_T$  = Altura maxima de la edificacion
- $C_t$  = Coeficiente que depende del tipo de edificio

- Carga sísmica reactiva ( $W_i$ ).

$$W_i = (\text{Peso muerto total}) * (\text{Area}_{\text{piso}})$$

$$\text{Piso}_1 \rightarrow W_1 = \left(0.83 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) * (203.36 \text{ m}^2) = 169.37 \text{ ton}$$

$$\text{Piso}_2 \rightarrow W_2 = \left(0.83 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) * (203.36 \text{ m}^2) = 169.37 \text{ ton}$$

$$\text{Piso}_3 \rightarrow W_3 = \left(0.83 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) * (203.36 \text{ m}^2) = 169.37 \text{ ton}$$

$$\text{Piso}_4 \rightarrow W_4 = \left(0.83 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) * (203.36 \text{ m}^2) = 169.37 \text{ ton}$$

$$\text{Piso}_5 \rightarrow W_5 = \left(0.83 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) * (203.36 \text{ m}^2) = 169.37 \text{ ton}$$

$$\text{Piso}_6 \rightarrow W_6 = \left(0.48 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\right) * (207.36 \text{ m}^2) = 96.74 \text{ ton}$$

$$W_{\text{total}} = \sum W_i = 944 \text{ ton}$$

- Coeficiente sísmico.

$$C_s = \frac{I_e * S_a(T_a)}{R}$$

$$C_s = \frac{1 * 0.87}{5}$$

$$C_s = 0.174 = 17.40\%$$

- Cortante basal estático en la base.

$$V_x = V_y = C_s * W_{total}$$

$$V_x = V_y = 0.174 * 945 \text{ ton} = 165 \text{ ton}$$

Como se observa, la cortante basal calculada manualmente mediante el análisis estático lineal, sus valores coinciden con los valores obtenidos de la basal mediante el software Etabs.

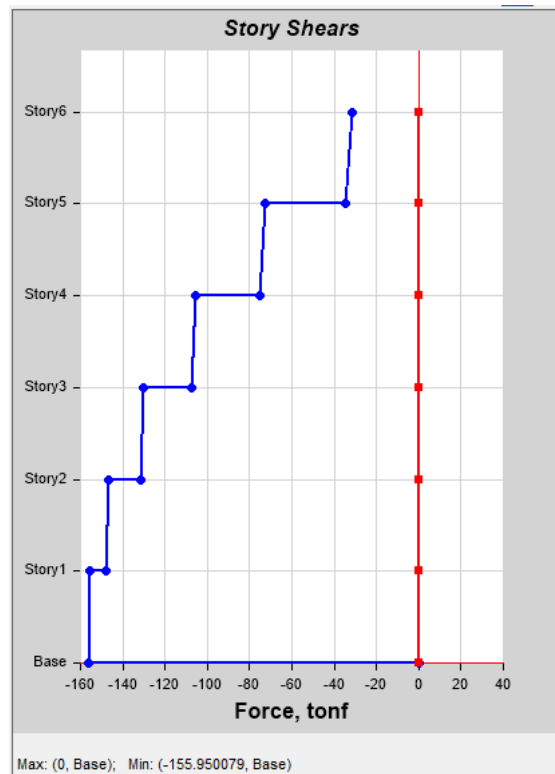


Ilustración 96. Cortante Basal, Dirección X – 6P – Muros  
Fuente: Etabs

- Determinación del factor k.

El coeficiente k distribuye las cargas laterales en proporción a las rigideces de los pisos.

$$k = 0.75 + 0.5T_a$$

$$k = 0.75 + 0.5(0.48) = 1.00$$

- Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales (Fx).

Esta distribución debe coincidir con el análisis modal dinámico, teniendo una variación de máximo 10%.

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_i^n W_i h_i^k} V$$

- $V$  = Cortante total en la base de la estructura
- $W_x$  = Peso asignado al piso "x" de la estructura
- $W_i$  = Peso asignado al piso "i" de la estructura
- $n$  = Numero de pisos de la estructura

Tabla 98. Calculo manual de la distribución de fuerzas sísmicas laterales - 6P - Muros

PISO	Nivel (m)	Area (m2)	hx (m)	Peso muerto	Wi (ton)	$W_x h_x^k$ (ton*m)	Fx (ton)	Vx (ton)
PISO 0	Nv. + 00.00	203.36	0		0	0	0	164
PISO 1	Nv. + 03	203.36	3	0.83	169.37	508	9	164
PISO 2	Nv. + 06	203.36	6	0.83	169.37	1016	18	155
PISO 3	Nv. + 09	203.36	9	0.83	169.37	1524	27	137
PISO 4	Nv. + 12	203.36	12	0.83	169.37	2032	36	110
PISO 5	Nv. + 15	203.36	15	0.83	169.37	2541	44	75
PISO 6	Nv. + 18	203.36	18	0.48	96.74	1741	30	30
<b>TOTAL</b>					943.62	<b>9363</b>	<b>164</b>	

Fuente: Elaboracion propia

Como se observa, el cálculo manual de la distribución de las fuerzas sísmicas lateras (Fx) determinadas en cada nivel de cada piso, coinciden con las fuerzas laterales obtenidas mediante el software Etabs.

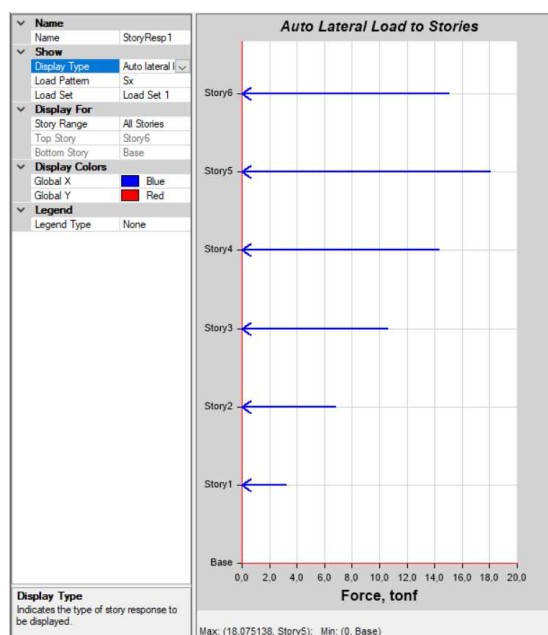


Ilustración 97. Distribución Fuerzas Laterales Sísmicas, sentido X – 6p - Muros

Fuente: Etabs

### 3.2.2 Análisis modal espectral.

#### Edificación de 3 pisos.

- Periodos de vibración.

El modo de vibración 1 es el sentido “X” y el modo 2 es en el sentido “Y”, sus periodos son similares debido a que los componentes estructurales están distribuidos de tal manera que el sistema tiene una similar rigidez en ambas direcciones.

Tabla 99. Periodos de vibración – 3P - Muros

Case	Mode	Period sec
Modal	1	0.219
Modal	2	0.199
Modal	3	0.138
Modal	4	0.054
Modal	5	0.051
Modal	6	0.034
Modal	7	0.029
Modal	8	0.028
Modal	9	0.019

Fuente: Etabs

De acuerdo a la NEC los periodos vibración determinados por el análisis modal no debe ser mayor que el 130% del periodo fundamental de vibración calculado, como se observa a continuación el periodo modal de la estructura “X” y “Y” cumple con dicha condición, cabe recalcar que se debe recalcar el coeficiente sísmico y el coeficiente k.

Tabla 100. Límites del periodo de vibración – 3P - Muros

Modo de vibración	Periodo (s)	Coeficiente K	Sa(Ta)	Coeficiente Sísmico (Cs)
Ta	0.22	1.00	0.806	0.161
T Modal X	0.2	1.00	0.806	0.161
T Modal Y	0.14	1.00	0.806	0.161
T max	0.28	1.00	0.806	0.161

Fuente: Etabs

- Participación acumulada de la masa.

La NEC-SE-DS define que, del total de modos de vibración de la estructura, solo se consideren en el análisis dinámico los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura.

Tabla 101. Participación acumulada de la masa – 3P – Muros

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.219	0	0.7737	0	0	0.7737
Modal	2	0.199	0.7794	0	0	0.7794	0.7737
Modal	3	0.138	0	0	0	0.7794	0.7737
Modal	4	0.054	0	0.2102	0	0.7794	0.9839
Modal	5	0.051	0.2063	0	0	0.9858	0.9839
Modal	6	0.034	0	5.835E-06	0	0.9858	0.9839
Modal	7	0.029	0	0.0161	0	0.9858	1
Modal	8	0.028	0.0142	0	0	1	1
Modal	9	0.019	0	1.913E-06	0	1	1

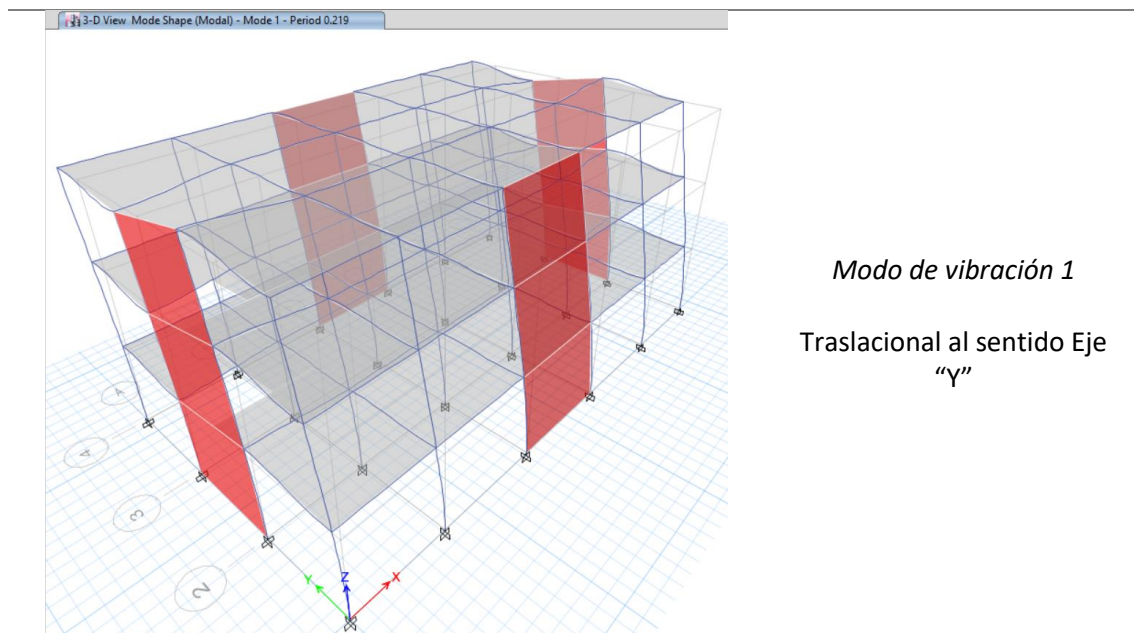
Fuente: Etabs

Como se puede observar el 90% del total de masa acumulado está sucediendo en el modo de vibración 5.

- **Numero de modos de vibración.**

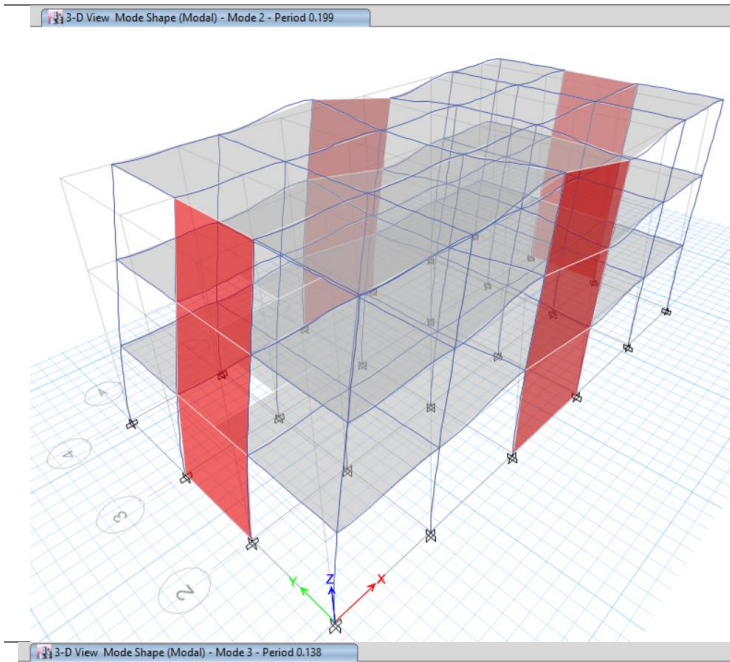
Los grados de libertad por cada nivel de piso son tres, siendo dos traslacionales el eje “X” y “Y” y el tercio es en sentido rotacional con respecto al eje “Z”.

$$Modos_{vibracion} = 3 * Numero_{pisos} = 3 * 3 = 9$$

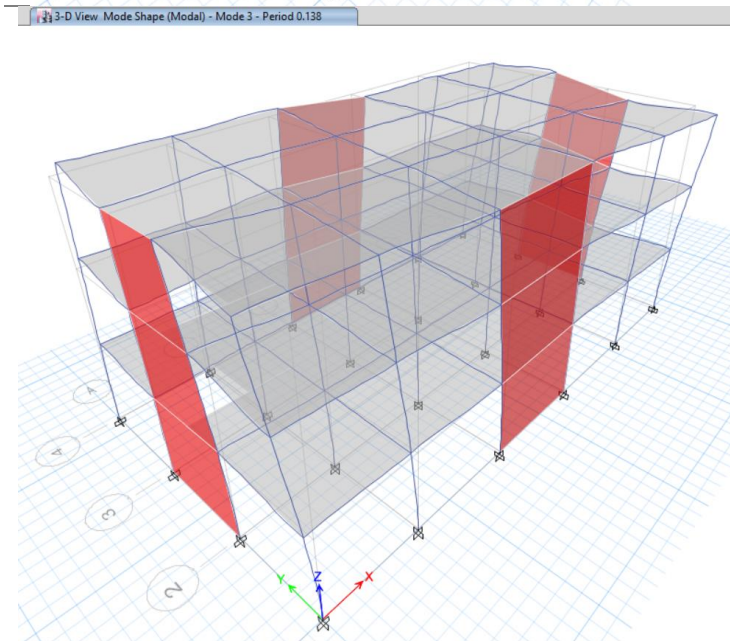


Modo de vibración 1

Traslacional al sentido Eje  
“Y”



*Modo de vibración 2*  
Traslacional al sentido Eje  
"X"



*Modo de vibración 3*  
Rotacional respecto al Eje  
"Z"

Ilustración 98. Modos de vibración – 3P - Muros  
Fuente: Etabs

Del análisis modal se puede observar que, en los tres modos fundamentales de la estructura, las masas se mueven en las direcciones "X" e "Y", predominando la disipación de energía en modos traslacionales, verificando que la estructura no es sensible a efectos torsionales, debido a su regularidad geométrica en planta y altura.

- Torsión en Planta.

Se recomienda que los efectos torsionales en los dos primeros modos de vibración fundamentales, sean < 30%, asegurando el desplazamiento de la estructura en los periodos fundamentales de la estructura. El tercer modo es totalmente torsional.

Tabla 102. Participación modal de la masa – 3P - Muros

Case	Mode	Period sec	Sum RZ
Modal	1	0.219	1.472E-06
Modal	2	0.199	1.54E-06
Modal	3	0.138	0.7733
Modal	4	0.054	0.7733
Modal	5	0.051	0.7733
Modal	6	0.034	0.9849
Modal	7	0.029	0.9849
Modal	8	0.028	0.9849
Modal	9	0.019	1

Fuente: Etabs

Edificación de 6 pisos.

- Periodos de vibración.

El modo de vibración 1 es el sentido “X” y el modo 2 es en el sentido “Y”, sus periodos son similares debido a que los componentes estructurales están distribuidos de tal manera que el sistema tiene una similar rigidez en ambas direcciones.

Tabla 103. Periodos de vibración – 6P - Muros

	Case	Mode	Period sec
▶	Modal	1	0.49
	Modal	2	0.448
	Modal	3	0.319
	Modal	4	0.115
	Modal	5	0.106
	Modal	6	0.073
	Modal	7	0.056
	Modal	8	0.052
	Modal	9	0.038
	Modal	10	0.036
	Modal	11	0.035
	Modal	12	0.03
	Modal	13	0.028
	Modal	14	0.026
	Modal	15	0.026
	Modal	16	0.025
	Modal	17	0.025
	Modal	18	0.025

Fuente: Etabs

De acuerdo a la NEC los periodos vibración determinados por el análisis modal no debe ser mayor que el 130% del periodo fundamental de vibración calculado, como se observa a continuación el periodo modal de la estructura “X” y “Y” cumple con dicha condición, cabe recalcar que se debe recalcular el coeficiente sísmico y el coeficiente k.

Tabla 104. Límites del periodo de vibración – 6P - Muros

Modo de vibración	Periodo (s)	Coefficiente K	Sa(Ta)	Coefficiente Sisimico (Cs)
Ta	0.48	1.00	0.868	0.174
T Modal X	0.462	1.00	0.868	0.174
T Modal Y	0.47	1.00	0.868	0.174
T max	0.62	1.06	0.840	0.168

Fuente: Elaboración propia

- Participación acumulada de la masa.

La NEC-SE-DS define que, del total de modos de vibración de la estructura, solo se consideren en el análisis dinámico los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura.

Tabla 105. Participación acumulada de la masa – 6P - Muros

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
▶ Modal	1	0.49	0	0.6846	0	0	0.6846
Modal	2	0.448	0.6833	0	0	0.6833	0.6846
Modal	3	0.319	0	1.734E-05	0	0.6833	0.6846
Modal	4	0.115	0	0.1969	0	0.6833	0.8815
Modal	5	0.106	0.1997	0	0	0.883	0.8815
Modal	6	0.073	0	2.39E-06	0	0.883	0.8815
Modal	7	0.056	0	0.0681	0	0.883	0.9496
Modal	8	0.052	0.068	0	0	0.951	0.9496
Modal	9	0.038	0	0.023	0	0.951	0.9726
Modal	10	0.036	0.0223	0	0	0.9733	0.9726
Modal	11	0.035	9.336E-07	1.738E-05	0	0.9733	0.9726
Modal	12	0.03	0	0.0061	0	0.9733	0.9787
Modal	13	0.028	0.0058	0	0	0.9791	0.9787
Modal	14	0.026	0	0.0023	0	0.9791	0.9811
Modal	15	0.026	0	0	0	0.9791	0.9811
Modal	16	0.025	0.0018	1.151E-06	0	0.9809	0.9811
Modal	17	0.025	0	0.015	0	0.9809	0.996
Modal	18	0.025	2.675E-06	0	0	0.9809	0.996

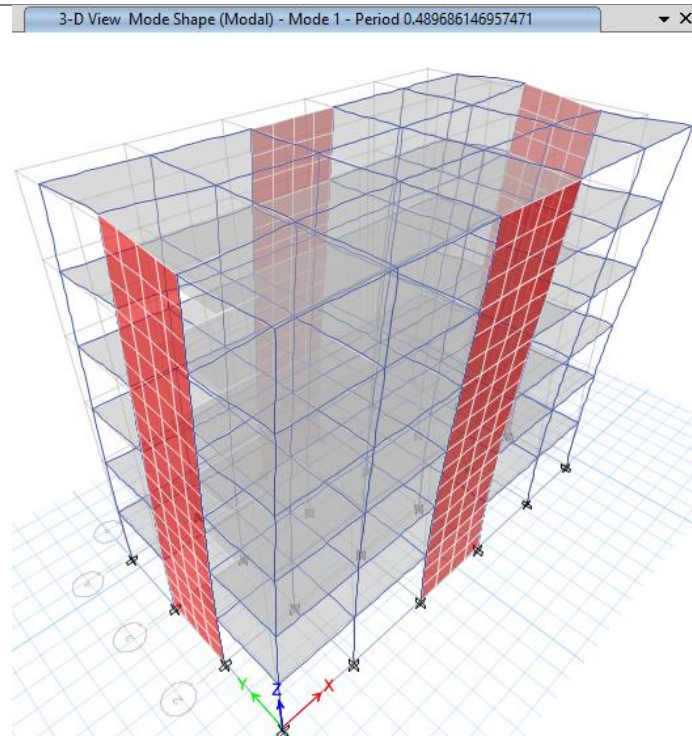
Fuente: Etabs

Como se puede observar el 90% del total de masa acumulado está sucediendo en el modo de vibración 8.

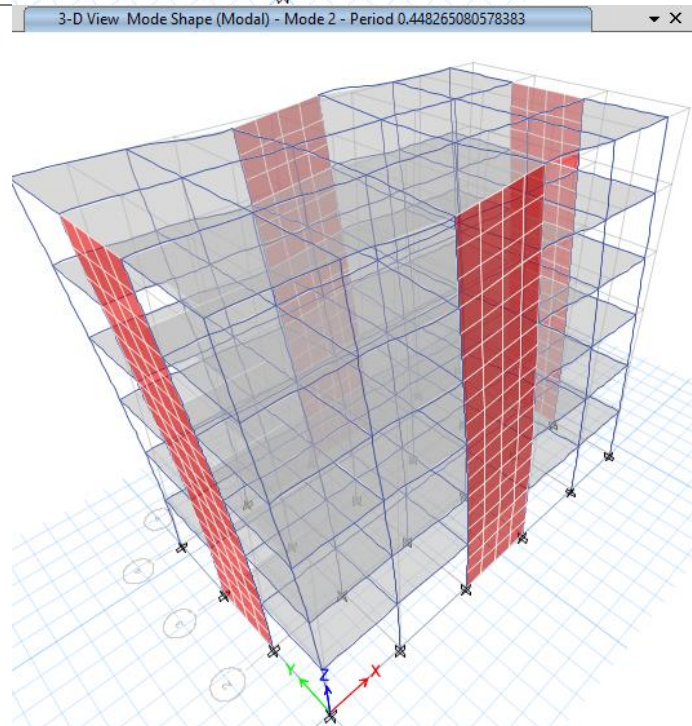
- Numero de modos de vibración.

Los grados de libertad por cada nivel de piso son tres, siendo dos traslacionales el eje “X” y “Y” y el tercio es en sentido rotacional con respecto al eje “Z”.

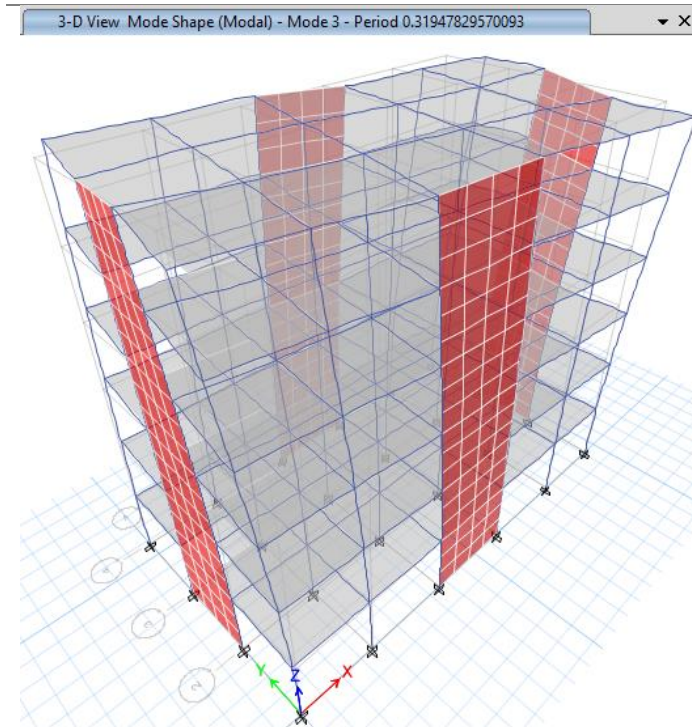
$$Modos_{vibracion} = 3 * Numero_{pisos} = 3 * 6 = 18$$



*Modo de vibración 1*  
Traslacional al sentido Eje  
“Y”



*Modo de vibración 2*  
Traslacional al sentido Eje  
“X”



*Modo de vibración 3*  
Rotacional respecto al Eje “Z”

Ilustración 99. Modos de vibración – 6P - Muros  
Fuente: Etabs

Del análisis modal se puede observar que, en los tres modos fundamentales de la estructura, las masas se mueven en las direcciones “X” e “Y”, predominando la disipación de energía en modos traslacionales, verificando que la estructura no es sensible a efectos torsionales, debido a su regularidad geométrica en planta y altura.

- Torsión en Planta.

Se recomienda que los efectos torsionales en los dos primeros modos de vibración fundamentales, sean  $< 30\%$ , asegurando el desplazamiento de la estructura en los periodos fundamentales de la estructura. El tercer modo es totalmente torsional.

Tabla 106. Participación modal de la masa - 6P - Muros

	Case	Mode	Period sec	SumRZ
▶	Modal	1	0.49	1.921E-05
	Modal	2	0.448	1.964E-05
	Modal	3	0.319	0.6773
	Modal	4	0.115	0.6773
	Modal	5	0.106	0.6773
	Modal	6	0.073	0.8797
	Modal	7	0.056	0.8797
	Modal	8	0.052	0.8797
	Modal	9	0.038	0.8798
	Modal	10	0.036	0.8798
	Modal	11	0.035	0.9489
	Modal	12	0.03	0.9489
	Modal	13	0.028	0.9489
	Modal	14	0.026	0.9489
	Modal	15	0.026	0.9489
	Modal	16	0.025	0.9489
	Modal	17	0.025	0.9489
	Modal	18	0.025	0.9489

Fuente: Etabs

Como se puede observar, en los dos primeros modos de vibración los efectos de torsión son nulos, con lo que se puede afirmar que la estructura en su tercer modo es completamente rotacional y además se puede decir que está cumpliendo el efecto torsional ya que cumple con el requerimiento que los efectos en los dos primeros modos sean menores al 30%.

### 3.2.3 Configuración estructural.

Edificación de 3 pisos.

- Vista en Planta del Sistema Resistente a Cargas Sísmica.

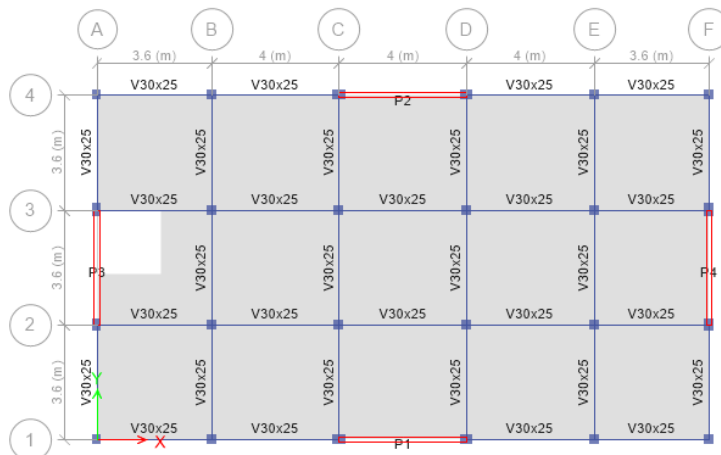


Ilustración 100. Representación estructural Piso 1 a 2 - Muros

Fuente: Etabs

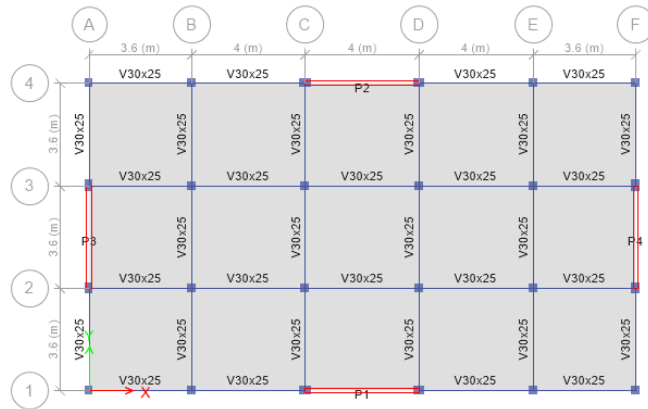


Ilustración 101. Representación estructural Piso 3 - Muros

Fuente: Etabs

### Edificación de 6 pisos.

- Vista en Planta del Sistema Resistente a Cargas Sísmica.

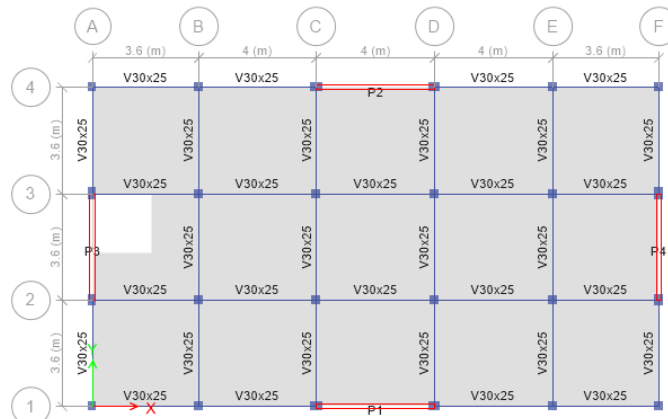


Ilustración 102. Representación estructural Piso 1 a 5 - Muros

Fuente: Etabs

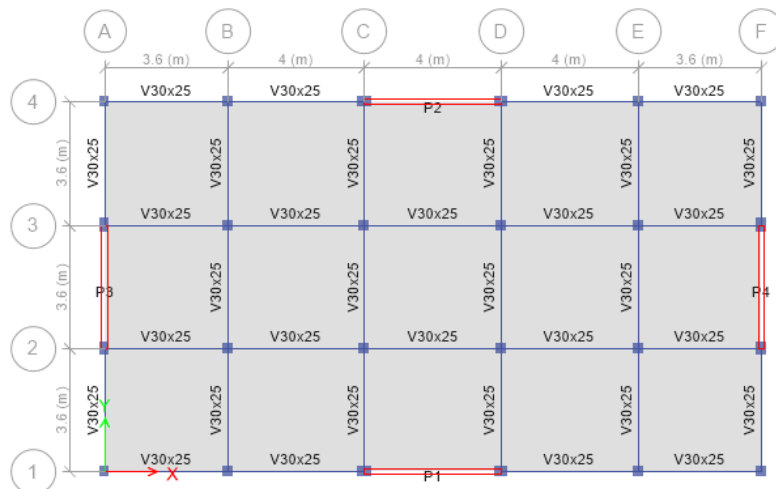


Ilustración 103. Representación estructural Piso 6 - Muros

Fuente: Etabs

- Vista Frontal del Sistema Resistente a Cargas Sísmica.

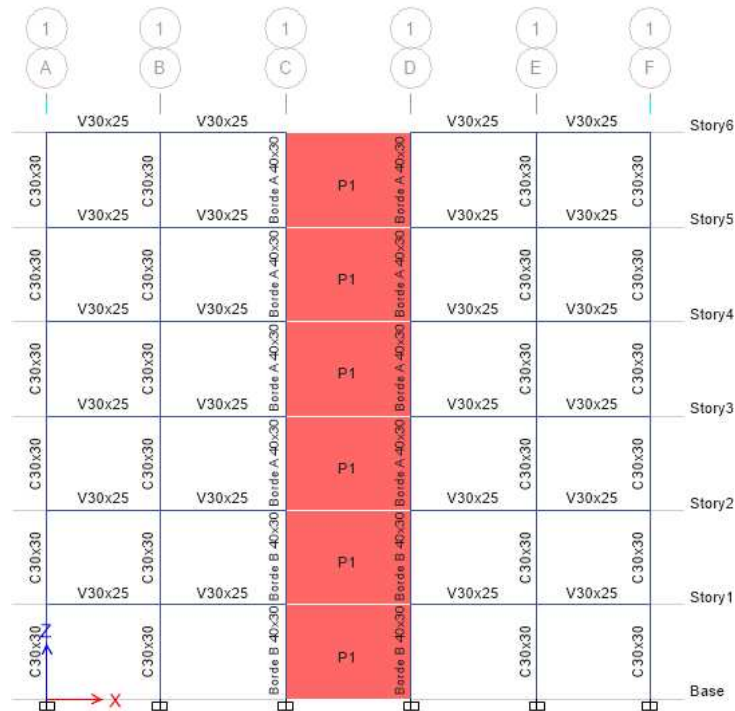


Ilustración 104. Vista 1 del sistema estructural  
Fuente: Etabs

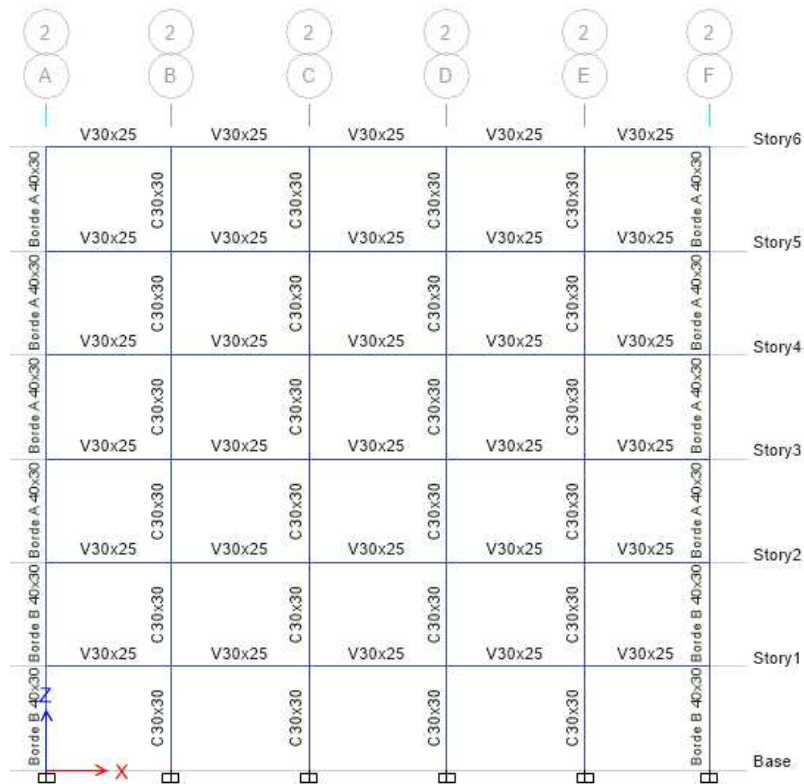


Ilustración 105. Vista 2 y 3 del sistema estructural  
Fuente: Etab

### 3.3 Diseño de elementos.

#### 3.3.1 Datos geométricos.

- Definición del espesor.

Se debe tomar en cuenta el máximo de las siguientes opciones, como indica el reglamento del ACI 318-14.

Tabla 107. *Espesor mínimo del muro*

Tipo de muro	Espesor mínimo del muro, $h$		
De carga <sup>(1)</sup>	El mayor de:	100 mm	(a)
		1/25 de la menor entre la altura y la longitud no apoyadas	(b)
No portante	El mayor de:	100 mm	(c)
		1/30 de la menor entre la altura y la longitud no apoyadas	(d)
Exteriores de sótanos y cimentaciones <sup>(1)</sup>	190 mm		(e)

Fuente: Tabla 11.3.1.1 del ACI 318-14

#### Espesor Muro:

$$b_{w1} := 10 \text{ cm}$$

$$b_{w2} := \frac{l_w}{25}$$

$$b_{w3} := \frac{h_n}{25}$$

- Recubrimiento y altura útil.

La altura útil del muro, se determinada mediante la resta de la altura total del muro menos el recubrimiento escogido.

Recubrimiento de cálculo al centro de las barras longitudinales:

$$r_c := 4 \text{ cm}$$

Altura útil de la sección:

$$d := l_w - r_c$$

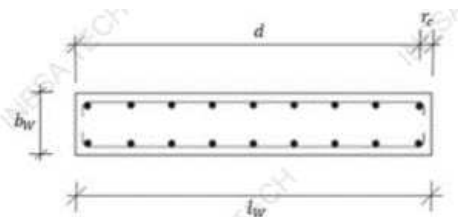


Ilustración 106. *Altura útil de la sección del muro*

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 108. Geometría de la sección del muro estructural

Datos	Sistema 3 Pisos	Sistema 6 Pisos
Espesor mínimo ( $b_{w,min}$ )	16 cm	16 cm
Espesor seleccionado ( $b_w$ )	16 cm	16 cm
Altura útil ( $d$ )	3.96 cm	3.96 cm

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.2 Datos de cargas.

Se toman las solicitaciones en la base del muro y en la parte inferior de cada uno de los niveles.

La base del muro es el punto más crítico y es donde se enfocará el diseño, sin embargo, con las solicitaciones en los demás niveles se busca conocer el refuerzo en toda la altura. Estas solicitaciones son el resultado de la combinación crítica.

Tabla 109. Solicitaciones actuantes en los diferentes muros estructurales de cada nivel de piso

Sistema	Solicitación	Nivel 0	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	Nivel 4	Nivel 5
Sistema 3 Pisos	Momento (tonnef x m)	209.79	109.83	33.66	-	-	-
	Cortante (tonnef)	34.71	27.22	12.37	-	-	-
	Axial (tonnef)	62.99	40.08	17.48	-	-	-
Sistema 6 Pisos	Momento (tonnef x m)	433.69	318.93	153.94	85.63	35.66	4.02
	Cortante (tonnef)	75.15	68.87	55.40	42.54	26.42	5.83
	Axial (tonnef)	111.47	95.36	65.98	47.78	31.29	14.63

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.3 Verificación del comportamiento del muro.

Se requiere revisar la relación de esbeltez del muro, a fin de garantizar que el mismo tenga un comportamiento principalmente a flexión.

Comportamiento:

$$\text{if} \left( \frac{h_w}{l_w} > 2, \text{ "Muro a Flexion", "Muro a Corte"} \right)$$

Tabla 110. Comportamiento de los sistemas de muro estructural

Sistema	Comportamiento
Sistema 3 Pisos	Muro a Flexión
Sistema 6 Pisos	Muro a Flexión

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.4 Numero de capas de refuerzo a colocar.

El factor de modificación para concretos livianos, según la Tabla 19.2.4 del ACI 318-14, que utilizaremos para la evaluación de ambos sistemas estructurales es de  $\lambda = 1$ .

Tabla 111. Factor de modificación  $\lambda$

Concreto	Composición de los agregados	$\lambda$
Todos livianos	Fino: ASTM C330M Grueso: ASTM C330M	0.75
Liviano, mezcla fina	Fino: Combinación de ASTM C330M y C33M Grueso: ASTM C330	0.75 a 0.85 <sup>[1]</sup>
Arena, liviana	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C330M	0.85
Arena, liviana, Mezcla gruesa	Fino: ASTM C33M Grueso: Combinación de ASTM C330M y C33M	0.85 a 1.00 <sup>[2]</sup>
Peso normal	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C33M	1.00

Fuente: Tabla 19.2.4 del ACI 318-14

Área gruesa de la sección del muro:

$$A_{cw} := l_w \cdot b_w$$

Deben usarse al menos 2 capas de acero refuerzo cuando se cumple alguna de las siguientes condiciones:

Condiciones para número de capas:

$$V_u > 0.53 \cdot A_{cw} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c}$$

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

Tabla 112. Capas de acero de refuerzo a utilizar en los sistemas de muro estructural

Sistema	Capas de Acero de Refuerzo
Sistema 3 Pisos	2
Sistema 6 Pisos	2

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.5 Cuantía mínima del acero longitudinal.

Para los muros estructurales especiales la cuantía mínima es 0.0025 en las dos direcciones del refuerzo, a menos que se cumpla la siguiente consideración:

Tabla 113. Refuerzo mínimo para muros en el plano del muro

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

Fuente: Tabla 11.6.1 del ACI 318-14

**Consideración:**

$$\rho_{t1} := \text{if} \left( V_{u0} < 0.27 \cdot A_{cw} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}, 0.0015, 0.0025 \right)$$

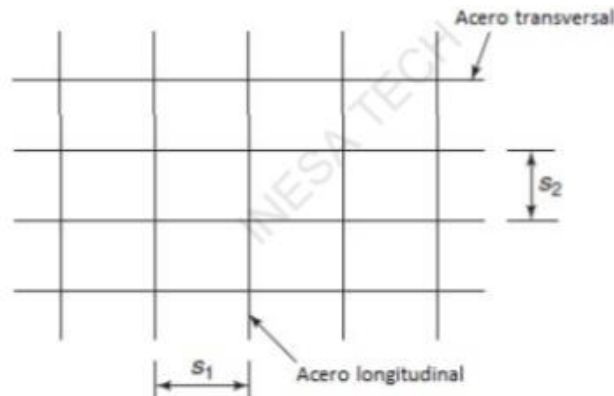


Ilustración 107. Acero longitudinal y transversal para el armado del muro estructural  
Fuente: Inesa

**3.3.6 Descripción del acero longitudinal a utilizar.**

Se pre-dimensiona con un acero longitudinal uniformemente distribuido, que permita cumplir con los parámetros de acero mínimo y de acero máximo para muros estructurales.

Separación propuesta de barras longitudinales:

$$S_1 := \frac{l_w - 2 \cdot r_c}{N_{bc} - 1}$$

Separación máxima normativa:

$$S_{max} := 45 \text{ cm}$$

Verificación de separación:

$$\text{if} (S_1 < S_{max}, \text{“OK”}, \text{“Disminuir Separacion”})$$

Tabla 114. Armado longitudinal del muro estructural

Sistema	Diámetro de barras longitudinales	Área de acero propuesto por barra (cm²)	Numero de barras a colocar por capa	Recubrimiento de cálculo (cm)	Separación propuesta de barras (cm)	Verificación
Sistema a 3 Pisos	#4	1.27	18	4	24	Cumple
Sistema a 6 Pisos	#4	1.27	25	4	16	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

Cuantía mínima en la sección del muro:

$$\rho_{\min} = 0.0025$$

Cuantía máxima en la sección del muro:

$$\rho_{\max} := 0.02$$

Numero de barras:

$$N_b := N_{bc} \cdot \#capas$$

Cuantía real generada por la propuesta del refuerzo:

$$\rho_t := \frac{N_b \cdot A_{sI}}{A_{cw}}$$

Verificación de cuantía:

if ( $\rho_{\min} \leq \rho_t$ , "OK", "Aumentar area de acero")

if ( $\rho_{\max} \geq \rho_t$ , "OK", "Disminuir area de acero")

Tabla 115. Verificación del armado longitudinal del muro estructural

Sistema	Área gruesa del muro (cm <sup>2</sup> )	Numero de barras	Cuantía real generada	Verificación de cuantía mínima	Verificación de cuantía máxima
Sistema 3 Pisos	6400	36	0.07	Cumple	Cumple
Sistema 6 Pisos	6400	50	0.01	Cumple	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.7 Diseño por flexo-compresión.

- Localización de las barras de refuerzo.

El diseño de un elemento sometido a flexo compresión se realiza con la misma teoría e hipótesis del diseño por flexión, considerándose adicionalmente el problema de la esbeltez. La esbeltez asociada a los momentos de segundo orden que actúan sobre ellas, condiciona la capacidad de carga, es decir la magnitud de la carga axial.

Localización de las barras de refuerzo:

$$Sl_i := \frac{l_w - 2 \cdot r_c}{N_{bc} - 1} \cdot i$$

$$i := 0 .. n$$

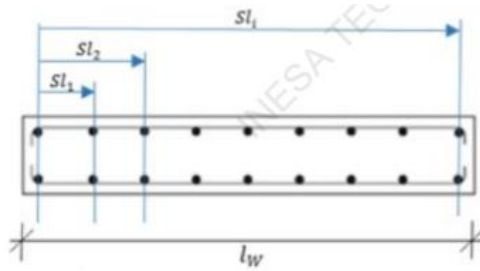


Ilustración 108. Representación de la separación entre barras longitudinales para el muro estructural  
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 116. Distancia de separaciones de barras longitudinales medidas desde la primera barra de refuerzo para los sistemas de muro estructural

	Sistema 3 Pisos	Sistema 6 Pisos																																											
<b>Localización de las barras de refuerzo (Sl<sub>i</sub>)</b>	$Sl_i =$ <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>23</td></tr> <tr><td>46</td></tr> <tr><td>69</td></tr> <tr><td>92</td></tr> <tr><td>115</td></tr> <tr><td>138</td></tr> <tr><td>161</td></tr> <tr><td>184</td></tr> <tr><td>208</td></tr> <tr><td>231</td></tr> <tr><td>254</td></tr> <tr><td>277</td></tr> <tr><td>300</td></tr> <tr><td>323</td></tr> <tr><td>346</td></tr> <tr><td>369</td></tr> <tr><td>392</td></tr> </table> <b>cm</b>	0	23	46	69	92	115	138	161	184	208	231	254	277	300	323	346	369	392	$Sl_i =$ <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>16</td></tr> <tr><td>33</td></tr> <tr><td>49</td></tr> <tr><td>65</td></tr> <tr><td>82</td></tr> <tr><td>98</td></tr> <tr><td>114</td></tr> <tr><td>131</td></tr> <tr><td>147</td></tr> <tr><td>163</td></tr> <tr><td>180</td></tr> <tr><td>196</td></tr> <tr><td>212</td></tr> <tr><td>229</td></tr> <tr><td>245</td></tr> <tr><td>261</td></tr> <tr><td>278</td></tr> <tr><td>294</td></tr> <tr><td>310</td></tr> <tr><td>327</td></tr> <tr><td>343</td></tr> <tr><td>359</td></tr> <tr><td>376</td></tr> <tr><td>392</td></tr> </table> <b>cm</b>	0	16	33	49	65	82	98	114	131	147	163	180	196	212	229	245	261	278	294	310	327	343	359	376	392
0																																													
23																																													
46																																													
69																																													
92																																													
115																																													
138																																													
161																																													
184																																													
208																																													
231																																													
254																																													
277																																													
300																																													
323																																													
346																																													
369																																													
392																																													
0																																													
16																																													
33																																													
49																																													
65																																													
82																																													
98																																													
114																																													
131																																													
147																																													
163																																													
180																																													
196																																													
212																																													
229																																													
245																																													
261																																													
278																																													
294																																													
310																																													
327																																													
343																																													
359																																													
376																																													
392																																													

Fuente: Elaboración Propia

- **Deformaciones en las barras de refuerzo en cada posición.**

Profundidad del eje neutro para la falla balanceada:

$$c_b := \frac{\epsilon_{cu} \cdot d}{\epsilon_y + \epsilon_{cu}}$$

Tabla 117. Profundidad del eje neutro para falla balanceada en los sistemas de muros estructurales

Sistema	Profundidad del eje neutro para la falla balanceada (c <sub>b</sub> )
Sistema 3 Pisos	237.60 cm
Sistema 6 Pisos	237.60 cm

Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se indican los parámetros que permiten que la gráfica se desarrolle en el rango de estudio:

Número de puntos en la falla por compresión:

$$m_i := 40$$

Mínimo esfuerzo:

$$-\alpha_i \cdot f_y = -4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\alpha_i := 1$$

Rango de valores j que definen todos los puntos para que Pn y Mn sean calculados:

$$j := 0 .. m_i + \left( \frac{c_b}{in} \right)$$

Total, de valores j que definen todos los puntos:

$$\text{ceil} \left( m_i + \left( \frac{c_b}{in} \right) \right) = 134$$

Distancia desde la fibra extrema de compresión al eje neutro:

$$c_j := \max \left( (c_b - (j - m_i) \cdot in) \right) = 3.392 \text{ m}$$

Deformaciones en las barras de refuerzo en cada posición:

$$\epsilon_{s_{0_j}} := \frac{\epsilon_{cu} \cdot (d)}{c_j} - \epsilon_{cu}$$

$$\epsilon_{s_{i_j}} := \epsilon_{s_{0_j}} - \frac{Sl_i}{d} \cdot (\epsilon_{cu} + \epsilon_{s_{0_j}})$$

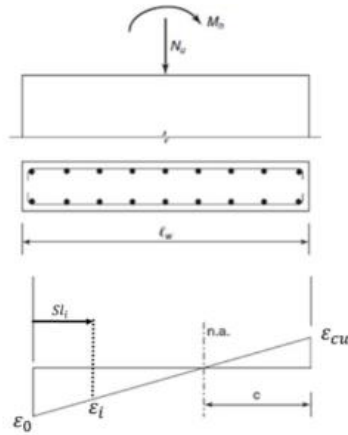


Ilustración 109. Deformaciones actuantes en los sistemas de muro estructural  
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 118. Deformaciones en cada barra de refuerzo para los sistemas de muros estructurales

	Sistema 3 Pisos	Sistema 6 Pisos
<b>Deformaciones en las barras de refuerzo en cada posición</b>	$\epsilon_{s_{i,j}} = \begin{bmatrix} 0.0005 \\ 0.0003 \\ 0.00009 \\ -0.00011 \\ -0.00031 \\ -0.00052 \\ -0.00072 \\ -0.00093 \\ -0.00113 \\ -0.00133 \\ -0.00154 \\ -0.00174 \\ -0.00194 \\ -0.00215 \\ -0.00235 \\ -0.00256 \\ -0.00276 \\ -0.00296 \end{bmatrix}$	$\epsilon_{s_{i,j}} = \begin{bmatrix} 0.0005 \\ 0.00036 \\ 0.00021 \\ 0.00007 \\ -0.00008 \\ -0.00022 \\ -0.00036 \\ -0.00051 \\ -0.00065 \\ -0.0008 \\ -0.00094 \\ -0.00109 \\ -0.00123 \\ -0.00138 \\ -0.00152 \\ -0.00166 \\ -0.00181 \\ -0.00195 \\ -0.0021 \\ -0.00224 \\ -0.00239 \\ -0.00253 \\ -0.00268 \\ -0.00282 \\ -0.00296 \end{bmatrix}$

Fuente: Elaboración Propia

- Esfuerzos en cada barra de refuerzo.

Para la determinación de cada esfuerzo que actúa en las diferentes barras que comprenden los sistemas de muro estructural, se determina en función de las deformaciones en las barras de refuerzo en cada posición ( $\epsilon_{s_{i,j}}$ ) por el módulo de elasticidad el acero ( $E_s$ ).

Esfuerzos en cada barra de refuerzo:

$$f_{s_{i,j}} := (\epsilon_{s_{i,j}} \cdot E_s)$$

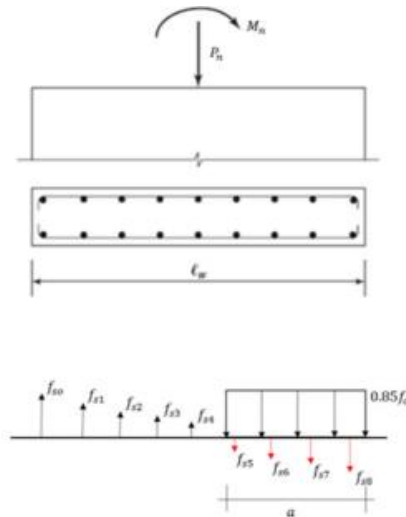


Ilustración 110. Representación de las fuerzas actuantes en las barras de refuerzo de los sistemas de muro estructural  
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 119. Esfuerzos actuantes en las barras de refuerzo para los sistemas de muro estructural

	Sistema 3 Pisos	Sistema 6 Pisos
Esfuerzos en cada barra de refuerzo ( $f_{s_{i,j}}$ )	$f_{s_{i,j}} = \begin{bmatrix} 1054.95 \\ 626.68 \\ 198.4 \\ -229.87 \\ -658.14 \\ -1086.42 \\ -1514.69 \\ -1942.97 \\ -2371.24 \\ -2799.51 \\ -3227.79 \\ -3656.06 \\ -4084.34 \\ -4512.61 \\ -4940.89 \\ -5369.16 \\ -5797.43 \\ -6225.71 \end{bmatrix} \frac{kgf}{cm^2}$	$f_{s_{i,j}} = \begin{bmatrix} 1054.95 \\ 751.59 \\ 448.23 \\ 144.87 \\ -158.49 \\ -461.85 \\ -765.21 \\ -1068.57 \\ -1371.93 \\ -1675.29 \\ -1978.66 \\ -2282.02 \\ -2585.38 \\ -2888.74 \\ -3192.1 \\ -3495.46 \\ -3798.82 \\ -4102.18 \\ -4405.54 \\ -4708.9 \\ -5012.26 \\ -5315.63 \\ -5618.99 \\ -5922.35 \\ -6225.71 \end{bmatrix} \frac{kgf}{cm^2}$

Fuente: Elaboración Propia

- Carga Nominal y Momento Nominal.

Tanto el momento como la carga nominal, son las resistencias máximas que va a soportar la sección transversal del muro, es por ende que sus valores se determinan a través de la geometría del muro y de la fuerza de compresión del muro (hormigón); pero también influye las características del refuerzo como la cantidad de acero colocado, la separación entre barras y de los esfuerzos de cada barra, ya que todos estos factores degradan la resistencia de carga y momento de la sección neta del hormigón.

Profundidad del bloque de compresión equivalente:

$$a_j := \text{if}(\beta_1 \cdot c_j \leq l_w, \beta_1 \cdot c_j, l_w) = 2.883 \text{ m}$$

Carga axial nominal:

$$P_{nj} := 0.85 \cdot f'_c \cdot a_j \cdot b_w - A_{s,l} \cdot 2 \cdot (f_{s,i,j})$$

Momento nominal:

$$M_{nj} := 0.85 \cdot f'_c \cdot a_j \cdot b_w \cdot \left(d - \frac{a_j}{2}\right) - A_{s,l} \cdot 2 \cdot (f_{s,i,j} \cdot S_{l,i}) - P_{nj} \cdot \left(\frac{l_w}{2} - r_c\right)$$

Tabla 120. Carga y momento nominal para los sistemas de muro estructural

	Sistema 3 Pisos	Sistema 6 Pisos																																											
Carga axial nominal ( $P_{nj}$ )	$P_{nj} =$ <table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"> <tr><td>1095.25</td></tr> <tr><td>1096.335</td></tr> <tr><td>1097.42</td></tr> <tr><td>1098.505</td></tr> <tr><td>1099.59</td></tr> <tr><td>1100.675</td></tr> <tr><td>1101.76</td></tr> <tr><td>1102.845</td></tr> <tr><td>1103.93</td></tr> <tr><td>1105.015</td></tr> <tr><td>1106.1</td></tr> <tr><td>1107.185</td></tr> <tr><td>1108.27</td></tr> <tr><td>1109.355</td></tr> <tr><td>1110.44</td></tr> <tr><td>1111.526</td></tr> <tr><td>1112.611</td></tr> <tr><td>1113.696</td></tr> </table> <i>tonnef</i>	1095.25	1096.335	1097.42	1098.505	1099.59	1100.675	1101.76	1102.845	1103.93	1105.015	1106.1	1107.185	1108.27	1109.355	1110.44	1111.526	1112.611	1113.696	$P_{nj} =$ <table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"> <tr><td>1095.25</td></tr> <tr><td>1096.018</td></tr> <tr><td>1096.787</td></tr> <tr><td>1097.556</td></tr> <tr><td>1098.324</td></tr> <tr><td>1099.093</td></tr> <tr><td>1099.861</td></tr> <tr><td>1100.63</td></tr> <tr><td>1101.398</td></tr> <tr><td>1102.167</td></tr> <tr><td>1102.936</td></tr> <tr><td>1103.704</td></tr> <tr><td>1104.473</td></tr> <tr><td>1105.241</td></tr> <tr><td>1106.01</td></tr> <tr><td>1106.778</td></tr> <tr><td>1107.547</td></tr> <tr><td>1108.316</td></tr> <tr><td>1109.084</td></tr> <tr><td>1109.853</td></tr> <tr><td>1110.621</td></tr> <tr><td>1111.39</td></tr> <tr><td>1112.158</td></tr> <tr><td>1112.927</td></tr> <tr><td>1113.696</td></tr> </table> <i>tonnef</i>	1095.25	1096.018	1096.787	1097.556	1098.324	1099.093	1099.861	1100.63	1101.398	1102.167	1102.936	1103.704	1104.473	1105.241	1106.01	1106.778	1107.547	1108.316	1109.084	1109.853	1110.621	1111.39	1112.158	1112.927	1113.696
1095.25																																													
1096.335																																													
1097.42																																													
1098.505																																													
1099.59																																													
1100.675																																													
1101.76																																													
1102.845																																													
1103.93																																													
1105.015																																													
1106.1																																													
1107.185																																													
1108.27																																													
1109.355																																													
1110.44																																													
1111.526																																													
1112.611																																													
1113.696																																													
1095.25																																													
1096.018																																													
1096.787																																													
1097.556																																													
1098.324																																													
1099.093																																													
1099.861																																													
1100.63																																													
1101.398																																													
1102.167																																													
1102.936																																													
1103.704																																													
1104.473																																													
1105.241																																													
1106.01																																													
1106.778																																													
1107.547																																													
1108.316																																													
1109.084																																													
1109.853																																													
1110.621																																													
1111.39																																													
1112.158																																													
1112.927																																													
1113.696																																													

<b>Momento nominal (M<sub>nj</sub>)</b>	$M_{nj} =$	<i>tonnef · m</i>	$M_{nj} =$	<i>tonnef · m</i>		
					970.629	1102.47
					968.503	1100.964
					966.376	1099.457
					964.249	1097.951
					962.123	1096.445
					959.996	1094.938
					957.869	1093.432
					955.743	1091.925
					953.616	1090.419
					951.489	1088.913
					949.363	1087.406
					947.236	1085.9
					945.109	1084.393
					942.982	1082.887
					940.856	1081.381
					938.729	1079.874
					936.602	1078.368
					934.476	1076.861

Fuente: Elaboración Propia

- Carga de Diseño y Momento de Diseño.

Tanto la carga como el momento de diseño, se determinan multiplicando el momento y la carga nominal, por un factor de minoración. El factor de minoración que cambia respecto al comportamiento que se va presentando en el diagrama de interacción:

$$\phi_j := \text{if} \left( |\varepsilon_{s_{0,j}}| \leq \varepsilon_y, 0.65, \text{if} \left( \varepsilon_y < |\varepsilon_{s_{0,j}}| < 0.005, 0.65 + 0.25 \cdot \frac{(|\varepsilon_{s_{0,j}}| - \varepsilon_y)}{0.005 - \varepsilon_y}, 0.9 \right) \right)$$

Carga axial de diseño:

$$\phi P_{nj} := \phi_j \cdot P_{nj}$$

Momento de diseño:

$$\phi M_{nj} := \phi_j \cdot M_{nj}$$

Tabla 121. Carga axial y momento de diseño para los sistemas de muro estructural

	Sistema 3 Pisos	Sistema 6 Pisos
<b>Carga axial de diseño (<math>\phi P_{nj}</math>)</b>	$\phi P_{nj} := \phi_j \cdot P_{nj} =$ <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block; text-align: center;">                     711.912 712.618 713.323 714.028 714.733 715.439 716.144 716.849 717.555 718.26 718.965 719.67 720.376 721.081 721.786 722.492 723.197 723.902                 </div> <i>tonnef</i>	$\phi P_{nj} := \phi_j \cdot P_{nj} =$ <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block; text-align: center;">                     711.912 712.412 712.912 713.411 713.911 714.41 714.91 715.409 715.909 716.409 716.908 717.408 717.907 718.407 718.906 719.406 719.906 720.405 720.905 721.404 721.904 722.403 722.903 723.403 723.902                 </div> <i>tonnef</i>
<b>Momento de diseño (<math>\phi M_{nj}</math>)</b>	$\phi M_{nj} := \phi_j \cdot M_{nj} =$ <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block; text-align: center;">                     630.909 629.527 628.144 626.762 625.38 623.997 622.615 621.233 619.85 618.468 617.086 615.703 614.321 612.939 611.556 610.174 608.792 607.409                 </div> <i>tonnef · m</i>	$\phi M_{nj} := \phi_j \cdot M_{nj} =$ <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block; text-align: center;">                     716.606 715.626 714.647 713.668 712.689 711.71 710.731 709.752 708.772 707.793 706.814 705.835 704.856 703.877 702.897 701.918 700.939 699.96 698.981 698.002 697.022 696.043 695.064 694.085 693.106                 </div> <i>tonnef · m</i>

Fuente: Elaboración Propia

- Compresión máxima resistente.

La compresión máxima resistente se limita al 80% de la compresión pura incluyendo el factor de minoración correspondiente.

$$P_{n\_max} := 0.85 \cdot f'_c \cdot ((l_w \cdot b_w) - A_{s\_l} \cdot N_b) + A_{s\_l} \cdot N_b \cdot f_y$$

$$\phi P_{n\_max} := 0.65 \cdot (0.8 \cdot P_{n\_max})$$

Tabla 122. Compresión máxima resistente para los sistemas de muro estructural

SISTEMA	Sistema 3 Pisos	Sistema 6 Pisos
La compresión máxima resistente ( $P_{n \text{ max}}$ )	1703.88 tonnef	1774.15 tonnef
La compresión máxima resistente de diseño ( $\phi P_{n \text{ max}}$ )	886.02 tonnef	922.56 tonnef

Fuente: Elaboración Propia

- Diagrama de iteración.

Cuando se analiza una sección transversal sometida a flexo compresión, para una determinada distribución de acero, se puede obtener diferentes valores de Carga y Momento resistentes, conforme se varíe la posición de la carga aplicada que tiene asociado una posición del eje neutro. La curva que indica esta resistencia, teniendo como ordenada la Carga Axial y como abscisa el Momento, se le denomina Diagrama de Interacción.

### Sistema de 3 pisos

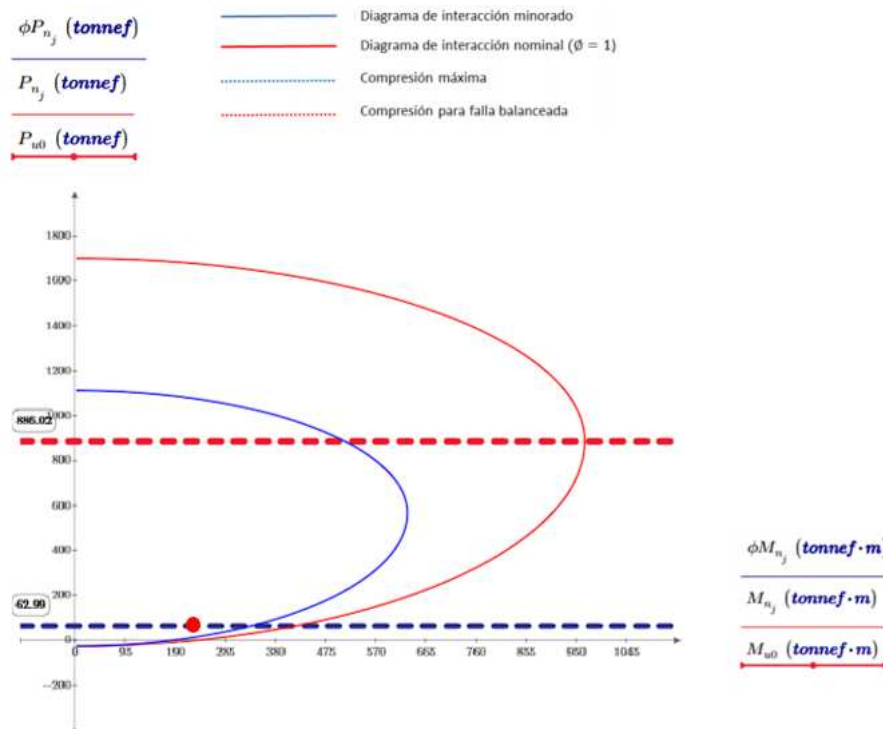


Ilustración 111. Diagrama de iteración del armado del sistema de 3 pisos para el muro estructural

Fuente: Elaboración Propia

## Sistema de 6 pisos

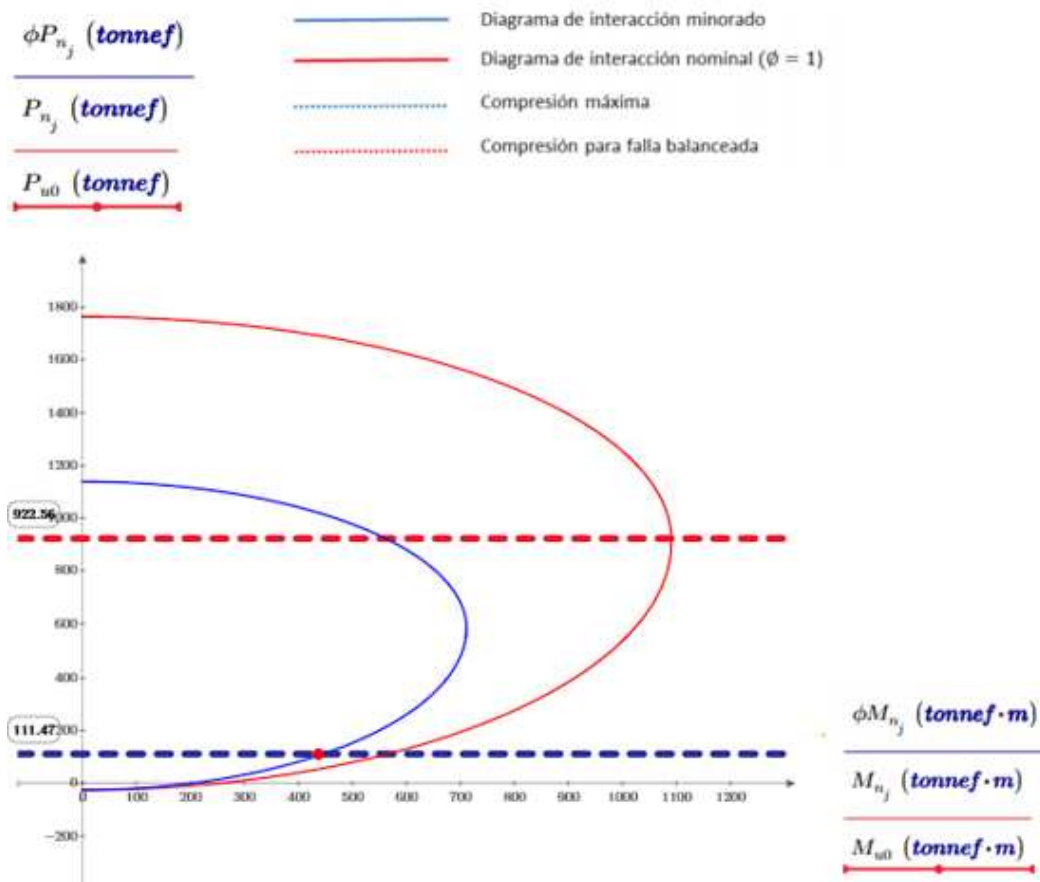


Ilustración 112. Diagrama de iteración del armado del sistema de 6 pisos para el muro estructural

Fuente: Elaboración Propia

Como se observaron en las anteriores 2 ilustraciones, el punto rojo se encuentra dentro del diagrama minorado y no supera la compresión máxima, por ende, los muros estructurales cumplen.

Por recomendación, se espera el punto este por debajo de la carga balanceada del diagrama nominal manteniendo criterios de ductilidad.

### 3.3.8 Determinación del cortante por capacidad.

Para definir el cortante por capacidad, es necesario obtener el diagrama de interacción del muro sustituyendo los valores de  $f_y$  por  $1.25f_y$  y colocando el factor de minoración igual a 1.

Se describen las expresiones que se utilizaron en el diagrama de interacción pasado, pero agregando los nuevos parámetros:

Esfuerzos en cada barra de refuerzo utilizando un módulo de elasticidad modificado y el nuevo fy:

$$\alpha := 1.25$$

$$E_{sm} := E_s \cdot \alpha = 2625000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{s_{i,j}} := (\varepsilon_{s_{i,j}} \cdot E_s)$$

Tabla 123. Esfuerzos en cada barra de refuerzo para los sistemas de muro estructural

	Sistema 3 Pisos	Sistema 6 Pisos
Esfuerzos en cada barra de refuerzo utilizando un módulo de elasticidad modificado y el nuevo fy (fs <sub>i,j</sub> )	$f_{s_{i,j}} = \begin{bmatrix} 1054.953 \\ 626.679 \\ 198.405 \\ -229.87 \\ -658.144 \\ -1086.418 \\ -1514.692 \\ -1942.966 \\ -2371.24 \\ -2799.514 \\ -3227.789 \\ -3656.063 \\ -4084.337 \\ -4512.611 \\ -4940.885 \\ -5369.159 \\ -5797.433 \\ -6225.708 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$f_{s_{i,j}} = \begin{bmatrix} 1054.953 \\ 751.592 \\ 448.231 \\ 144.87 \\ -158.491 \\ -461.851 \\ -765.212 \\ -1068.573 \\ -1371.934 \\ -1675.295 \\ -1978.656 \\ -2282.017 \\ -2585.377 \\ -2888.738 \\ -3192.099 \\ -3495.46 \\ -3798.821 \\ -4102.182 \\ -4405.542 \\ -4708.903 \\ -5012.264 \\ -5315.625 \\ -5618.986 \\ -5922.347 \\ -6225.708 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Fuente: Elaboración Propia

Profundidad del bloque de compresión equivalente:

$$a_j := \text{if}(\beta_1 \cdot c_j \leq l_w, \beta_1 \cdot c_j, l_w) = 2.883 \text{ m}$$

Carga axial nominal Pn con  $\alpha = 1.25$ :

$$P_{naj} := 0.85 \cdot f'_c \cdot a_j \cdot b_w - A_{s_l} \cdot 2 \cdot (f_{s_{i,j}})$$

Momento nominal Pn con  $\alpha = 1.25$ :

$$M_{naj} := 0.85 \cdot f'_c \cdot a_j \cdot b_w \cdot \left( d - \frac{a_j}{2} \right) - A_{s_l} \cdot 2 \cdot (f_{s_{i,j}} \cdot S l_i) - P_{naj} \cdot \left( \frac{l_w}{2} - r_c \right)$$

Tabla 124. Carga axial y momento de diseño para los sistemas de muro estructural

	Sistema 3 Pisos	Sistema 6 Pisos																																											
Carga axial de diseño utilizando un módulo de elasticidad modificado y el nuevo fy ( $\phi P_{nj}$ )	$P_{naj} =$ <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr><td>1095.25</td></tr> <tr><td>1096.335</td></tr> <tr><td>1097.42</td></tr> <tr><td>1098.505</td></tr> <tr><td>1099.59</td></tr> <tr><td>1100.675</td></tr> <tr><td>1101.76</td></tr> <tr><td>1102.845</td></tr> <tr><td>1103.93</td></tr> <tr><td>1105.015</td></tr> <tr><td>1106.1</td></tr> <tr><td>1107.185</td></tr> <tr><td>1108.27</td></tr> <tr><td>1109.355</td></tr> <tr><td>1110.44</td></tr> <tr><td>1111.526</td></tr> <tr><td>1112.611</td></tr> <tr><td>1113.696</td></tr> </table> <i>tonnef</i>	1095.25	1096.335	1097.42	1098.505	1099.59	1100.675	1101.76	1102.845	1103.93	1105.015	1106.1	1107.185	1108.27	1109.355	1110.44	1111.526	1112.611	1113.696	$P_{naj} =$ <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr><td>1095.25</td></tr> <tr><td>1096.018</td></tr> <tr><td>1096.787</td></tr> <tr><td>1097.556</td></tr> <tr><td>1098.324</td></tr> <tr><td>1099.093</td></tr> <tr><td>1099.861</td></tr> <tr><td>1100.63</td></tr> <tr><td>1101.398</td></tr> <tr><td>1102.167</td></tr> <tr><td>1102.936</td></tr> <tr><td>1103.704</td></tr> <tr><td>1104.473</td></tr> <tr><td>1105.241</td></tr> <tr><td>1106.01</td></tr> <tr><td>1106.778</td></tr> <tr><td>1107.547</td></tr> <tr><td>1108.316</td></tr> <tr><td>1109.084</td></tr> <tr><td>1109.853</td></tr> <tr><td>1110.621</td></tr> <tr><td>1111.39</td></tr> <tr><td>1112.158</td></tr> <tr><td>1112.927</td></tr> <tr><td>1113.696</td></tr> </table> <i>tonnef</i>	1095.25	1096.018	1096.787	1097.556	1098.324	1099.093	1099.861	1100.63	1101.398	1102.167	1102.936	1103.704	1104.473	1105.241	1106.01	1106.778	1107.547	1108.316	1109.084	1109.853	1110.621	1111.39	1112.158	1112.927	1113.696
1095.25																																													
1096.335																																													
1097.42																																													
1098.505																																													
1099.59																																													
1100.675																																													
1101.76																																													
1102.845																																													
1103.93																																													
1105.015																																													
1106.1																																													
1107.185																																													
1108.27																																													
1109.355																																													
1110.44																																													
1111.526																																													
1112.611																																													
1113.696																																													
1095.25																																													
1096.018																																													
1096.787																																													
1097.556																																													
1098.324																																													
1099.093																																													
1099.861																																													
1100.63																																													
1101.398																																													
1102.167																																													
1102.936																																													
1103.704																																													
1104.473																																													
1105.241																																													
1106.01																																													
1106.778																																													
1107.547																																													
1108.316																																													
1109.084																																													
1109.853																																													
1110.621																																													
1111.39																																													
1112.158																																													
1112.927																																													
1113.696																																													
Momento de diseño utilizando un módulo de elasticidad modificado y el nuevo fy ( $\phi M_{nj}$ )	$M_{naj} =$ <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr><td>970.629</td></tr> <tr><td>968.503</td></tr> <tr><td>966.376</td></tr> <tr><td>964.249</td></tr> <tr><td>962.123</td></tr> <tr><td>959.996</td></tr> <tr><td>957.869</td></tr> <tr><td>955.743</td></tr> <tr><td>953.616</td></tr> <tr><td>951.489</td></tr> <tr><td>949.363</td></tr> <tr><td>947.236</td></tr> <tr><td>945.109</td></tr> <tr><td>942.982</td></tr> <tr><td>940.856</td></tr> <tr><td>938.729</td></tr> <tr><td>936.602</td></tr> <tr><td>934.476</td></tr> </table> <i>tonnef · m</i>	970.629	968.503	966.376	964.249	962.123	959.996	957.869	955.743	953.616	951.489	949.363	947.236	945.109	942.982	940.856	938.729	936.602	934.476	$M_{naj} =$ <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr><td>1102.47</td></tr> <tr><td>1100.964</td></tr> <tr><td>1099.457</td></tr> <tr><td>1097.951</td></tr> <tr><td>1096.445</td></tr> <tr><td>1094.938</td></tr> <tr><td>1093.432</td></tr> <tr><td>1091.925</td></tr> <tr><td>1090.419</td></tr> <tr><td>1088.913</td></tr> <tr><td>1087.406</td></tr> <tr><td>1085.9</td></tr> <tr><td>1084.393</td></tr> <tr><td>1082.887</td></tr> <tr><td>1081.381</td></tr> <tr><td>1079.874</td></tr> <tr><td>1078.368</td></tr> <tr><td>1076.861</td></tr> <tr><td>1075.355</td></tr> <tr><td>1073.848</td></tr> <tr><td>1072.342</td></tr> <tr><td>1070.836</td></tr> <tr><td>1069.329</td></tr> <tr><td>1067.823</td></tr> <tr><td>1066.316</td></tr> </table> <i>tonnef · m</i>	1102.47	1100.964	1099.457	1097.951	1096.445	1094.938	1093.432	1091.925	1090.419	1088.913	1087.406	1085.9	1084.393	1082.887	1081.381	1079.874	1078.368	1076.861	1075.355	1073.848	1072.342	1070.836	1069.329	1067.823	1066.316
970.629																																													
968.503																																													
966.376																																													
964.249																																													
962.123																																													
959.996																																													
957.869																																													
955.743																																													
953.616																																													
951.489																																													
949.363																																													
947.236																																													
945.109																																													
942.982																																													
940.856																																													
938.729																																													
936.602																																													
934.476																																													
1102.47																																													
1100.964																																													
1099.457																																													
1097.951																																													
1096.445																																													
1094.938																																													
1093.432																																													
1091.925																																													
1090.419																																													
1088.913																																													
1087.406																																													
1085.9																																													
1084.393																																													
1082.887																																													
1081.381																																													
1079.874																																													
1078.368																																													
1076.861																																													
1075.355																																													
1073.848																																													
1072.342																																													
1070.836																																													
1069.329																																													
1067.823																																													
1066.316																																													

Fuente: Elaboración Propia

- Momento máximo probable.

Los Momentos Máximos Probables se obtienen del diagrama de interacción de los muros, para la carga axial mayorada, incluyendo la acción sísmica.

### Sistema de 3 pisos

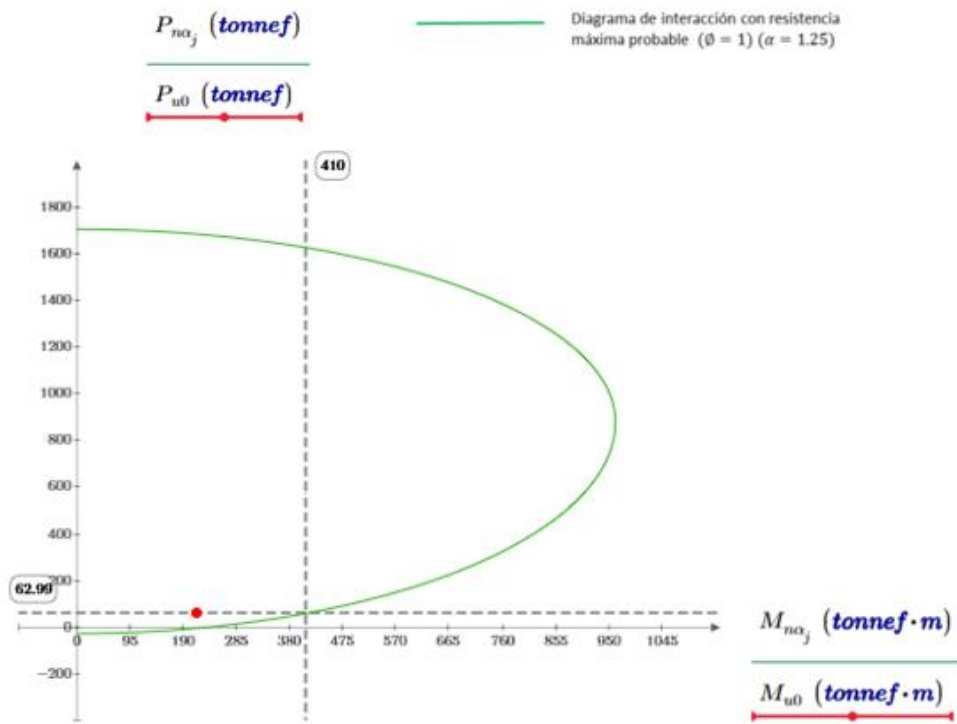


Ilustración 113. Determinación del momento máximo probable para el sistema de 3 pisos de muro estructural  
Fuente: Elaboración Propia

### Sistema de 6 pisos

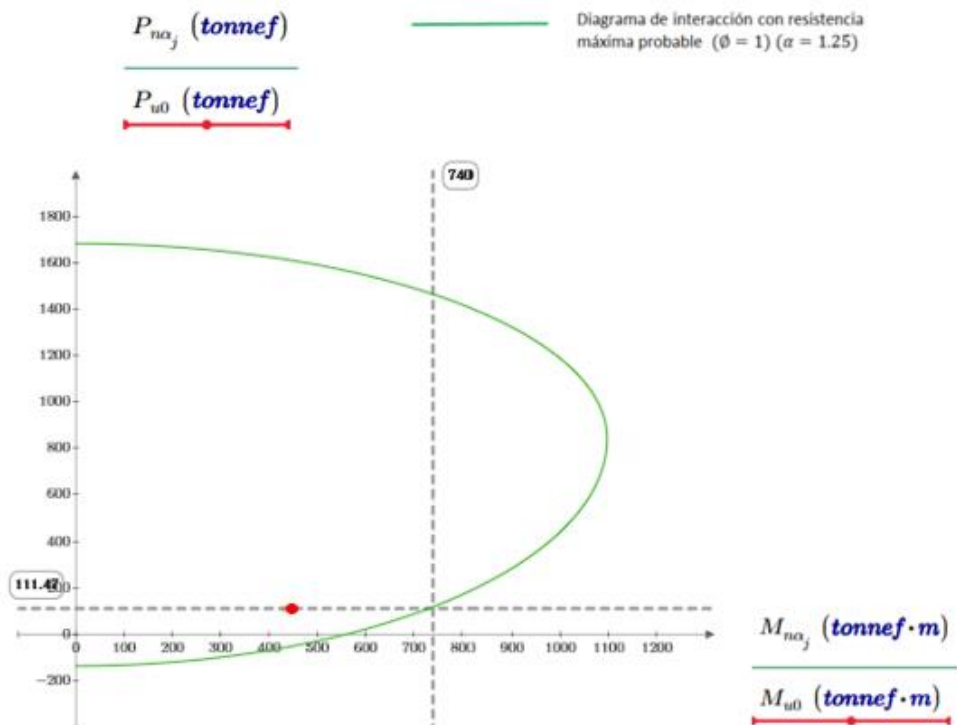


Ilustración 114. Determinación del momento máximo probable para el sistema de 6 pisos de muro estructural  
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 125. Resumen de los momentos máximos probables de los sistemas de muro estructural

Sistema	Momento máximo probable ( $M_{pr}$ )
Sistema 3 Pisos	410 tonnef x m
Sistema 6 Pisos	740 tonnef x m

Fuente: Elaboración Propia

- Cortante máxima probable.

La resistencia máxima probable de los sistemas de muro estructurales, se determina con la relación entre el momento máximo probable del muro y la longitud que tiene hasta el punto de inflexión.

Longitud hasta el punto de inflexión:

$$L_i := \frac{h_w}{2}$$

Cortante máxima probable:

$$V_p := \frac{M_{pr}}{L_i}$$

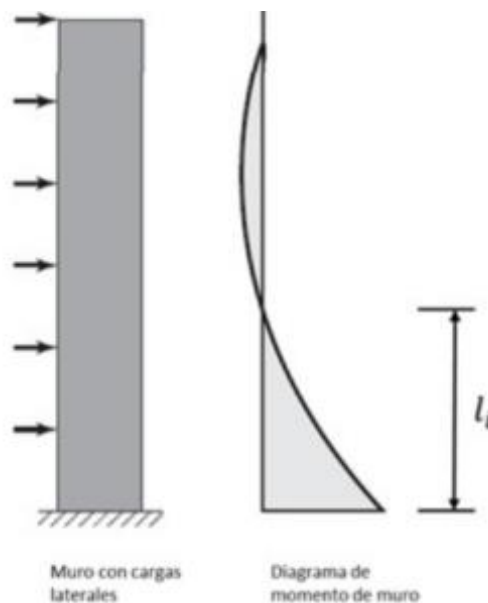


Ilustración 115. Diagrama de momento del muro estructural

Fuente: Inesa

Tabla 126. Cortante máxima probable en los sistemas de muro estructural

Sistema	Longitud hasta el punto de inflexión ( $L_i$ )	Cortante máxima probable ( $V_p$ )
Sistema 3 Pisos	4.50 m	91.11 tonnef
Sistema 6 Pisos	9.00 m	82.22 tonnef

Fuente: Elaboración Propia

- Resistencia por cortante.

Armado del refuerzo por cortante.

El armado del refuerzo para que resista la carga cortante, se lo realiza de manera transversal al muro, de igual manera que el armado longitudinal, este debe cumplir con valores de cuantía y separación mínimos como máximos.

Separación propuesta de barras transversales:

$$S_2 := S_1$$

Separación máxima normativa:

$$S_{max} := 45 \text{ cm}$$

Verificación separación de varillas:

if ( $S_1 < S_{max}$ , "Ok", "Disminuir Separacion")

Cuantía del acero transversal:

$$\rho_t := \frac{\#capas \cdot A_{s\_t}}{S_2 \cdot b_w}$$

Verificaron cuanta mínima:

if ( $\rho_{tmin} \leq \rho_t$ , "Ok", "Aumentar area de acero")

Verificación cuantía máxima:

if ( $\rho_{max} \geq \rho_t$ , "Ok", "Disminuir area de acero")

Tabla 127. Verificación del armado por cortante de los sistemas de muro estructural

Sistema	Diámetro de barras transversales	Separación de barras transversales	Verificación separación	Cuantía del acero transversal	Verificaron cuanta mínima	Verificación cuantía máxima
Sistema 3 Pisos	#3	23 cm	Cumple	0.0039	Cumple	Cumple
Sistema 6 Pisos	#3	16 cm	Cumple	0.0055	Cumple	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

- Demanda/Capacidad a corte.

Una vez armado los muros estructurales por cortante, se debe verificar si su capacidad va soportar la demanda de corte actuante.

Coefficiente para el cortante:

$$\alpha_c := \text{if} \left( \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5, 0.8, \text{if} \left( \frac{h_w}{l_w} \geq 2, 0.53, \left( -0.54 \cdot \left( \frac{h_w}{l_w} \right) + 1.61 \right) \right) \right)$$

Resistencia a cortante del muro:

$$V_n := A_{cw} \cdot \left( \alpha_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} + \rho_t \cdot f_y \right)$$

Factor de minoración de resistencia al corte sísmico:

$$\phi_v := 0.60$$

Cortante de diseño:

$$V_d := \max(V_{u0}, V_p)$$

Demanda/Capacidad a cortante del muro:

$$\frac{V_d}{\phi_v \cdot V_n}$$

Tabla 128. Demanda/Capacidad de los sistemas de muro estructurales

Sistema	Coefficiente para el cortante ( $\alpha_c$ )	Resistencia a cortante del muro ( $V_n$ )	Cortante último en la base ( $V_{u0}$ )	Cortante por capacidad ( $V_p$ )	Cortante de diseño ( $V_d$ )	Demanda / Capacidad
Sistema 3 Pisos	0.53	160.59 tonnef	34.71 tonnef	91.11 tonnef	91.11 tonnef	0.95
Sistema 6 Pisos	0.53	203.34 tonnef	75.15 tonnef	82.22 tonnef	82.22 tonnef	0.67

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.9 Evaluación de requerimientos de elementos especiales de borde.

- Desplazamientos máximos de pisos para la determinación del límite para la deriva del muro.

Desplazamiento inelástico del tope del muro obtenido del modelo de análisis:

$$\delta_u := \max(\delta_{u_x}, \delta_{u_y})$$

### Sistema 3 pisos

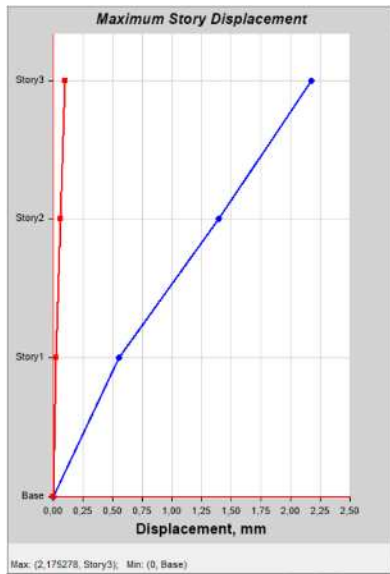


Figura 116. Desplazamientos máximos en sentido "X" para el sistema de 3 pisos del muro estructural

Fuente: Etabs

$$\delta_{u_x} := 2.18 \text{ mm}$$

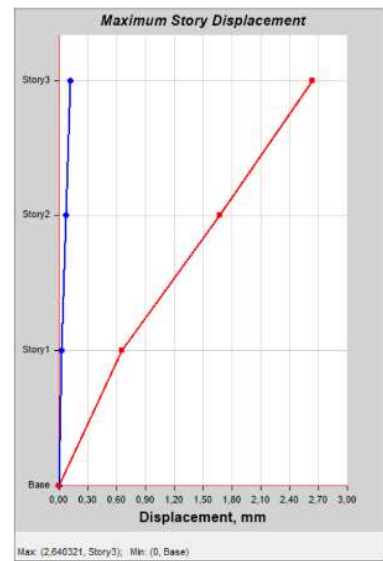


Figura 117. Desplazamientos máximos en sentido "Y" para el sistema de 3 pisos del muro estructural

Fuente: Etabs

$$\delta_{u_y} := 2.64 \text{ mm}$$

### Sistema 6 pisos

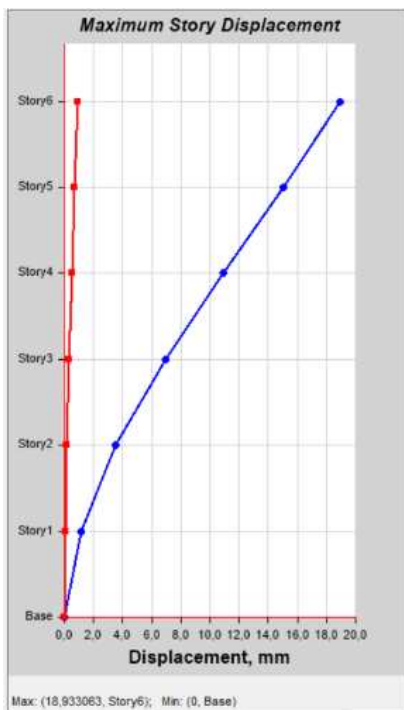


Figura 118. Desplazamientos máximos en sentido "X" para el sistema de 6 pisos del muro estructural

$$\delta_{u_x} := 18.93 \text{ mm}$$

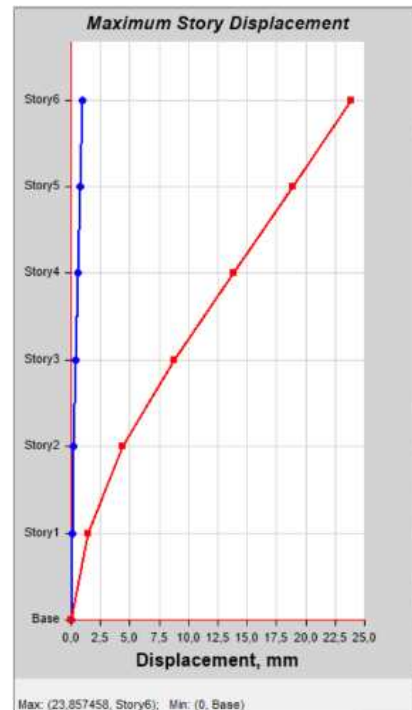


Figura 119. Desplazamientos máximos en sentido "Y" para el sistema de 6 pisos del muro estructural

$$\delta_{u_y} := 23.86 \text{ mm}$$

Distancia al eje neutro:

$$c_{var} := 1 \text{ cm}$$

$$A := -P_{u0} + 0.85 \cdot f'_c \cdot \left( \text{if} \left( \beta_1 \cdot c_{var} \leq l_w, \beta_1 \cdot c_{var}, l_w \right) \right) \cdot b_w$$

$$B := \frac{\epsilon_{cu} \cdot (d)}{c_{var}}$$

$$f(c_{var}) := A - A_{s1} \cdot 2 \cdot \left( \sum_i \text{if} \left( \left( B - \epsilon_{cu} - \frac{S_{ki}}{d} \cdot B \right) \cdot E_s < -f_y, -f_y, \text{if} \left( \left( B - \epsilon_{cu} - \frac{S_{ki}}{d} \cdot B \right) \cdot E_s > f_y, f_y, \left( B - \epsilon_{cu} - \frac{S_{ki}}{d} \cdot B \right) \cdot E_s \right) \right) \right)$$

**Límite para la deriva del muro:**

$$\text{Factor} := \text{if} \left( \frac{\delta_u}{h_w} < 0.005, 0.005, \frac{\delta_u}{h_w} \right)$$

Tabla 129. Límite para la deriva del muro para los sistemas de muro estructural

Sistema	Longitud hasta el punto de inflexión (L <sub>i</sub> )
Sistema 3 Pisos	4.50 m
Sistema 6 Pisos	9.00 m

Fuente: Elaboración Propia

- Profundidad del eje neutro del muro para el requerimiento de elementos de borde.

Para la determinación de la longitud del eje neutro desde la fibra más comprimida para las solicitaciones dadas y el refuerzo propuesto, se determinó mediante la utilización del software Etabs.

Longitud del eje neutro desde la fibra más comprimida para las solicitaciones dadas y el refuerzo propuesto:

Sistema 3 Pisos

Boundary Element Check (ACI 21.9.6.3, 21.9.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (cm)	Governing Combo	P <sub>u</sub> tonf	M <sub>u</sub> tonf-m	Stress Comp tonf/cm <sup>2</sup>	Stress Limit tonf/cm <sup>2</sup>	C Depth cm	C Limit cm
Top-Left	Leg 1	Not Required	1.2D+L-Ey	50,5657	-4,017	0,009	0,056	35,204	88,889
Top-Right	Leg 1	Not Required	1.2D+L-Ey	49,9771	4,213	0,009	0,056	35,011	88,889
Bottom-Left	Leg 1	17,921	Dinam1.2D+L+Ex	52,5132	-141,405	0,044	0,056	35,842	88,889
Bottom-Right	Leg 1	17,921	Dinam1.2D+L+Ex	52,5132	142,365	0,044	0,056	35,842	88,889

Sistema 6 Pisos

Boundary Element Check (ACI 21.9.6.3, 21.9.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (cm)	Governing Combo	P <sub>u</sub> tonf	M <sub>u</sub> tonf-cm	Stress Comp tonf/cm <sup>2</sup>	Stress Limit tonf/cm <sup>2</sup>	C Depth cm	C Limit cm
Top-Left	Leg 1	27,496	DWal11	118,0599	-28599,916	0,085	0,056	54,992	88,889
Top-Right	Leg 1	27,496	DWal11	118,0599	28424,397	0,085	0,056	54,992	88,889
Bottom-Left	Leg 1	28,428	DWal11	124,0573	-41640,05	0,117	0,056	56,857	88,889
Bottom-Right	Leg 1	28,428	DWal11	124,0573	41419,591	0,116	0,056	56,857	88,889

Profundidad límite del eje neutro para que no se requiera elementos de borde:

$$c_{lim} := \frac{l_w}{600 \cdot (1.5 \cdot Factor)}$$

Tabla 130. Profundidades del eje neutro para requerimiento de elementos de borde

Sistema	Longitud del eje neutro desde la fibra más comprimida ( $c_{cale}$ )	Profundidad límite del eje neutro para que no se requiera elementos de borde ( $c_{lim}$ )
Sistema 3 Pisos	0.36 m	0.889 m
Sistema 6 Pisos	0.57 m	0.889 m

Fuente: Elaboración Propia

- Requerimiento de elementos de borde.

Se tiene que revisar que el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema no sobrepase el valor de  $0,2f'_c$ .

Esfuerzo de compresión del análisis:

$$Esf_{c0} := \frac{P_{u0}}{A_{cw}} + \frac{6 \cdot M_{u0}}{b_w \cdot l_w^2}$$

Esfuerzo de compresión máximo:

$$Esf_{cmax} := 0.2 \cdot f'_c$$

Condición para requerimiento de elementos de borde:

$$Esf_{c0} > Esf_{cmax} = Requiere$$

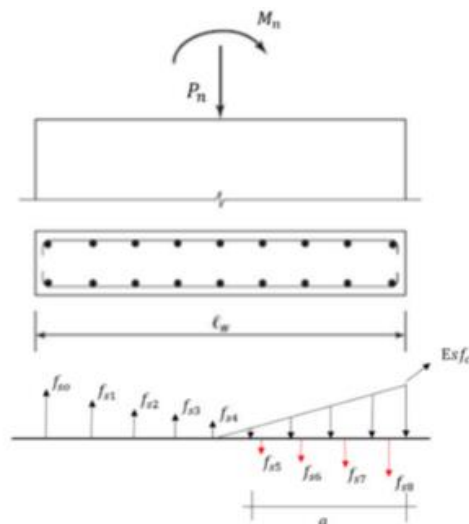


Ilustración 120. Esfuerzo de compresión para los sistemas de muro estructural

Fuente: Inesa

Tabla 131. Requerimiento de elementos de borde para el nivel 0 en los sistemas de muro estructural

Sistema	Nivel 0	
Sistema 3Pisos	<b>Esf<sub>c0</sub></b> (kgf/cm <sup>2</sup> )	<b>Esf<sub>cmax</sub></b> (kgf/cm <sup>2</sup> )
	59.01	56.00
	Requiere elementos de borde	
Sistema 6 Pisos	<b>Esf<sub>c0</sub></b> (kgf/cm <sup>2</sup> )	<b>Esf<sub>cmax</sub></b> (kgf/cm <sup>2</sup> )
	119.06	56.00
	Requiere elementos de borde	

Fuente: Elaboración Propia

Si el muro requiere elementos de borde según este criterio, el punto para discontinuar el confinamiento debe ser aquel en el que el esfuerzo de compresión en la fibra extrema sea menor que  $0.15f_c$ :

Tabla 132. Requerimiento de elementos de borde para los demás niveles de piso en los sistemas de muro estructural

Sistema	Nivel 1		Nivel 2		Nivel 3		Nivel 4		Nivel 5	
Sistema 3 Pisos	<b>Esf<sub>c1</sub></b> (kgf/cm <sup>2</sup> )	<b>Esf<sub>cmax</sub></b> (kgf/cm <sup>2</sup> )	<b>Esf<sub>c2</sub></b> (kgf/cm <sup>2</sup> )	<b>Esf<sub>cmax</sub></b> (kgf/cm <sup>2</sup> )	<b>Esf<sub>c3</sub></b> (kgf/cm <sup>2</sup> )	<b>Esf<sub>cmax</sub></b> (kgf/cm <sup>2</sup> )	<b>Esf<sub>c4</sub></b> (kgf/cm <sup>2</sup> )	<b>Esf<sub>cmax</sub></b> (kgf/cm <sup>2</sup> )	<b>Esf<sub>c5</sub></b> (kgf/cm <sup>2</sup> )	<b>Esf<sub>cmax</sub></b> (kgf/cm <sup>2</sup> )
	32.00	42.00	10.62	42.00	-	-	-	-	-	-
	No requiere		No requiere		-		-		-	
Sistema 6 Pisos	<b>Esf<sub>c1</sub></b> (kgf/cm <sup>2</sup> )	<b>Esf<sub>cmax</sub></b> (kgf/cm <sup>2</sup> )	<b>Esf<sub>c2</sub></b> (kgf/cm <sup>2</sup> )	<b>Esf<sub>cmax</sub></b> (kgf/cm <sup>2</sup> )	<b>Esf<sub>c3</sub></b> (kgf/cm <sup>2</sup> )	<b>Esf<sub>cmax</sub></b> (kgf/cm <sup>2</sup> )	<b>Esf<sub>c4</sub></b> (kgf/cm <sup>2</sup> )	<b>Esf<sub>cmax</sub></b> (kgf/cm <sup>2</sup> )	<b>Esf<sub>c5</sub></b> (kgf/cm <sup>2</sup> )	<b>Esf<sub>cmax</sub></b> (kgf/cm <sup>2</sup> )
	88.65	42.00	46.37	42.00	27.54	42.00	13.25	42.00	3.23	42.00
	Requiere elementos de borde		Requiere elementos de borde		No requiere		No requiere		No requiere	

Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo al resultado por nivel, se hace posible conocer en qué nivel se puede discontinuar el elemento de borde, conforme al criterio de esfuerzos máximos.

Si en ningún nivel el esfuerzo es menor a  $0.15 f_c$ , el elemento de borde no se puede discontinuar.

Tabla 133. Nivel en que se puede discontinuar el elemento de borde para los sistemas de muro estructural

Sistema	Nivel donde no requiere elementos de borde
Sistema 3 Pisos	$h_{eb2} := \text{if } Esf_{c1} < Esf_{cmin} \text{ then } \begin{cases} \text{"No req elementos de borde en N1"} \\ \text{else} \\ \text{if } Esf_{c2} < Esf_{cmin} \\ \text{"No req elementos de borde en N2"} \end{cases} \text{ else "No req elementos de borde en N1"}$

Sistema 6 Pisos	$h_{eb2} := \text{if } Esf_{c1} < Esf_{cmin}$ $\quad \parallel \text{ "No req elementos de borde en N1"}$ $\quad \text{else}$ $\quad \quad \text{if } Esf_{c2} < Esf_{cmin}$ $\quad \quad \parallel \text{ "No req elementos de borde en N2"}$ $\quad \quad \text{else}$ $\quad \quad \quad \text{if } Esf_{c3} < Esf_{cmin}$ $\quad \quad \quad \parallel \text{ "No req elementos de borde en N3"}$ $\quad \quad \quad \text{else}$ $\quad \quad \quad \quad \text{if } Esf_{c4} < Esf_{cmin}$ $\quad \quad \quad \quad \parallel \text{ "No req elementos de borde en N4"}$ $\quad \quad \quad \quad \text{else}$ $\quad \quad \quad \quad \quad \text{if } Esf_{c5} < Esf_{cmin}$ $\quad \quad \quad \quad \quad \parallel \text{ "No req elementos de borde en N5"}$	= "No req elementos de borde en N3"
--------------------	---	-------------------------------------

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.10 Geometría de los elementos de borde.

- Longitud del elemento de borde.

El elemento de borde debe extenderse en una distancia horizontal desde la fibra extrema en compresión hasta el mayor de los siguientes valores.

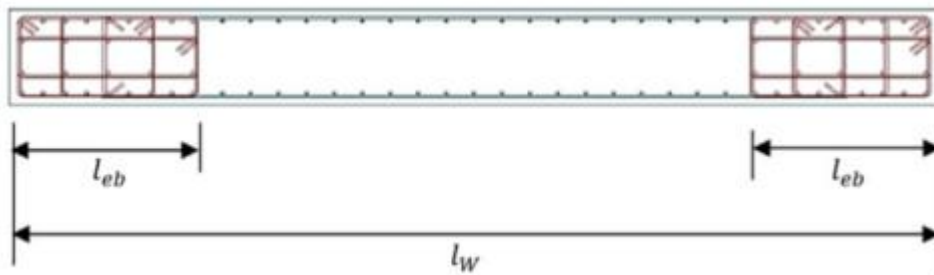


Ilustración 121. Longitud de elemento de borde para los sistemas de muro estructural

Fuente: Inesa

Opción 1 de longitud del elemento de borde:

$$l_{eb1} := c_{cale} - 0.1 l_w$$

Opción 2 de longitud del elemento de borde:

$$l_{eb2} := \frac{c_{cale}}{2}$$

Longitud mínima de elemento de borde:

$$l_{eb} := \max(l_{eb1}, l_{eb2})$$

Tabla 134. Longitud seleccionada del elemento de borde para los sistemas de muro estructural

Sistema	Opción 1 de longitud del elemento de borde ( $l_{eb1}$ )	Opción 1 de longitud del elemento de borde ( $l_{eb2}$ )	Longitud mínima de elemento de borde	Longitud del elemento de borde seleccionado ( $l_{eb}$ )
Sistema 3 Pisos	-4.16 cm	17.92 cm	30.00 cm	30.00 cm
Sistema 6 Pisos	16.86 cm	28.43 cm	28.43 cm	50.00 cm

Fuente: Elaboración Propia

- Definición del espesor del elemento de borde.

Espesor mínimo del elemento de borde de acuerdo al espesor del muro:

$$b_{eb\_1} := b_w$$

Espesor mínimo del elemento de borde de acuerdo a la relación de esbeltez del muro:

$$b_{eb\_2} := \text{if} \left( \frac{c_{cale}}{l_w} > \frac{3}{8}, \max \left( 300 \text{ mm}, \frac{h_n}{16} \right), \frac{h_n}{16} \right)$$

Espesor mínimo definitivo del elemento de borde:

$$b_{eb} := \max (b_{eb\_1}, b_{eb\_2})$$

Tabla 135. Espesor seleccionado del elemento de borde para los sistemas de muro estructural

Sistema	Espesor mínimo del elemento de borde de acuerdo al espesor del muro ( $b_{eb1}$ )	Espesor mínimo del elemento de borde de acuerdo a la relación de esbeltez del muro ( $b_{eb2}$ )	Espesor mínimo definitivo del elemento de borde	Espesor seleccionado del elemento de borde ( $b_{eb}$ )
Sistema 3 Pisos	16.00 cm	18.75 cm	18.75 cm	20.00 cm
Sistema 6 Pisos	16.00 cm	18.75 cm	18.75 cm	30.00 cm

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.11 Método simplificado $T = C$ , para el análisis en los elementos de borde.

Con la geometría especificada, se procede a obtener en la base del muro las fuerzas axiales en cada uno de los elementos de borde, uno en tracción y otro en compresión.

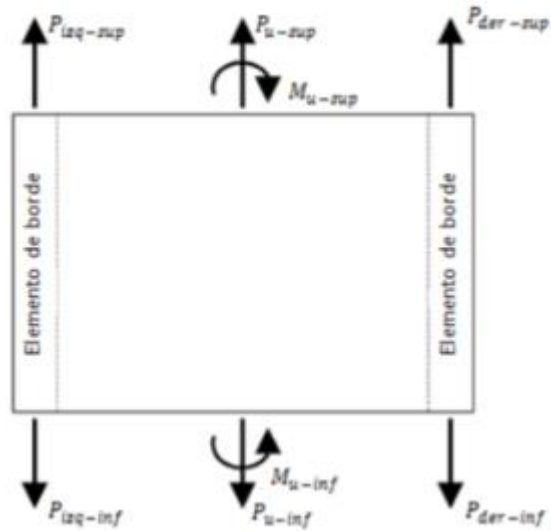


Ilustración 122. Fuerzas internas actuantes de los elementos de borde  
Fuente: Elaboración Propia

Carga axial a tracción en el elemento de borde:

$$P_{traccion} := \frac{P_{u0}}{2} - \frac{M_{u0}}{l_w - 0.5 \cdot l_{eb} - 0.5 \cdot l_{eb}}$$

Carga axial a compresión en el elemento de borde:

$$P_{compresion} := \frac{P_{u0}}{2} + \frac{M_{u0}}{l_w - 0.5 \cdot l_{eb} - 0.5 \cdot l_{eb}}$$

Tabla 136. Carga axial a tracción y compresión en el elemento de borde

Sistema	Carga axial a tracción en el elemento de borde (P <sub>traccion</sub> )	Carga axial a compresión en el elemento de borde (P <sub>compresion</sub> )
Sistema 3 Pisos	-25.21 tonnef	88.20 tonnef
Sistema 6 Pisos	-64.73 tonnef	176.20 tonnef

Fuente: Elaboración Propia

- Acero longitudinal de refuerzo requerido en los elementos de borde.

Área gruesa del elemento de borde:

$$A_{eb} := b_{eb} \cdot l_{eb}$$

Factor de minoración para tracción:

$$\phi_1 := 0.90$$

Área de acero requerido por la fuerza de tracción:

$$A_{st} := \frac{P_{traccion}}{\phi_1 \cdot f_y}$$

Factor de minoración para falla controlada por compresión:

$$\phi_2 := 0.65$$

Factor para carga axial por excentricidad horizontal:

$$f_{cp} := 0.8$$

Área de acero requerido por la fuerza de compresión:

$$A_{sc} := \frac{\frac{|P_{compresion}|}{0.8 \cdot \phi_2} - 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{eb}}{f_y - 0.85 \cdot f'_c}$$

$$A_{sc} := \text{if}(A_{sc} \leq 0, 0 \text{ cm}^2, A_{sc})$$

Área de acero a utilizar:

$$A_s := \max(A_{st}, A_{sc})$$

Tabla 137. Acero longitudinal requerido en elementos de borde para los sistemas de muro estructural

Sistema	Área gruesa del elemento de borde ( $A_{eb}$ )	Área de acero por fuerza de tracción ( $A_{st}$ )	Área de acero por fuerza de compresión ( $A_{sc}$ )	Área de acero a utilizar ( $A_s$ )
Sistema 3 Pisos	600 cm <sup>2</sup>	-6.67 cm <sup>2</sup>	6.77 cm <sup>2</sup>	6.77 cm <sup>2</sup>
Sistema 6 Pisos	1200 cm <sup>2</sup>	-17.13 cm <sup>2</sup>	13.44 cm <sup>2</sup>	13.44 cm <sup>2</sup>

Fuente: Elaboración Propia

- Demanda/Capacidad del armado longitudinal de los elementos de borde.

Demanda/capacidad respecto al acero propuesto en el elemento de borde:

$$DC := \frac{A_s}{A_{s\_ebl} \cdot N_{b\_ebl}}$$

Verificación de demanda/capacidad con respecto al acero propuesto en el elemento de borde:

$$\text{if}(DC \leq 1, \text{"Ok"}, \text{"Aumentar area de acero"})$$

Tabla 138. Demanda/Capacidad del armado de los elementos de borde para los sistemas de muro estructural

Sistema	Cantidad de varillas colocadas	Diámetro de varilla colocada	Área de acero colocado	Demanda / capacidad en el elemento de borde	Verificación de demanda / capacidad
Sistema 3 Pisos	8	# 4	10.13 cm <sup>2</sup>	0.67	Cumple
Sistema 6 Pisos	12	# 5	23.75 cm <sup>2</sup>	0.57	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

- Verificación de la cuantía longitudinal de los elementos de borde.

Con el armado seleccionado se debe verificar si este cumple con las cuantías mínimas y máximas, con la finalidad que se evite el sobre dimensionamiento y que la sección tenga un mino armado para que pueda fluir.

Cuantía del elemento de borde:

$$\rho_{L_{eb}} := \frac{A_{s_{ebl}} \cdot N_{b_{ebl}}}{A_{eb}}$$

Cuantía máxima:

$$\rho_{max} := 0.02$$

Cuantía mínima:

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

Verificación de cuantía máxima:

if ( $\rho_{max} \geq \rho_{L_{eb}}$ , "Ok", "Disminuir area de acero")

Verificación de cuantía mínima:

if ( $\rho_{min} \leq \rho_{L_{eb}}$ , "Ok", "Aumentar area de acero")

Tabla 139. Verificación de la cuantía longitudinal en elementos de borde para los sistemas de muros estructurales

Sistema	Cuantía del elemento de borde	Verificación de cuantía máxima	Verificación de cuantía mínima
Sistema 3 Pisos	0.0169	Cumple	Cumple
Sistema 6 Pisos	0.0198	Cumple	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.12 Refuerzo transversal del elemento de borde.

- Armado transversal del elemento de borde.

Se propone una configuración de acero transversal y se revisa con los requerimientos de confinamiento normativo.

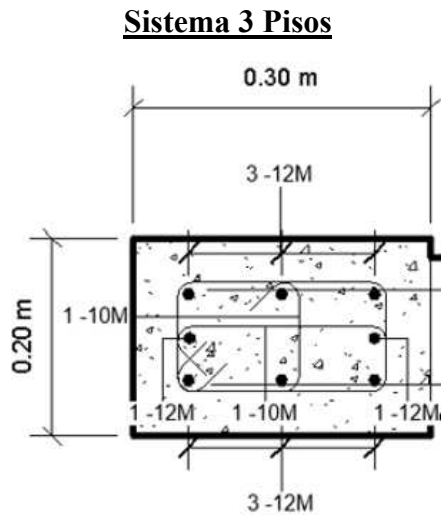


Ilustración 123. Armado transversal del elemento de borde para el sistema de 3 pisos

Fuente: Elaboración Propia

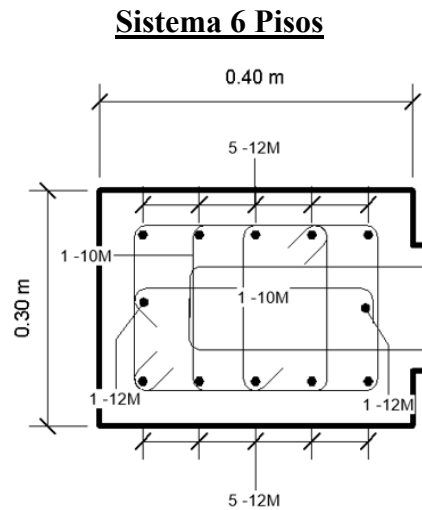


Ilustración 124. Armado transversal del elemento de borde para el sistema de 3 pisos

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 140. Armado transversal del elemento de borde para los sistemas de muro estructural

Sistema	Diámetro de barra transversal del elemento de borde ( $d_{b\_ebt}$ )	Área de barra transversal del elemento de borde ( $A_{s\_ebt}$ )	Número de ramas en dirección X ( $N_{ramas\_x}$ )	Número de ramas en dirección Y ( $N_{ramas\_y}$ )
Sistema 3 Pisos	#3	0.713 cm <sup>2</sup>	3	3
Sistema 6 Pisos	#3	0.713 cm <sup>2</sup>	3	5

Fuente: Elaboración Propia

- Espaciamiento máximo de las barras longitudinales.

El espaciamiento de las barras longitudinales, soportadas lateralmente por la esquina de un gancho o una rama de estribo cerrado, no debe exceder del siguiente valor:

Distancia máxima entre ramas del acero transversal, medida centro a centro:

$$x_i := \min \left( 350 \text{ mm}, \frac{2}{3} \cdot b_{eb} \right)$$

Máximo propuesto según  $x_i$  armado longitudinal en dirección "X" medido de centro a centro entre ramas de estribo:

$$x_{i\_max\_x} := x_{i\_x} + d_{b\_ebt} + d_{b\_ebl}$$

Máximo propuesto según  $x_i$  armado longitudinal en dirección "Y" medido de centro a centro entre ramas de estribo:

$$x_{i\_max\_y} := x_{i\_y} + d_{b\_ebt} + d_{b\_ebl}$$

Espaciamiento de las barras longitudinales:

$$h_x := \max(x_{i\_max\_x}, x_{i\_max\_y})$$

Verificación del espaciamiento máximo de las barras longitudinales:

$$\text{if}(h_x \leq x_i, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"})$$

Tabla 141. Verificación del espaciamiento máximo de las barras longitudinales en los elementos de borde

Sistema	Distancia máxima entre ramas del acero transversal ( $x_i$ )	Distancia entre centroides de barras en dirección "X" ( $x_{i\_x}$ )	Máximo propuesto según xi armado longitudinal en dirección "X" ( $x_{i\_max\_x}$ )	Distancia entre centroides de barras en dirección "Y" ( $x_{i\_y}$ )	Máximo propuesto según xi armado longitudinal en dirección "Y" ( $x_{i\_max\_y}$ )	Espaciamiento de las barras longitudinales ( $h_x$ )	Verificación
Sistema 3 Pisos	13.33 cm	11.00 cm	13.23 cm	6.00 cm	8.22 cm	13.23 cm	Cumple
Sistema 6 Pisos	20 cm	8.00 cm	10.54 cm	11.00 cm	13.54 cm	13.54 cm	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

- Espaciamiento del refuerzo transversal.

El refuerzo transversal tendrá como separación mínima alguno de los siguientes valores:

Separación 1:

$$S_1 := \frac{b_{eb}}{3}$$

Separación 2:

$$S_2 := 6 \cdot d_{b\_ebt}$$

Separación 3:

$$S_3 := 100 \text{ mm} + \left( \frac{350 \text{ mm} - h_x}{3} \right)$$

Separación máxima entre el refuerzo transversal:

$$S_t := \min(S_1, S_2, S_3)$$

Tabla 142. Espaciamiento seleccionado para el refuerzo transversal en los elementos de borde

Sistema	Separación 1 ( $S_1$ )	Separación 2 ( $S_2$ )	Separación 3 ( $S_3$ )	Separación máxi entre el refuerzo transversal ( $S_t$ )	Separación seleccionada ( $S_{2\_eb}$ )
Sistema 3 Pisos	6.67 cm	7.62 cm	17.26 cm	6.67 cm	7.00 cm
Sistema 6 Pisos	10.00 cm	9.53 cm	17.15 cm	9.53 cm	10.00 cm

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.13 Revisión de confinamiento para el acero transversal en el elemento de borde.

- Área confinada del elemento de borde.

Se debe verificar el confinamiento con el acero transversal propuesto:

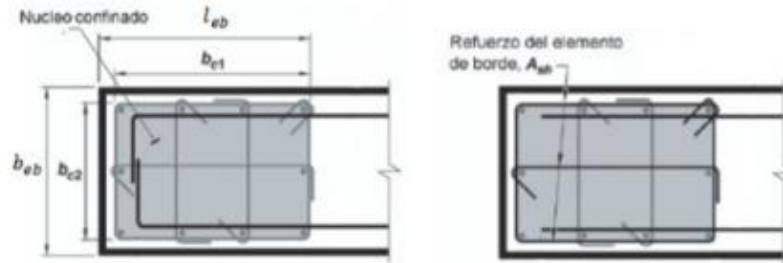


Ilustración 125. Confinamiento en elementos de borde

Fuente: Inesa

Área gruesa del elemento de borde:

$$A_g := A_{eb}$$

Distancia del borde al centroide del estribo:

$$r_{est} := r_c - \frac{d_{b\_ebl}}{2} - \frac{d_{b\_ebt}}{2}$$

Ancho confinado en dirección X (centro a centro de ramas externas)

$$b_{c1} := l_{eb} - r_{est}$$

Ancho confinado en dirección Y (centro a centro de ramas externas)

$$b_{c2} := b_{eb} - 2 \cdot r_{est}$$

Área confinada del elemento de borde:

$$A_{ch} := b_{c1} \cdot b_{c2}$$

Tabla 143. Área confinada del elemento de borde para los sistemas de muro estructural

Sistema	Área gruesa del elemento de borde ( $A_g$ )	Distancia del borde al centroide del estribo ( $r_{est}$ )	Ancho confinado en dirección X ( $b_{c1}$ )	Ancho confinado en dirección Y ( $b_{c2}$ )	Área confinada del elemento de borde ( $A_{ch}$ )
Sistema 3 Pisos	600 cm <sup>2</sup>	2.89 cm	27.11 cm	14.22 cm	358.59 cm <sup>2</sup>
Sistema 6 Pisos	1200 cm <sup>2</sup>	2.73 cm	37.27 cm	24.54 cm	914.61 cm <sup>2</sup>

Fuente: Elaboración Propia

- Límite de deformación del acero transversal del elemento de borde.

Con el fin de garantizar que el descascaramiento del recubrimiento exterior de concreto no resulte en pérdida de la resistencia a carga axial de la columna, se limita el

confinamiento de la sección, en donde el confinamiento debe cumplirse en las dos direcciones de la sección del núcleo rectangular.

Tabla 144. Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento

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

Fuente: Tabla 18.7.5.4 del ACI 318-14

Mínimo normativo de acero transversal (Opción 1):

$$lim_1 := 0.3 \cdot \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

Mínimo normativo de acero transversal (Opción 2):

$$lim_2 := 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

Mínimo normativo de acero transversal:

$$Lim_{def} := \max(lim_1, lim_2)$$

Tabla 145. Límite del refuerzo transversal por confinamiento del elemento de borde para los muros estructurales

Sistema	Mínimo normativo de acero transversal (Opción 1) (lim <sub>1</sub> )	Mínimo normativo de acero transversal (Opción 2) (lim <sub>2</sub> )	Mínimo normativo de acero transversal (Lim <sub>def</sub> )
Sistema 3 Pisos	0.011	0.006	0.011
Sistema 6 Pisos	0.006	0.006	0.006

Fuente: Elaboración Propia

- Verificación del acero transversal de confinamiento en elementos de borde.

El acero transversal para confinar la sección, se obtiene del área del estribo por la cantidad de ramales colocados, tanto para la dirección “X” como “Y”.

Área de acero transversal en dirección X conforme al ancho confinado bc1:

$$A_{sh1} := A_{s\_ebt} \cdot N_{ramas\_y}$$

Área de acero transversal en dirección Y conforme al ancho confinado bc2:

$$A_{sh2} := A_{s\_ebt} \cdot N_{ramas\_x}$$

Cuantía de acero transversal de confinamiento en dirección X conforme al ancho confinado bc1:

$$\frac{A_{sh1}}{S_{2\_eb} \cdot b_{c1}}$$

Verificación de cuantía de acero transversal de confinamiento en dirección X conforme al ancho confinado bc1

$$\text{if} \left( \frac{A_{sh1}}{S_{2\_eb} \cdot b_{c1}} \geq \max(lim_1, lim_2), \text{“Ok”}, \text{“Aumentar area en Y”} \right)$$

Cuantía de acero transversal de confinamiento en dirección Y conforme al ancho confinado bc2

$$\frac{A_{sh2}}{S_{2\_eb} \cdot b_{c2}}$$

Verificación de cuantía de acero transversal de confinamiento en dirección Y conforme al ancho confinado bc2

$$\text{if} \left( \frac{A_{sh2}}{S_{2\_eb} \cdot b_{c2}} \geq \max(lim_1, lim_2), \text{“Ok”}, \text{“Aumentar area en X”} \right)$$

Tabla 146. Verificación de cuantía de acero transversal de confinamiento en elementos de borde

Sistema	Área de acero transversal en dirección X (A <sub>sh1</sub> )	Área de acero transversal en dirección Y (A <sub>sh2</sub> )	Cuantía de acero transversal de confinamiento en dirección X	Verificación de cuantía de acero transversal de confinamiento en dirección X	Cuantía de acero transversal de confinamiento en dirección Y	Verificación de cuantía de acero transversal de confinamiento en dirección Y
Sistema 3 Pisos	2.14 cm <sup>2</sup>	2.14 cm <sup>2</sup>	0.0113	Cumple	0.0215	Cumple
Sistema 6 Pisos	3.56 cm <sup>2</sup>	2.14 cm <sup>2</sup>	0.0096	Cumple	0.0087	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

3.3.14 Confinamiento en la zona extrema del muro cuando no se requieren elementos de borde.

- Requerimientos donde ya no se requiere elementos de borde.

Mediante el método simplificado  $T = C$  se puede obtener los requerimientos de acero en la zona donde ya no se requiera elementos de borde.

Las solicitaciones serán:

Tabla 147. Solicitaciones en donde ya no se requiere elementos de borde

Sistema	Requerimiento de elementos de borde en la base	Se coloca el momento en el nivel donde ya no se requieren elementos de borde	Se coloca la carga axial en el nivel donde ya no se requieren elementos de borde	Se coloca el cortante en el nivel donde ya no se requieren elementos de borde	Altura desde la base donde se está obteniendo las solicitaciones
Sistema 3 Pisos	No requiere elementos de borde en Nivel 1	109.83 tonnef x m	40.08 tonnef	27.22 tonnef	9 m
Sistema 6 Pisos	No requiere elementos de borde en Nivel 3	85.63 tonnef x m	47.78 tonnef	42.54 tonnef	9 m

Fuente: Elaboración Propia

- Acero requerido debido a las fuerzas actuantes en los elementos cuando no se requieren elementos de borde.

Con las solicitaciones y la geometría especificada, se procede a obtener en el nivel seleccionado del muro, las fuerzas axiales en cada uno de los extremos, tanto en tracción como en compresión.

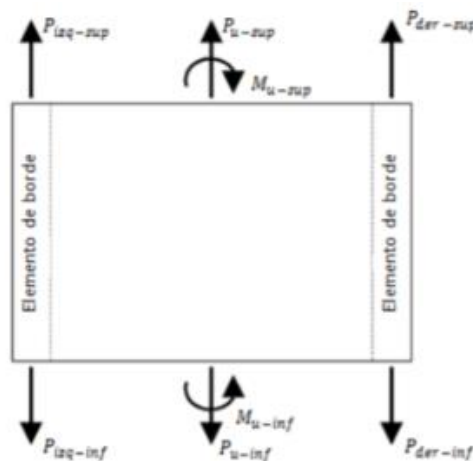


Ilustración 126. Fuerzas internas actuantes en los elementos del muro estructural

Fuente: Elaboración Propia

Carga axial a tracción en la zona del borde:

$$P_{traccion} := \frac{P_{ud}}{2} - \frac{M_{ud}}{l_w - 0.5 \cdot l_{eb} - 0.5 \cdot l_{eb}}$$

Carga axial a compresión en la zona del borde:

$$P_{compresion} := \frac{P_{ud}}{2} + \frac{M_{ud}}{l_w - 0.5 \cdot l_{eb} - 0.5 \cdot l_{eb}}$$

Área gruesa del elemento de borde:

$$A_{eb} := b_{eb} \cdot l_{eb}$$

Factor de minoración para tracción:

$$\phi_1 := 0.90$$

Área de acero requerido por la fuerza de tracción:

$$A_{st} := \frac{P_{traccion}}{\phi_1 \cdot f_y}$$

Factor de minoración para compresión:

$$\phi_2 := 0.65$$

Factor para carga axial por excentricidad horizontal:

$$f_{cp} := 0.8$$

Área de acero requerido por la fuerza de compresión:

$$A_{sc} := \frac{\frac{|P_{compresion}|}{0.8 \cdot \phi_2} - 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{eb}}{f_y - 0.85 \cdot f'_c}$$

$$A_{sc} := \text{if}(A_{sc} \leq 0, 0 \text{ cm}^2, A_{sc})$$

Área de acero de diseño:

$$A_s := \max(A_{st}, A_{sc})$$

Tabla 148. Acero requerido por las fuerzas actuantes en los elementos cuando no se requieren elementos de borde

Sistema	Carga axial a tracción en la zona del borde (P <sub>tracion</sub> )	Carga axial a compresión en la zona del borde (P <sub>compresion</sub> )	Área gruesa del elemento de borde (A <sub>eb</sub> )	Área de acero por la fuerza de tracción (A <sub>st</sub> )	Área de acero por la fuerza de compresión (A <sub>sc</sub> )	Área de acero de diseño (A <sub>s</sub> )
Sistema 3 Pisos	-10.00 tonnef	50.00 tonnef	600 cm <sup>2</sup>	-2.55 cm <sup>2</sup>	0.00 cm <sup>2</sup>	0.00 cm <sup>2</sup>
Sistema 6 Pisos	0.00 tonnef	48.00 tonnef	1200 cm <sup>2</sup>	0.027 cm <sup>2</sup>	0.00 cm <sup>2</sup>	0.027 cm <sup>2</sup>

Fuente: Elaboración Propia

- Verificación de la capacidad y de la cuantía del armado.

Demanda/capacidad respecto al acero propuesto en la zona extrema del muro:

$$DC := \frac{A_s}{A_{s\_ext} \cdot N_{b\_ebl}}$$

Verificación Demanda/capacidad respecto al acero propuesto en la zona extrema del muro:

$$\text{if}(DC \leq 1, \text{"Ok"}, \text{"Aumentar area de acero"})$$

Cuantía de la zona del borde:

$$\rho_{l\_eb} := \frac{A_{s\_ext} \cdot N_{b\_ebl}}{A_{eb}}$$

Cuantía máxima:

$$\rho_{max} := 0.02$$

Cuantía mínima:

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

Verificación de cuantía máxima:

$$\text{if}(\rho_{max} \geq \rho_l, \text{"Ok"}, \text{"Disminuir area de acero"})$$

Verificación de cuantía mínima:

$$\text{if}(\rho_{lmin} \leq \rho_l, \text{"Ok"}, \text{"Aumentar area de acero"})$$

El número de barras que se colocarán en el elemento de borde. Se recomienda mantener el mismo número desde la zona inferior por temas constructivos

Tabla 149. Verificaciones del armado en los elementos cuando no se requieren elementos de borde

Sistema	Diámetro de barra longitudinal del elemento de borde	Número de barras que se colocarán en el elemento de borde	Demanda / capacidad respecto al acero propuesto en la zona extrema del muro	Verificación Demanda / capacidad	Cuantía de la zona del borde	Verificación de cuantía máxima	Verificación de cuantía mínima
Sistema 3 Pisos	#4	8	0.00	Cumple	0.0169	Cumple	Cumple
Sistema 6 Pisos	#4	12	0.002	Cumple	0.0127	Cumple	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

3.3.15 Revisión de confinamiento para el acero transversal cuando no se requiere elementos de borde.

- Requerimiento de confinamiento.

Cuando ya no se requiere elemento de borde, la norma especifica un confinamiento de las barras longitudinales en los bordes con un menor grado exigencia al cumplirse lo siguiente:

Cuantía mínima de acero para que la zona de borde no requiera ningún tipo de confinamiento:

$$\rho_{l\_eb} > \frac{28}{f_y}$$

$$\text{if} \left( \rho_{l\_eb} > \frac{28 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{f_y}, \text{“Confinar”}, \text{“No requiere confinamiento”} \right)$$

Tabla 150. Requerimiento de confinamiento cuando no se requiere elementos de borde en los muros estructurales

Sistema	Confinamiento
Sistema 3 Pisos	Confinar
Sistema 6 Pisos	Confinar

Fuente: Elaboración Propia

- Armado de confinamiento.

Si se requiere confinamiento en la zona del borde del muro se propone una configuración de acero transversal y se revisa con los requerimientos normativos.

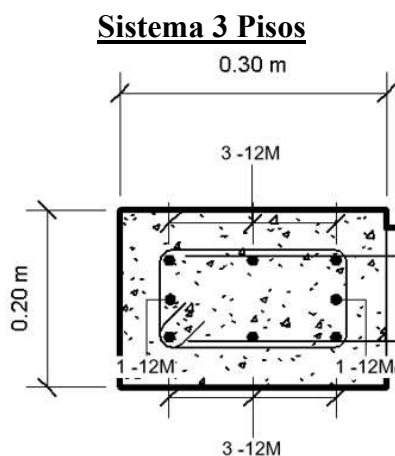


Figura 127. Armado de confinamiento en elementos no se requiere elementos de borde del sistema de 3 pisos

Fuente: Elaboración Propia

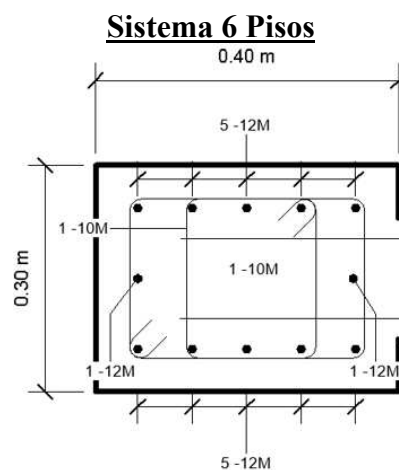


Figura 128. Armado de confinamiento en elementos no se requiere elementos de borde del sistema de 6 pisos

Fuente: Elaboración Propia

El diámetro de barra transversal del elemento de borde. No se permite utilizar barras menores que #3 ni barras mayores a las utilizadas en el acero longitudinal.

Tabla 151. Armado longitudinal cuando no se requiere elementos de borde

Sistema	Diámetro de barra transversal del elemento de borde	Área de barra transversal del elemento de borde	Número de ramas en dirección X	Número de ramas en dirección Y
Sistema 3 Pisos	#3	0.713 cm <sup>2</sup>	2	2
Sistema 6 Pisos	#3	0.713 cm <sup>2</sup>	2	4

Fuente: Elaboración Propia

- Separación del refuerzo longitudinal.

El espaciamiento de las barras longitudinales soportadas lateralmente por la esquina de un gancho o una rama de estribo cerrado no debe exceder del siguiente valor:

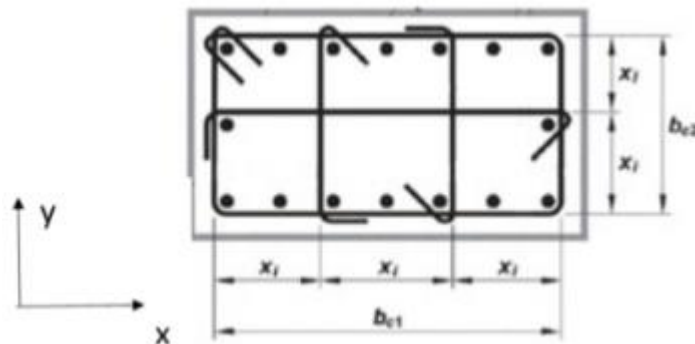


Ilustración 129. Separación entre barras longitudinales para confinamiento

Fuente: ACI 318-14

Distancia máxima entre soportes laterales:

$$x_i := 35 \text{ cm}$$

Máximo x propuesto según armado longitudinal en dirección "X" medido de centro a centro entre ramas de estribo:

$$x_{i\_max\_x} := x_{i\_x} + d_{b\_ext} + d_{b\_ext}$$

Máximo x propuesto según armado longitudinal en dirección "Y" medido de centro a centro entre ramas de estribo:

$$x_{i\_max\_y} := x_{i\_y} + d_{b\_ext} + d_{b\_ext}$$

Verificación de la máxima distancia x propuesto según armado longitudinal:

$$h_x := \max(x_{i\_max\_x}, x_{i\_max\_y})$$

$$\text{if}(h_x \leq x_i, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"})$$

Tabla 152. Separación de barras longitudinales cuando no se requiere elementos de borde

Sistema	Distancia máxima entre soportes laterales (xi)	Distancia entre centroides de barras longitudinal es eje "X" (xi_x)	Máximo x propuesto según armado longitudinal en dirección "X" (xi_max_x)	Distancia entre centroides de barras longitudinal es eje "Y" (xi_y)	Máximo x propuesto según armado longitudinal en dirección "Y" (xi_max_y)	Espaciamiento de las barras longitudinales (hx)	Verificación
Sistema 3 Pisos	35.00 cm	22.00 cm	24.23 cm	12.00 cm	14.23 cm	24.23 cm	Cumple
Sistema 6 Pisos	35.00 cm	32.00 cm	34.23 cm	22.00 cm	24.23 cm	34.23 cm	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

- Separación del refuerzo transversal.

El espaciamento de las barras transversales debe ser el menor de los siguientes valores:

Separación 1 (Opción 1):

$$S_1 := 20 \text{ cm}$$

Separación 2 (Opción 1):

$$S_2 := 8 \cdot d_{b\_ext}$$

Separación máxima entre el refuerzo transversal (Opción 1):

$$S_{2a\_ex} := \min(S_1, S_2)$$

Sin embargo, según norma, si la zona estudiada se encuentra suficientemente cercana a la zona crítica del muro, en este caso la base, la separación debe ser menor:

Separación 1 (Opción 2):

$$S_1 := 15 \text{ cm}$$

Separación 2 (Opción 2):

$$S_2 := 6 \cdot d_{b\_ext}$$

Separación máxima entre el refuerzo transversal (Opción 2):

$$S_{2b\_ex} := \min(S_1, S_2)$$

Longitud mínima desde la zona crítica del muro para seleccionar la separación entre barras transversales:

$$h_{eb1} := \max\left(l_w, \frac{M_{u0}}{4 \cdot V_{u0}}\right)$$

Separación máxima entre barras transversales:

$$S_{2\_ex} := \text{if}(h_{eb\_d} \geq h_{eb1}, S_{2a\_ex}, S_{2b\_ex})$$

Tabla 153. Separación del refuerzo transversal cuando no se requiere elementos de borde

Sistema	Opción 1			Opción 2			Longitud mínima desde la zona crítica del muro ( $h_{eb1}$ )	Separación máxima entre barras transversales	Separación seleccionada entre barras transversales ( $S_{2\_ex}$ )
	Sep 1 ( $S_1$ )	Sep 2 ( $S_2$ )	Sep máx ( $S_{2a\_ex}$ )	Sep 1 ( $S_1$ )	Sep 2 ( $S_2$ )	Sep máx ( $S_{2b\_ex}$ )			
Sistema 3 Pisos	20.00 cm	10.16 cm	10.16 cm	15.00 cm	7.62 cm	7.62 cm	4.00 m	10.16 cm	10.00 cm
Sistema 6 Pisos	20.00 cm	10.16 cm	10.16 cm	15.00 cm	7.62 cm	7.62 cm	4.00 m	10.16 cm	10.00 cm

Fuente: Elaboración Propia

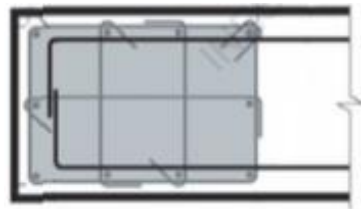
### 3.3.16 Requerimiento de ganchos de amarre.

Se requieren ganchos que amarren del refuerzo longitudinal en el borde si:

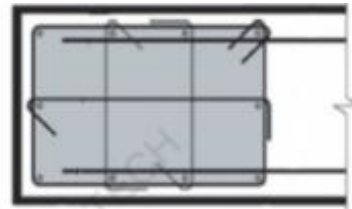
**Requerimientos de ganchos:**

$$V_u \leq 0.27 \cdot A_{cw} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$R := \text{if}\left(V_u \leq 0.27 \cdot A_{cw} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}, \text{"No requiere ganchos"}, \text{"Requiere ganchos"}\right)$$



Con ganchos



Sin ganchos

Ilustración 130. Representación de elementos de borde con y sin ganchos de amarre

Fuente: Inesa

Tabla 154. Requerimiento de ganchos en elementos de borde

Sistema	Requerimientos de ganchos
Sistema 3 Pisos	No requiere ganchos
Sistema 6 Pisos	Requiere ganchos

Fuente: Elaboración Propia

3.3.17 Método simplificado para la determinación de la resistencia a flexión del muro con acero uniformemente distribuido.

Debido a la complejidad de obtener la resistencia a flexo-compresión de un muro, se muestra el siguiente procedimiento simplificado, en el cual se asume lo siguiente:

- Todo el acero en la zona de tracción cede por tensión.
- Todo el acero en la zona de compresión cede en compresión.
- La fuerza por tracción actúa en el punto medio de la zona de tensión.
- La compresión total actúa en el punto medio de la zona de compresión.

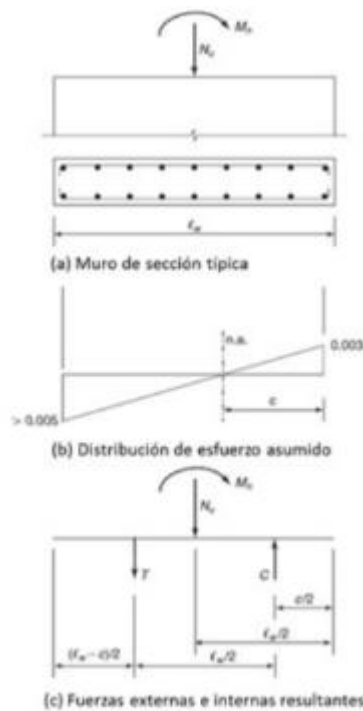


Ilustración 131. Representación de método simplificado para la determinación de la resistencia a flexión del muro con acero uniformemente distribuido

Fuente: Inesa

- Fuerza axial y momento de diseño.

Se toma la carga axial y el momento en la base del muro para el análisis.

**Solicitaciones de diseño:**

$$N_u := P_{u0}$$

$$M_u := M_{u0}$$

Tabla 155. Fuerza axial y momento de diseño

Sistema	Axial de diseño (N <sub>u</sub> )	Momento de diseño (M <sub>u</sub> )
---------	-----------------------------------	-------------------------------------

Sistema 3 Pisos	62.99 tonnef	209.79 tonnef x m
Sistema 6 Pisos	125.47 tonnef	433.69 tonnef x m

Fuente: Elaboración Propia

- Cuantías colocadas.

La cuantía geométrica ( $\rho_l$ ) se determina en función del número de barras que se colocarán en el elemento de borde ( $N_b$ ), del área de cada barra de refuerzo y del área bruta del muro.

En cambio, la cuantía mecánica ( $w$ ), se determina en función del valor de la cuantía geométrica y de las propiedades de resistencia del acero ( $f_y$ ) y del hormigón ( $f'_c$ ).

**Cuantía geométrica:**

$$\rho_l := \frac{N_b \cdot A_{s_l}}{A_{cw}}$$

**Cuantía mecánica:**

$$w := \rho_l \cdot \frac{f_y}{f'_c}$$

Tabla 156. Cuantías actuantes en el muro estructural

Sistema	Cuantía geométrica	Cuantía mecánica
Sistema 3 Pisos	0.0071	0.1069
Sistema 6 Pisos	0.0099	0.1484

Fuente: Elaboración Propia

- **Determinación del momento resistente nominal.**

Componente de tracción:

$$T = A_{s_l} \cdot N_b \cdot f_y \cdot \left( \frac{l_w - c}{l_w} \right)$$

Componente de compresión del acero:

$$C_S = A_{s_l} \cdot N_b \cdot f_y \cdot \left( \frac{c}{l_w} \right)$$

Componente de compresión del concreto:

$$C_C = 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot \beta_1 \cdot c$$

Parámetro de esfuerzo axial:

$$\eta := \frac{N_u}{A_{cw} \cdot f'_c}$$

Suma de fuerzas alrededor del punto de aplicación de la compresión:

$$C_s + C_c - T = N_u$$

$$0.85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot \beta_1 \cdot c + A_{st} \cdot N_b \cdot f_y \cdot \left(\frac{c}{l_w}\right) - A_{st} \cdot N_b \cdot f_y \cdot \left(\frac{l_w - c}{l_w}\right) = N_u$$

$$0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{c}{l_w} - \left(1 - \frac{2 \cdot c}{l_w}\right) \cdot \frac{A_{st} \cdot N_b \cdot f_y}{b_w \cdot l_w} \cdot \frac{f_y}{f'_c} = \frac{N_u}{b_w \cdot l_w \cdot f'_c}$$

Profundidad del eje neutro:

$$c_{simp} := \left(\frac{\eta + w}{0.85 \cdot \beta_1 + 2 \cdot w}\right) \cdot l_w$$

Resultante de tracción:

$$T := N_b \cdot A_{s_t} \cdot f_y \cdot \left(\frac{l_w - c_{simp}}{l_w}\right)$$

Momento resistente nominal:

$$M_n := T \cdot \left(\frac{l_w}{2}\right) + N_u \cdot \left(\frac{l_w - c_{simp}}{2}\right)$$

Tabla 157. Momento resistente nominal determinado a través del método simplificado

Sistema	Parámetro de esfuerzo axial	Profundidad del eje neutro (c <sub>simp</sub> )	Resultante de tracción (T)	Momento resistente nominal (M <sub>n</sub> )
Sistema 3 Pisos	0.0352	60.681 cm	162.48 tonnef	431.83 tonnef x m
Sistema 6 Pisos	0.0622	82.66 cm	211.05 tonnef	598.97 tonnef x m

Fuente: Elaboración Propia

- Verificación Demanda/Capacidad del muro.

Con el armado longitudinal de los muros estructurales, se debe verificar si su capacidad va soportar la demanda. Además, para garantizar un comportamiento dúctil del muro se debe cumplir que  $c < 0.375d$  y, por lo tanto, el factor de minoración a flexión es de 0.9. En caso contrario, dicho factor de minoración se debe determinar según el tipo de falla que aplique (compresión o transición).

Relación de deformaciones  
para una falla controlada por tracción:

$$\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{s_{min}} + \epsilon_{cu}}$$

Altura útil de la sección del muro:

$$d := l_w - r_c$$

Profundidad máxima del eje neutro para una falla controlada por tracción

$$c_{max} := \left( \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{s\_min} + \epsilon_{cu}} \right) \cdot d$$

Factor de minoración:

$$\phi := \text{if}(c_{simp} < c_{max}, 0.9, \text{"Seccion no ductil"})$$

Demanda/capacidad:

$$DC := \frac{M_u}{\phi M_n}$$

Verificación demanda/capacidad:

$$\text{if}(DC < 1, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"})$$

Tabla 158. Demanda/Capacidad del muro estructural

Sistema	Relación de deformaciones para una falla controlada por tracción	Altura útil de la sección del muro	Profundidad máxima del eje neutro para una falla controlada por tracción	Factor de minoración	Demanda / capacidad	Verificación
Sistema 3 Pisos	0.375	3.96 m	1.49 m	0.9	0.54	Cumple
Sistema 6 Pisos	0.375	3.96 m	1.49 m	0.9	0.81	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.18 Método simplificado para la determinación de la resistencia a flexión del muro con elementos de borde.

- Determinación de la fuerza de tracción del acero y de la fuerza a compresión del hormigón del elemento de borde.

Al calcular el momento resistente para muros, la contribución del acero longitudinal en el alma es usualmente ignorado debido a que su contribución con la resistencia a flexión del muro es mucho menor comparado con la contribución del acero vertical concentrado en los bordes del muro.

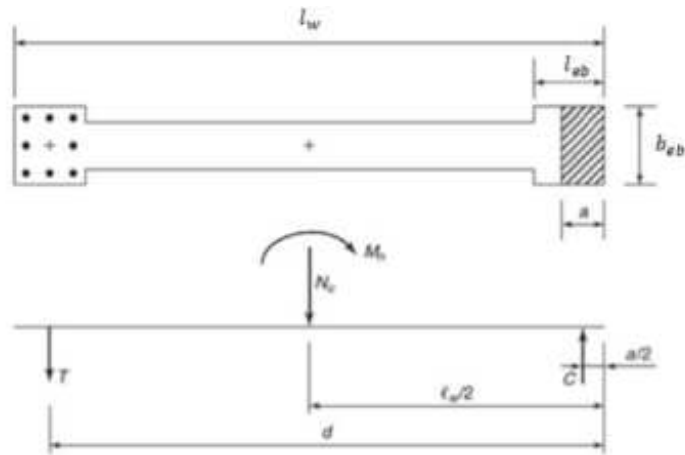


Ilustración 132. Ideología de cálculo en la determinación de la resistencia a flexión del muro con elementos de borde mediante el método simplificado

Componente de tracción del acero:

$$T := A_{s\_ebl} \cdot N_{b\_ebl} \cdot f_y$$

Valor que define la profundidad del bloque de Whitney:

$$a := \frac{T + N_u}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_{eb}}$$

Se obtiene la profundidad del eje neutro según el método simplificado:

$$c_{simp} := \frac{a}{\beta_1}$$

Componente de compresión del concreto:

$$C := 0.85 \cdot f'_c \cdot b_{eb} \cdot a$$

Tabla 159. Fuerza de tracción del acero y de fuerza a compresión del hormigón para elementos de borde determinados mediante el método simplificado

Sistema	Área de acero en el elemento de borde ( $A_{s\_ebl}$ )	Número de barras ( $N_{b\_ebl}$ )	Componente de tracción del acero (T)	Valor que define la profundidad del bloque de whitney (a)	Profundidad del eje neutro ( $c_{simp}$ )	Componente de compresión del concreto (C)
Sistema 3 Pisos	1.27 cm <sup>2</sup>	8	42.56 tonnef	22.18 cm	26.09 cm	105.55 tonnef
Sistema 6 Pisos	1.98 cm <sup>2</sup>	12	99.76 tonnef	29.58 cm	29.58 cm	211.23 tonnef

Fuente: Elaboración Propia

- Verificación Demanda/Capacidad del momento resistente del elemento de borde.

Cuando se determine el factor de minoración para calcular el momento resistente minorado, este debe ser mayor o igual a 0.90, caso contrario la sección no sería dúctil, por lo que se requería volver a redimensionar la sección o el armado del muro.

Distancia desde el extremo comprimido al centroide del elemento de borde en tracción:

$$d_{cc} := l_w - \frac{l_{eb}}{2}$$

Momento resistente:

$$M_n := T \cdot \left( d_{cc} - \frac{a}{2} \right) + N_u \cdot \left( \frac{l_w - a}{2} \right)$$

Profundidad máxima del eje neutro para una falla controlada por tracción:

$$c_{max} := \left( \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{s\_min} + \epsilon_{cu}} \right) \cdot d$$

Factor de minoración:

$$\phi := \text{if}(c_{simp} < c_{max}, 0.9, \text{"Seccion no ductil"})$$

Momento resistente minorado:

$$\phi M_n := \phi \cdot M_n$$

Demanda/capacidad:

$$DC := \frac{M_u}{\phi M_n}$$

Verificación demanda/capacidad:

$$\text{if}(DC < 1, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"})$$

Tabla 160. Demanda/Capacidad del elemento de borde para muros estructurales

Sistema	Distancia desde extremo comprimido al centroide del elemento de borde en tracción ( $d_{cc}$ )	Momento resistente ( $M_n$ )	Profundidad máxima eje neutro para falla controlada por tracción ( $c_{max}$ )	Factor de minoración	Demanda / capacidad	Verificación
Sistema 3 Pisos	3.85 m	314.15 tonnef x m	1.49 m	0.90	0.838	Cumple
Sistema 6 Pisos	3.80 m	570.78 tonnef x m	1.49 m	0.90	0.844	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.19 Diseño de vigas para pórtico ordinario a momento (OMF).

Debido a que los muros estructurales van a soportar casi toda la fuerza producida por la acción sísmica, por ende, no es necesario que las vigas sean dúctiles, por lo que se diseñaron estos elementos horizontales con la idealizaron de Pórticos Ordinarios a Momento (OMF), para que solo soporten la carga gravitacional que actúa sobre ellos.

### 3.3.20 Dimensiones y recubrimiento para las vigas.

De acuerdo al reglamento del ACI 318-14, se escogió para las vigas un recubrimiento tanto para la parte superior como inferior de 4 cm.

Tabla 161. Dimensiones y recubrimientos de las vigas (OMF)

Sistema	Elemento	Ancho	Peralte	Rec. Inferior	Rec. Superior	Altura Efectiva
		b (cm)	h (cm)	r (cm)	d' (cm)	d (cm)
Sistema 3 Pisos	Viga 1 (Piso 1-2)	25	30	4	4	26
	Viga 2 (Piso 3)	25	30	4	4	26
Sistema 6 Pisos	Viga 1 (Piso 1-2)	25	30	4	4	26
	Viga 2 (Piso 6)	25	30	4	4	26

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.21 Longitud del vano.

Tabla 162. Luz libre para el análisis de las vigas OMF

Sistema	Elemento	Dimensión Columna Derecha	Dimensión Columna Izquierda	Longitud Libre
		L <sub>col der</sub> (m)	L <sub>col izq</sub> (m)	L <sub>n</sub> (m)
Sistema 3 Pisos	Viga 1	0.30	0.30	3.70
	Viga 2	0.30	0.30	3.70
Sistema 6 Pisos	Viga 1	0.30	0.30	3.70
	Viga 2	0.30	0.30	3.70

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.22 Revisiones de límites dimensionales

Tabla 163. Revisiones de límites dimensionales de la sección de las vigas OMF

Sistema	Elemento	Verificación de Luz Libre	Verificación Ancho de la Sección
Sistema 3 Pisos	Viga 1	Cumple	Cumple
	Viga 2	Cumple	Cumple
Sistema 6 Pisos	Viga 1	Cumple	Cumple
	Viga 2	Cumple	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.23 Diseño del refuerzo longitudinal.

- Momentos últimos provenientes del análisis.

### Sistema de 3 Pisos

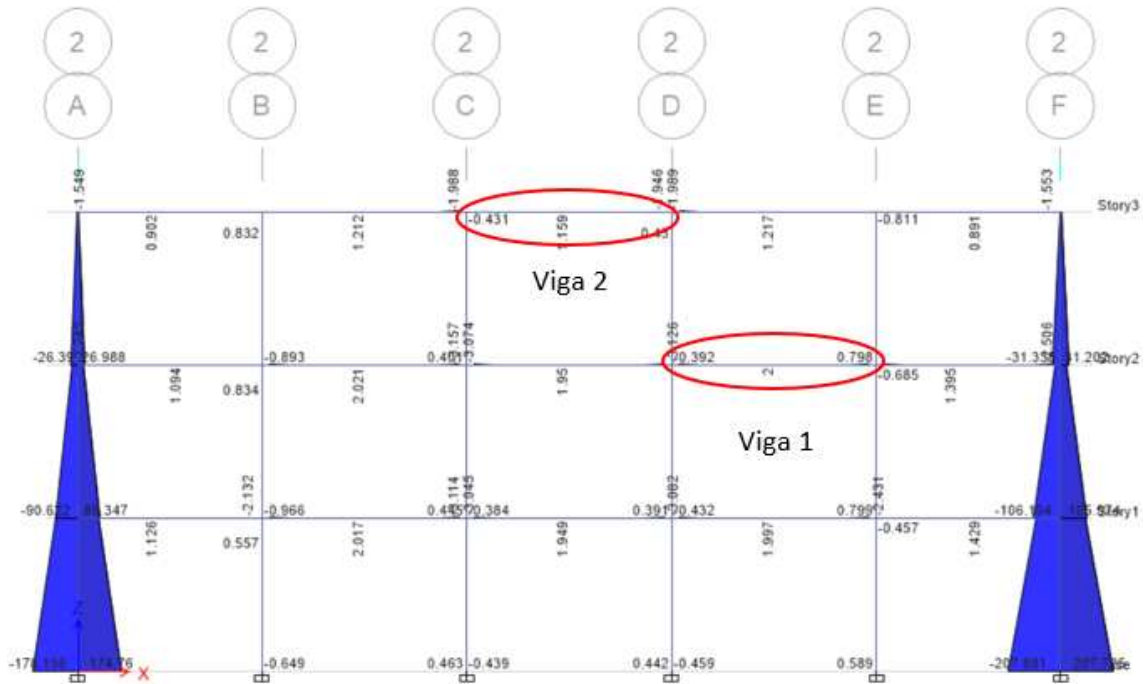


Ilustración 133. Momentos actuantes bajo cargas gravitacionales del sistema de 3 pisos  
Fuente: Etabs

### Viga 1

$$M_{u\_neg\_1} := 3.16 \text{ tonnef} \cdot m \quad M_{u\_neg\_cen} := 0 \text{ tonnef} \cdot m \quad M_{u\_neg\_2} := 3.16 \text{ tonnef} \cdot m$$



$$M_{u\_pos\_1} := 0 \text{ tonnef} \cdot m \quad M_{u\_pos\_cen} := 2.23 \text{ tonnef} \cdot m \quad M_{u\_pos\_2} := 0 \text{ tonnef} \cdot m$$

Ilustración 134. Momentos actuantes para la viga 1 del sistema de 3 pisos  
Fuente: Elaboración Propia

### Viga 2

$$M_{u\_neg\_1} := 1.94 \text{ tonnef}\cdot\text{m} \quad M_{u\_neg\_cen} := 0 \text{ tonnef}\cdot\text{m} \quad M_{u\_neg\_2} := 2 \text{ tonnef}\cdot\text{m}$$



$$M_{u\_pos\_1} := 0 \text{ tonnef}\cdot\text{m} \quad M_{u\_pos\_cen} := 1.22 \text{ tonnef}\cdot\text{m} \quad M_{u\_pos\_2} := 0 \text{ tonnef}\cdot\text{m}$$

Ilustración 135. Momentos actuantes para la viga 2 del sistema de 3 pisos  
Fuente: Elaboración Propia

### Sistema de 6 Pisos

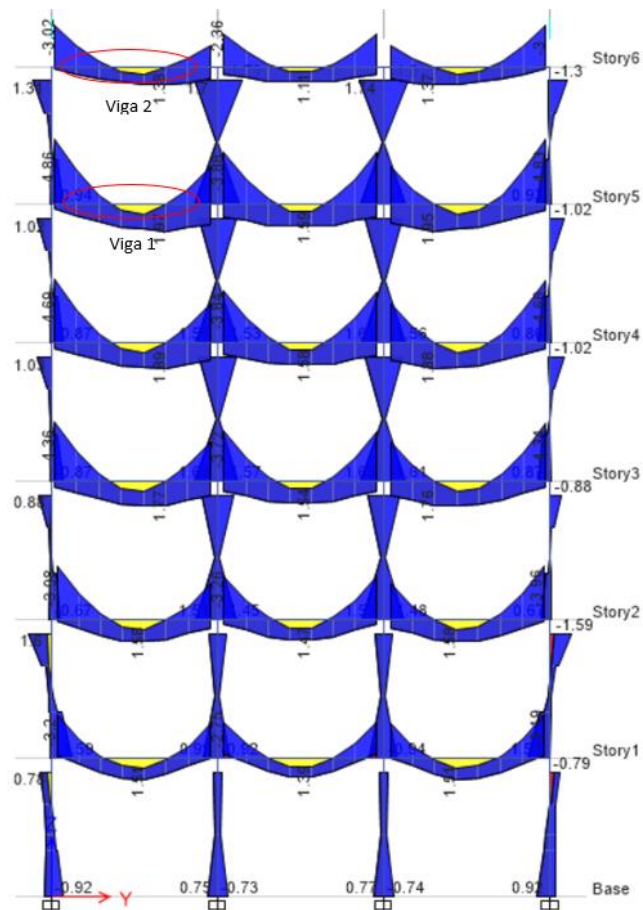


Ilustración 136. Momentos actuantes bajo cargas gravitacionales del sistema de 6 pisos  
Fuente: Etabs

### Viga 1

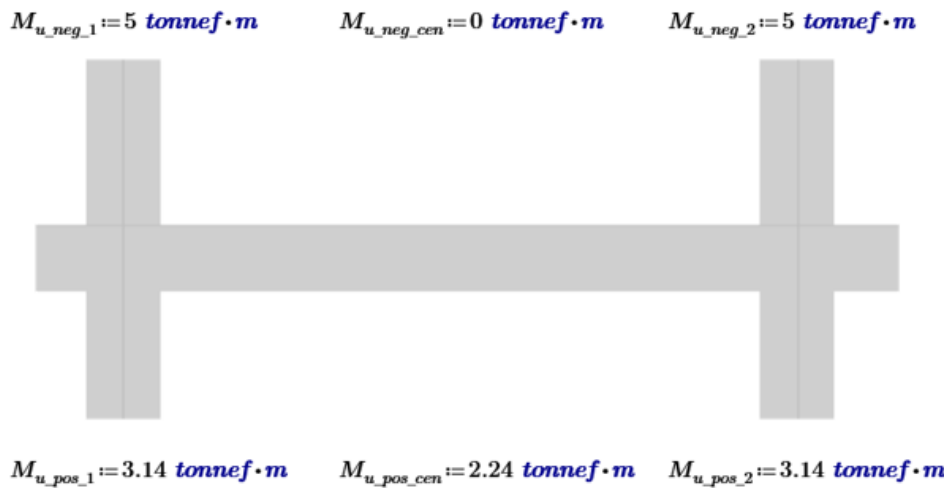


Ilustración 137. Momentos actuantes para la viga 1 del sistema de 6 pisos.  
Fuente: Elaboración Propia

## Viga 2

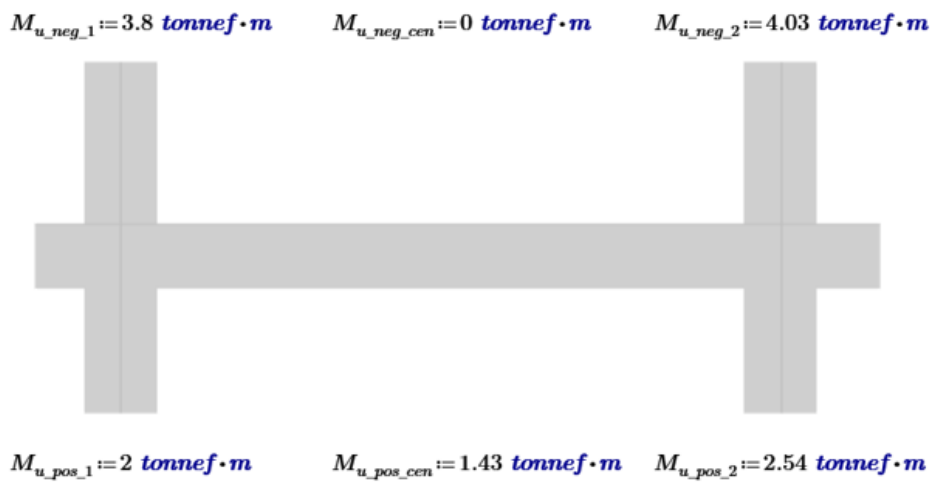


Ilustración 138. Momentos actuantes para la viga 2 del sistema de 6 pisos.  
Fuente: Elaboración Propia

- Cálculo Acero Longitudinal.

Tabla 164. Acero longitudinal requerido en las vigas OMF

Sistema	Elemento	Posición		Momento Ultimo	Profund. Bloque equiv. al.	Profund. del eje neutro	Profund. máxima del eje neutro	Verificación	Acero longitudinal del análisis	Acero longitudinal mínimo	Acero longitudinal requerido
				Mu (ton x m)	a (cm)	C (cm)	C <sub>max</sub> (cm)		A <sub>s, análisis</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s, min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s, req</sub> (cm <sup>2</sup> )
Sistema de 3 Pisos	Viga 1	Extremo 1	Positivo	0	0	0	9.75	Cumple	0	2.167	2.167
			Negativo	3.37	2.378	2.798	9.75	Cumple	3.37	2.167	3.37
		Centro	Positivo	2.1	1.654	1.95	9.75	Cumple	2.1	2.167	2.167
			Negativo	0	0	0	9.75	Cumple	0	2.167	2.167
		Extremo 2	Positivo	0	0	0	9.75	Cumple	0	2.167	2.167
			Negativo	3.37	2.378	2.798	9.75	Cumple	3.37	2.167	3.37
	Viga 2	Extremo 1	Positivo	0	0	0	9.75	Cumple	0	2.167	2.167
			Negativo	2.03	1.433	1.686	9.75	Cumple	2.03	2.167	2.167
		Centro	Positivo	1.22	0.892	1.049	9.75	Cumple	1.263	2.167	2.167
			Negativo	0	0	0	9.75	Cumple	0	2.167	2.167
		Extremo 2	Positivo	0	0	0	9.75	Cumple	0	2.167	2.167
			Negativo	2.095	1.479	1.739	9.75	Cumple	2.095	2.167	2.167
Sistema de 6 Pisos	Viga 1	Extremo 1	Positivo	3.14	2.363	2.78	9.75	Cumple	3.34	2.167	3.34
			Negativo	5	3.88	4.56	9.75	Cumple	5.49	2.167	5.49
		Centro	Positivo	2.24	1.66	1.95	9.75	Cumple	2.35	2.167	2.35
			Negativo	0	0	0	9.75	Cumple	0	2.167	2.167
		Extremo 2	Positivo	3.14	2.36	2.78	9.75	Cumple	3.34	2.167	3.34
			Negativo	5	3.88	4.56	9.75	Cumple	5.49	2.167	5.49
	Viga 2	Extremo 1	Positivo	2	1.48	1.74	9.75	Cumple	2.09	2.167	2.167
			Negativo	3.8	2.89	3.4	9.75	Cumple	4.09	2.167	4.09
		Centro	Positivo	1.43	1.05	1.23	9.75	Cumple	1.49	2.167	2.167
			Negativo	0	0	0	9.75	Cumple	0	2.167	2.167
		Extremo 2	Positivo	2.54	1.9	2.23	9.75	Cumple	2.682	2.167	2.68
			Negativo	4.03	3.07	3.62	9.75	Cumple	4.36	2.167	4.36

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 165. Armado longitudinal en las vigas OMF

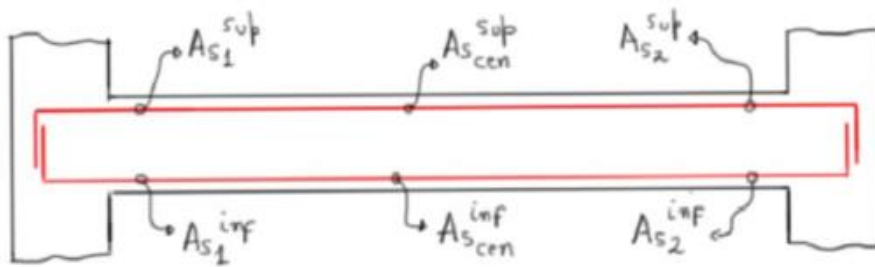
Sistema	Elemento	Posición		Acero requerido	Diámetro de barra a utilizar	Cantidad de barras	Acero longitudinal definitivo
				$A_{s_{req}}$ (cm <sup>2</sup> )	diámetro		$A_{s_{def}}$ (cm <sup>2</sup> )
Sistema de 3 Pisos	Viga 1	Extremo 1	Superior	3.37	12 mm	3	3.393
			Inferior	2.167	12 mm	2	2.262
		Centro	Superior	2.167	12 mm	3	3.393
			Inferior	2.167	12 mm	2	2.262
		Extremo 2	Superior	3.37	12 mm	3	3.393
			Inferior	2.167	12 mm	2	2.262
	Viga 2	Extremo 1	Superior	2.167	12 mm	2	2.262
			Inferior	2.167	12 mm	2	2.262
		Centro	Superior	2.167	12 mm	2	2.262
			Inferior	2.167	12 mm	2	2.262
		Extremo 2	Superior	2.167	12 mm	2	2.262
			Inferior	2.167	12 mm	2	2.262
Sistema de 6 Pisos	Viga 1	Extremo 1	Superior	5.49	16mm-14mm	2-1	5.56
			Inferior	3.34	12mm	3	3.39
		Centro	Superior	2.167	16mm-14mm	2-1	5.56
			Inferior	2.35	12mm	3	3.39
		Extremo 2	Superior	5.49	16mm-14mm	2-1	5.56
			Inferior	3.34	12mm	3	3.39
	Viga 2	Extremo 1	Superior	4.09	12mm	4	4.52
			Inferior	2.167	14mm	2	3.08
		Centro	Superior	2.167	12mm	4	4.52
			Inferior	2.167	14mm	2	3.08
		Extremo 2	Superior	4.36	12mm	4	4.52
			Inferior	2.68	14mm	2	3.08

Fuente: Elaboración Propia

### Sistema de 3 Pisos

#### Viga 1

$$A_{s_{sup\_1\_def}} = 3.393 \text{ cm}^2 \quad A_{s_{sup\_cen\_def}} = 3.393 \text{ cm}^2 \quad A_{s_{sup\_2\_def}} = 3.393 \text{ cm}^2$$



$$A_{s_{inf\_1\_def}} = 2.262 \text{ cm}^2 \quad A_{s_{inf\_cen\_def}} = 2.262 \text{ cm}^2 \quad A_{s_{inf\_2\_def}} = 2.262 \text{ cm}^2$$

Armado longitudinal viga 1 OMF del sistema de 3 pisos.

Fuente: Elaboración Propia

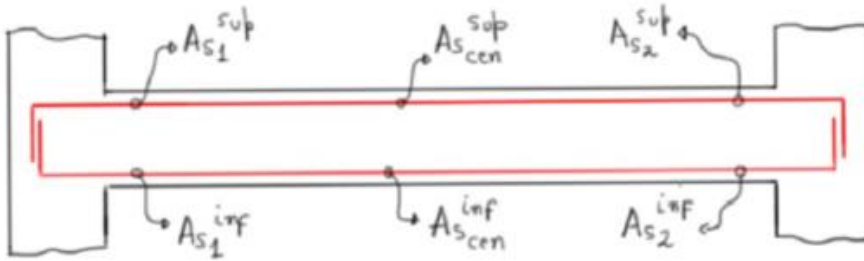
## Sistema de 6 Pisos

### Viga 1

$$A_{s\_sup\_1\_def} = 5.561 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_cen\_def} = 5.561 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_2\_def} = 5.561 \text{ cm}^2$$



$$A_{s\_inf\_1\_def} = 3.393 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_cen\_def} = 3.393 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_2\_def} = 3.393 \text{ cm}^2$$

Ilustración 139. Armado longitudinal viga 1 OMF del sistema de 6 pisos

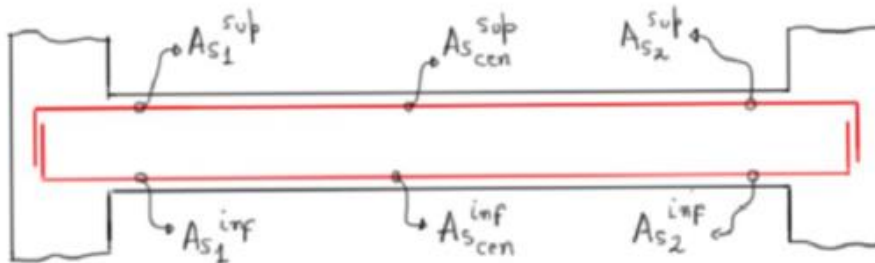
Fuente: Elaboración Propia

### Viga 2

$$A_{s\_sup\_1\_def} = 2.262 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_cen\_def} = 2.262 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_2\_def} = 2.262 \text{ cm}^2$$



$$A_{s\_inf\_1\_def} = 2.262 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_cen\_def} = 2.262 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_2\_def} = 2.262 \text{ cm}^2$$

Ilustración 140. Armado longitudinal viga 2 OMF del sistema de 3 pisos

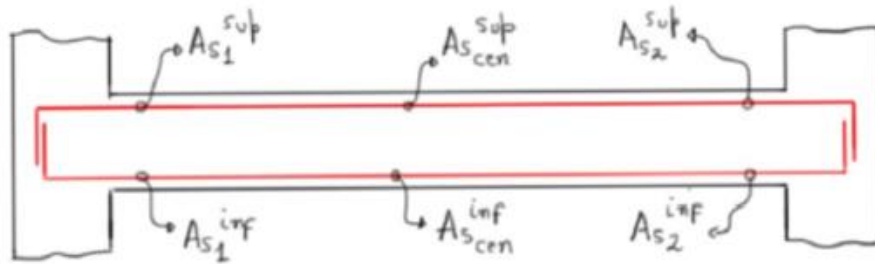
Ilustración 141. Fuente: Elaboración Propia

## Viga 2

$$A_{s\_sup\_1\_def} = 4.524 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_cen\_def} = 4.524 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_sup\_2\_def} = 4.524 \text{ cm}^2$$



$$A_{s\_inf\_1\_def} = 3.079 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_cen\_def} = 3.079 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\_inf\_2\_def} = 3.079 \text{ cm}^2$$

Ilustración 142. Armado longitudinal viga 2 OMF del sistema de 6 pisos  
Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.24 Diseño refuerzo transversal.

- Corte gravitacional.

Tabla 166. Cortante gravitacional actuante en las vigas OMF

Sistema	Elemento	Sobrecarga permanente	Sobrecarga de Uso	Carga Ultima	Corte gravitacional Ultimo
		Wcp (ton/m)	Wcv (ton/m)	Wu (ton/m)	Vg (ton)
Sistema 3 Pisos	Viga 1	1.476	0.44	2.21	3.98
	Viga 2	1.071	0.15	1.44	2.60
Sistema 6 Pisos	Viga 1	1.476	0.44	2.21	3.98
	Viga 2	1.071	0.15	1.44	2.60

Fuente: Elaboración Propia

- Corte por Capacidad.

Tabla 167. Cortante por capacidad en las vigas OMF

Sistema	Elemento	Posición		Máximo Momento Probable		Cortante por Capacidad
				Mpr1 (ton x m)	Mpr2 (ton x m)	Vp (ton)
Sistema 3 Pisos	Viga 1	Extremo 1	Sentido Antihorario	3.53	2.39	1.65
		Extremo 2	Sentido horario	2.39	3.53	1.65
	Viga 2	Extremo 1	Sentido Antihorario	2.39	2.39	1.33
		Extremo 2	Sentido horario	2.39	2.39	1.33
Sistema 6 Pisos	Viga 1	Extremo 1	Sentido Antihorario	6.52	1.44	2.54
		Extremo 2	Sentido horario	1.44	6.52	2.54
	Viga 2	Extremo 1	Sentido Antihorario	6.16	1.8	2.18
		Extremo 2	Sentido horario	1.8	6.16	2.18

- Cortante Máximo Probable.

Tabla 168. Cortante máximo probable de las vigas OMF

Sistema	Elemento	Posición	Cortante Máximo Probable Extremo 1 (Ton)	Cortante Máximo Probable Extremo 2 (Ton)
Sistema 3 Pisos	Viga 1	Extremo 1	5.63	2.33
		Extremo 2	2.33	5.63
	Viga 2	Extremo 1	3.92	1.26
		Extremo 2	1.26	3.92
Sistema 6 Pisos	Viga 1	Extremo 1	6.52	1.44
		Extremo 2	1.44	6.52
	Viga 2	Extremo 1	6.16	1.8
		Extremo 2	1.8	6.16

- Cortante Actuante.

Estas cortantes fueron provenientes mediante la utilización del software Etabs, el cual es el efecto de la acción de las cargas gravitacionales que actúan en la viga.

### Sistema de 3 Pisos

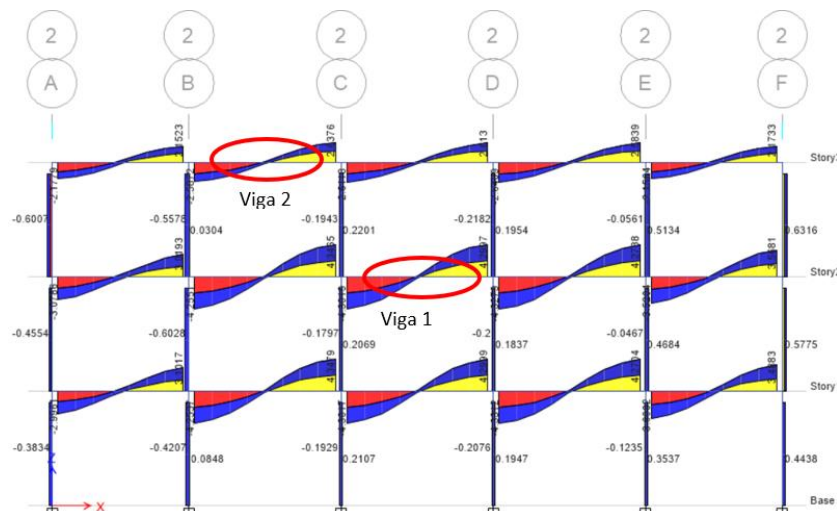


Ilustración 143. Localización de las cortantes actuantes máximas en las vigas OMF en el sistema de 3 pisos

### Sistema de 6 Pisos

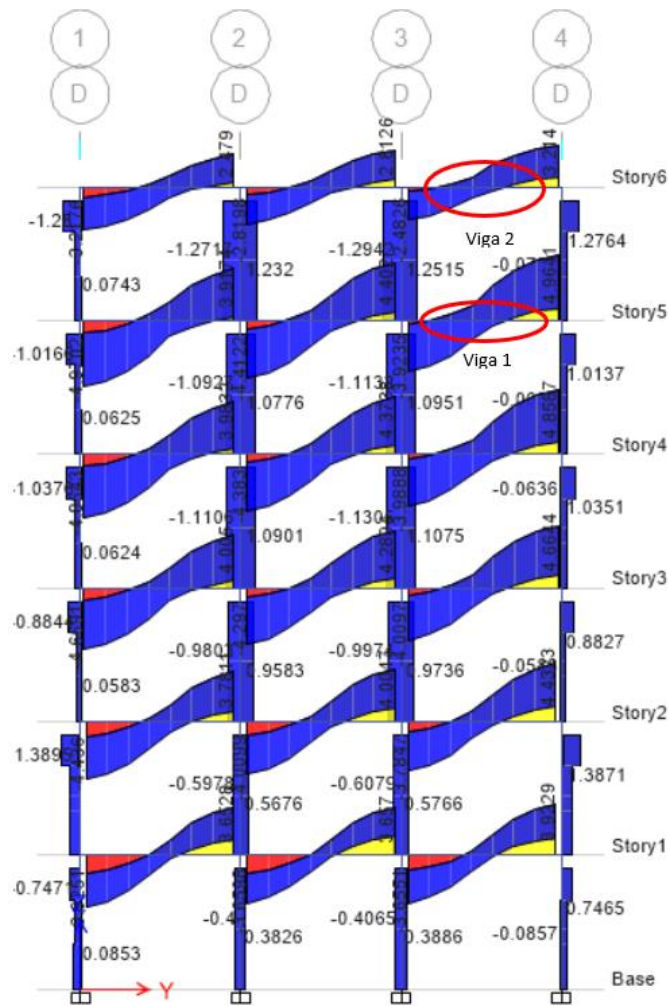


Ilustración 144. Localización de las cortantes actuantes máximas en las vigas OMF en el sistema de 6 pisos

Fuente: Etabs

Tabla 169. Cortantes actuantes en las vigas OMF

Sistema	Elemento	Cortante Actuante (Ton)
Sistema 3 Pisos	Viga 1	4.30
	Viga 2	2.64
Sistema 6 Pisos	Viga 1	4.96
	Viga 2	3.24

Fuente: Elaboración Propia

- Corte de diseño.

Tabla 170. Cortantes de diseño en las vigas OMF

Sistema	Elemento	Cortante de Diseño (Ton)
Sistema 3 Pisos	Viga 1	5.627
	Viga 2	3.921
Sistema 6 Pisos	Viga 1	6.521
	Viga 2	6.163

Fuente: Elaboración Propia

- Definición de la resistencia por corte del concreto.

Tabla 171. Condición A - Relación entre la cortante inducida por el sismo y la cortante de diseño en las vigas OMF

Sistema	Elemento	$V_p / V_{diseño}$	$R_a$
Sistema 3 Pisos	Viga 1	0.454	1
	Viga 2	0.435	1
Sistema 6 Pisos	Viga 1	0.454	1
	Viga 2	0.435	1

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 172. Condición Caso B para la revisión la resistencia por corte del concreto

Sistema	Elemento	Fuerza Axial Mayorada	Área Bruta	Relación Pc	Condición de Análisis
		$Pu_{comp}$	Ag (cm <sup>2</sup> )	Pc (Ton)	Rb
Sistema 3 Pisos	Viga 1	0	750	10.5	Cumple
	Viga 2	0	750	10.5	Cumple
Sistema 6 Pisos	Viga 1	0	750	10.5	Cumple
	Viga 2	0	750	10.5	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 173. Condición de aplicación o depreciación de la resistencia del concreto en las vigas OMF

Sistema	Elemento	Condición	Resistencia del concreto $V_c$ (ton)
Sistema 3 Pisos	Viga 1	Aplica $V_c$	5.765
	Viga 2	Aplica $V_c$	5.765
Sistema 6 Pisos	Viga 1	Aplica $V_c$	5.765
	Viga 2	Aplica $V_c$	5.765

Fuente: Elaboración Propia

- Definición y separación máxima de estribos por demanda (zona de confinamiento).

Tabla 174. Disposición del acero transversal en la zona de confinamiento en las vigas OMF

Sistema	Elemento	Posición	Demanda por Corte	Numero de ramas	Diámetro de barra	Área transversal de la barra	Separación máxima Requerida
			$V_s$	$N_{ramas}$	mm	cm <sup>2</sup>	cm
Sistema 3 Pisos	Viga 1	Extremo 1	1.74	2	10	0.785	98.68
		Extremo 2	1.74	2	10	0.785	98.68
	Viga 2	Extremo 1	0.54	2	10	0.785	98.68
		Extremo 2	0.54	2	10	0.785	98.68
Sistema 6 Pisos	Viga 1	Extremo 1	2.93	2	10	0.785	58.53
		Extremo 2	2.93	2	10	0.785	58.53
	Viga 2	Extremo 1	2.45	2	10	0.785	69.93
		Extremo 2	2.45	2	10	0.785	69.93

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 175. Espaciamiento definitivo del refuerzo transversal

Sistema	Elemento	Separación máxima $S_{max}$ (cm)	Separación definitiva $S_{def}$ (cm)	Longitud de confinamiento $L_{conf}$ (cm)
Sistema 3 Pisos	Viga 1	6.50	6.00	60 cm
	Viga 2	6.50	6.00	60 cm
Sistema 6 Pisos	Viga 1	6.50	6.00	60 cm
	Viga 2	6.50	6.00	60 cm

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 176. Disposición del acero transversal fuera de la zona de confinamiento en las vigas OMF

Sistema	Elemento	Disposición fuera de la zona de confinamiento Sin solapes (cm)	Disposición fuera de la zona de confinamiento Solapes (cm)
Sistema 3 Pisos	Viga 1	13.00	6.00
	Viga 2	13.00	6.00
Sistema 6 Pisos	Viga 1	13.00	6.00
	Viga 2	13.00	6.00

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.25 Diseño de columnas para pórtico ordinario a momento (OMF).

Debido a que los muros estructurales van a soportar casi toda la fuerza producida por la acción sísmica, por ende, no es necesario que las columnas sean dúctiles, por lo que se diseñaron estos elementos verticales con la idealización de Pórticos Ordinarios a Momento (OMF), para que solo soporten la carga gravitacional que actúa sobre ellos.

### 3.3.26 Dimensiones y recubrimiento para las columnas.

De acuerdo al reglamento del ACI 318-14, se escogió un recubrimiento tanto para la parte superior como inferior de 4 cm.

Tabla 177. Dimensiones y recubrimientos de las columnas (OMF)

Sistema	Ancho X	Ancho Y	Recubrimiento Inferior	Recubrimiento Superior	Recubrimiento libre general	Distancia Útil
	$b_1$ (cm)	$b_2$ (cm)	$r$ (cm)	$d'$ (cm)	$R_p$ (cm)	$d$ (cm)
Sistema 3 Pisos	30	30	4	4	26	26
Sistema 3 Pisos	30	30	4	4	26	26

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.27 Disposición del acero longitudinal.

Para el análisis de las columnas (OMF), primeramente, se dispone de un armado longitudinal el cual se revisará si cumple con sus solicitaciones, en caso de no cumplir se procede a cambiar de sección o aumentar la cantidad de refuerzo.

## Sistema de 3 Pisos y Sistema de 6 Pisos

$$A_{s1} := 3 \cdot A_{b\#12} = 3.393 \text{ cm}^2$$

Área de acero fila 1

$$A_{s2} := 2 \cdot A_{b\#12} = 2.262 \text{ cm}^2$$

Área de acero fila 2

$$A_{s3} := 3 \cdot A_{b\#12} = 3.393 \text{ cm}^2$$

Área de acero fila 3

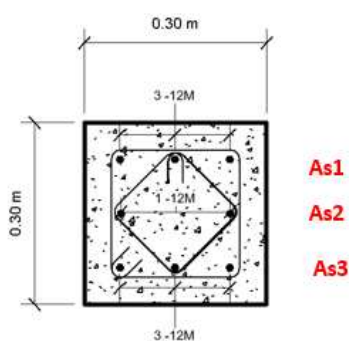


Ilustración 145. Armado de refuerzo de la columna (OMF) del sistema de 3 y 6 Pisos

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.28 Verificación de cuantía.

Tabla 178. Verificación del acero de refuerzo longitudinal

Sistema	Área de acero total	Área Bruta de la Sección	Porcentaje de acero de refuerzo	Verificación
	As (cm <sup>2</sup> )	Ag (cm <sup>2</sup> )	As/Ag (%)	
Sistema 3 Pisos	9.05	900	1.005	Cumple
Sistema 6 Pisos	9.05	900	1.005	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.29 Nodo de análisis.

#### Sistema de 3 Pisos

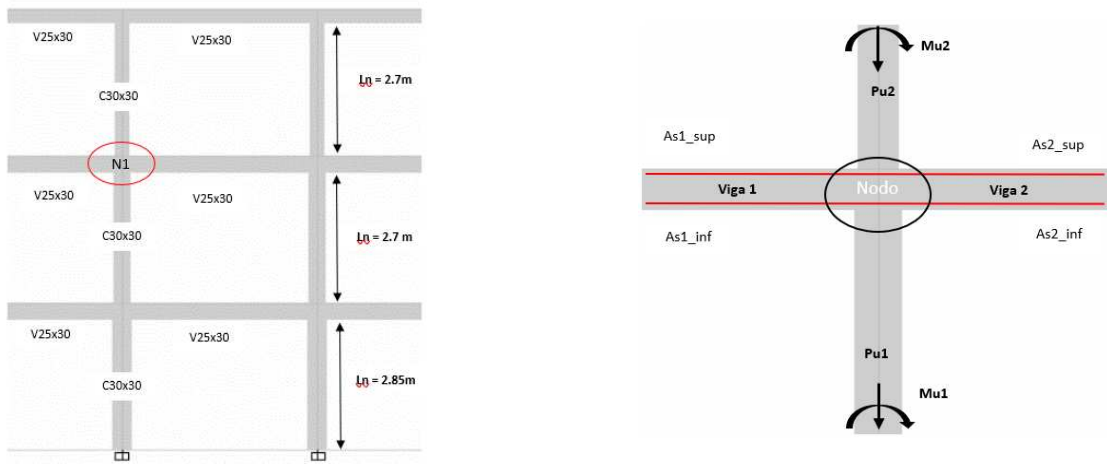


Ilustración 146. Nodo de análisis para el sistema OMF de 3 pisos

Fuente: Elaboración Propia

#### Sistema de 6 Pisos

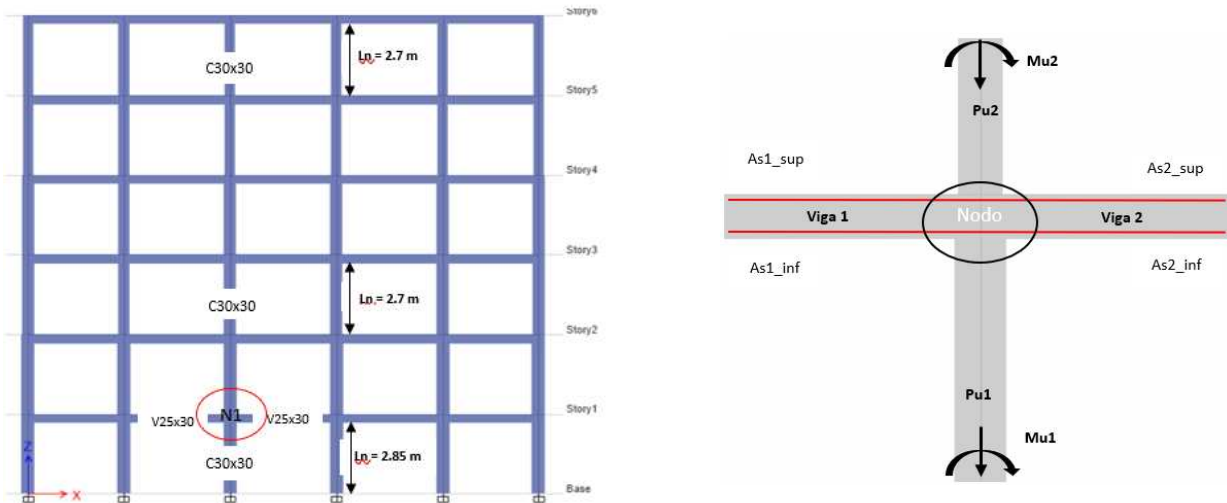


Ilustración 147. Nodo de análisis para el sistema OMF de 6 pisos

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 179. Acero de refuerzo de las vigas que actúan en el nodo de análisis

Sistema	Disposición	Viga 1	Viga 2
Sistema 3 Pisos	Acero Superior (cm <sup>2</sup> )	3.39	3.39
	Acero Inferior (cm <sup>2</sup> )	2.26	2.26
Sistema 6 Pisos	Acero Superior (cm <sup>2</sup> )	5.56	5.56
	Acero Inferior (cm <sup>2</sup> )	3.4	3.4

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.30 Solicitaciones actuantes provenientes del análisis ETABS.

Para el análisis de las columnas (OMF) se las revisara bajo las solicitaciones más desfavorables bajo las diferentes combinaciones de carga, es decir se tomará el valor en la columna donde exista mayor carga axial y en la columna donde tenga mayor momento flector, para combinar sus efectos y ver si la capacidad de la columna soporta la demanda actuante.

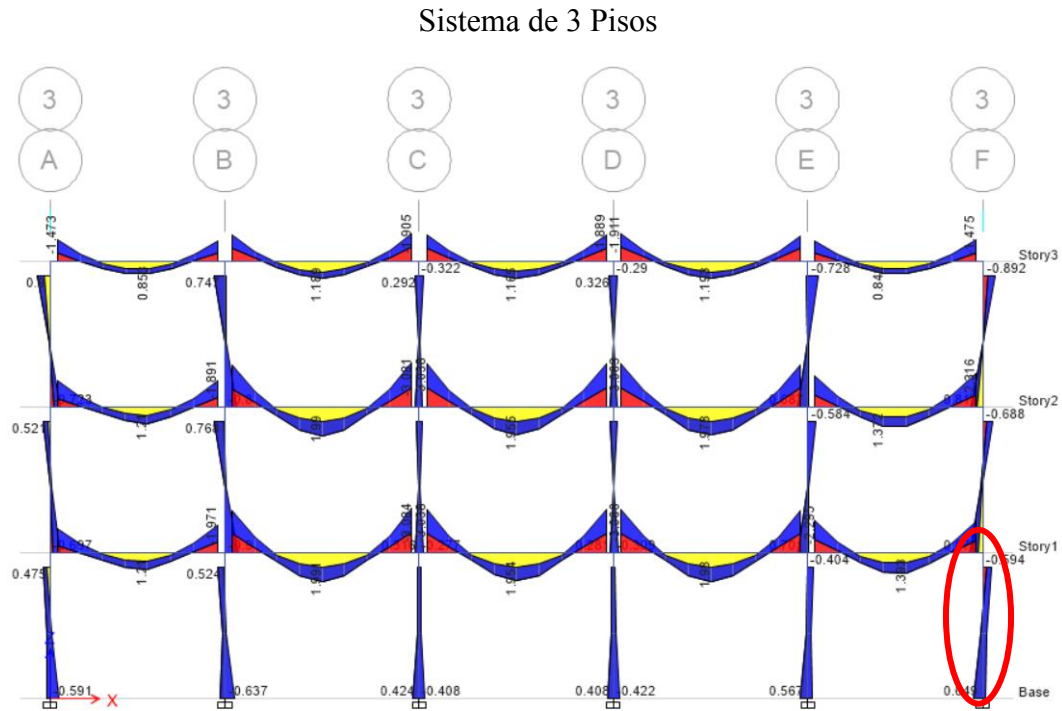


Ilustración 148. Momentos actuantes en el sistema de 3 pisos (ton x m)

Fuente: Etabs

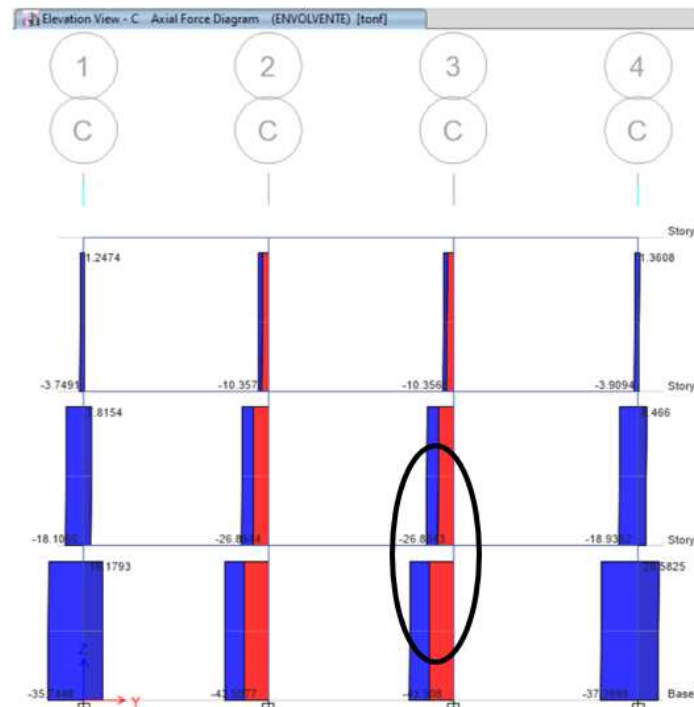


Ilustración 149. Axiales actuantes en el sistema de 3 pisos (ton)

Fuente: Etabs

## Sistema de 6 Pisos

Elevation View - F Axial Force Diagram (ENVOLVENTE) [tonf]

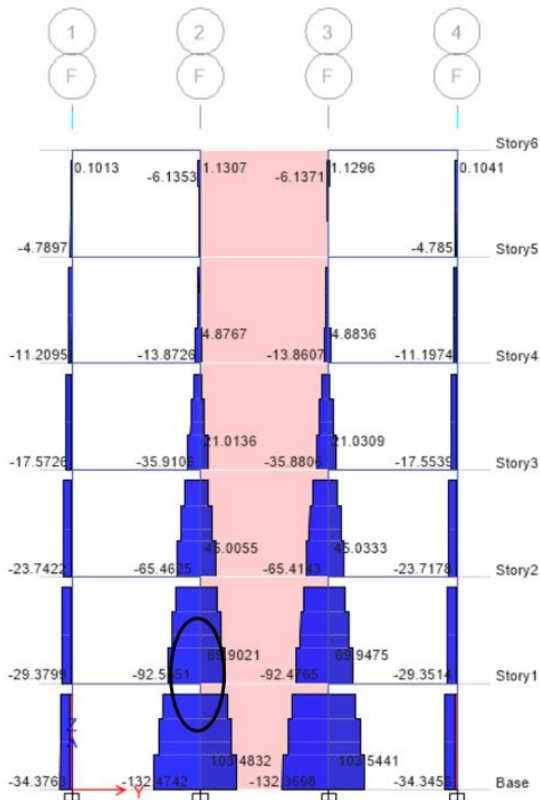


Figura 150. Axiales actuantes en el sistema de 6 pisos (ton)

Fuente: Etabs

Elevation View - B Moment 3-3 Diagram (ENVOLVENTE) [tonf-m]

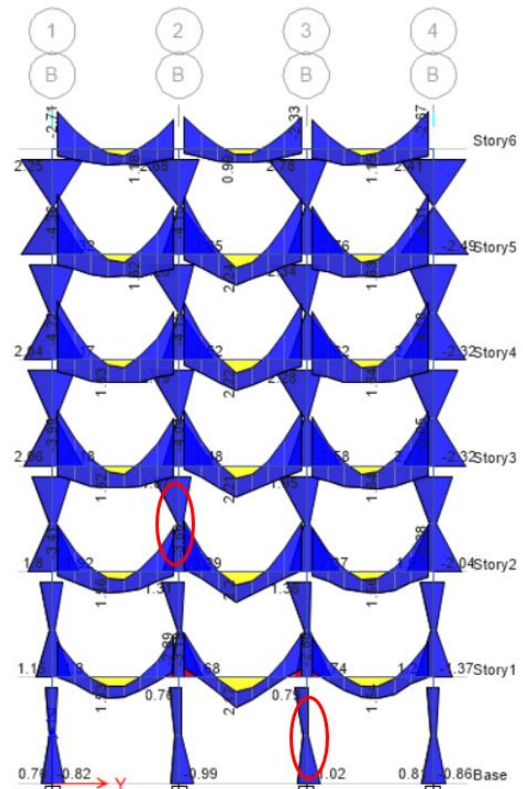


Figura 151. Momentos actuantes en el sistema de 6 pisos (ton x m)

Fuente: Etabs

Tabla 180. Solicitaciones máximas actuantes en el nodo de análisis

Sistema	Solicitaciones	Columna 1	Columna 2
Sistema 3 Pisos	Pu (Ton)	43.5	26.9
	Mu (Ton*m)	0.64	0.88
Sistema 6 Pisos	Pu (Ton)	132.5	92.5
	Mu (Ton*m)	1.02	1.74

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.31 Revisión a flexo-compresión (diagrama de interacción con método directo).

- Compresión pura.

Tabla 181. Análisis a compresión de las fuerzas internas de la columna OMF

Sistema	Fs1 (Ton)	Fs2 (Ton)	Fs3 (Ton)	Compresión en el concreto Cc (Ton)	Fuerza axial a compresión pura Po (Ton)	Posición del centroide plástico Ycp (cm)
Sistema 3 Pisos	14.25	9.5	14.25	212.05	250.05	15
Sistema 6 Pisos	14.25	9.5	14.25	212.05	250.05	15

Fuente: Elaboración Propia

- Tracción pura.

Tabla 182. Análisis a compresión de las fuerzas internas de la columna OMF

Sistema	Tas1 (Ton)	Tas2 (Ton)	Tas3 (Ton)	Axial a Tracción pura To (Ton)
Sistema 3 Pisos	-14.25	-9.5	-14.25	-38.00
Sistema 6 Pisos	-14.25	-9.5	-14.25	-38.00

Fuente: Elaboración Propia

- Valores de profundidad del eje neutro para el análisis.

Tabla 183. Profundidad del eje neutro en la sección de la columna OMF

Sistema	C1 (cm)	Comp. Sección	C2 (cm)	Comp. Sección	C3 (cm)	Comp. Sección	C4 = Cb (cm)	Comp. Sección	C5 (cm)	Comp. Sección	C6 (cm)	Comp. Sección
Sistema 3 Pisos	26.25	Compresión	22.5	Compresión	18.75	Compresión	15.6	Compresión	11.25	Transición	7.5	Tracción
Sistema 6 Pisos	26.25	Compresión	22.5	Compresión	18.75	Compresión	15.6	Compresión	11.25	Transición	7.5	Tracción

Fuente: Elaboración Propia

- Momento y Fuerza Axial resistente bajo diferentes profundidades del eje neutro.

Tabla 184. Momento y Fuerza Axial resistente bajo diferentes profundidades del eje neutro para las columnas OMF

Sistema	Resistencia	Profundidad del Eje Neutro					
		C1	C2	C3	C4 = Cb	C5	C6
Sistema 3 Pisos	Momento (Ton x m)	7.67	9.36	10.5	11.1	10.06	8.04
	Fuerza Axial (Ton)	180	152.3	122.63	95.22	63.05	31.74
Sistema 6 Pisos	Momento (Ton x m)	7.67	9.36	10.5	11.1	10.06	8.04
	Fuerza Axial (Ton)	180	152.3	122.63	95.22	63.05	31.74

Fuente: Elaboración Propia

La fuerza balanceada se encuentra en el eje neutro C4, es decir, la fuerza toma el valor de  $P4 = Pb$ .

- Diagrama de interacción de una columna a flexo-compresión uniaxial.

### Sistema de 3 Pisos

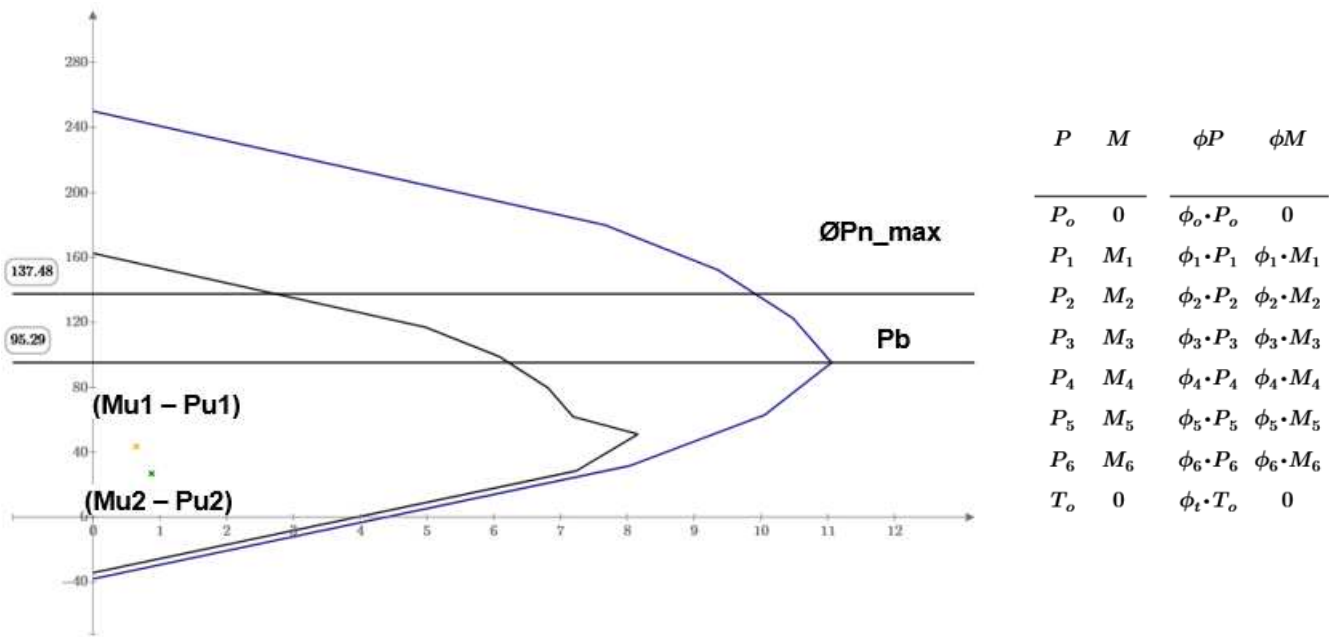


Ilustración 152. Diagrama de interacción de una columna a flexo-compresión uniaxial para la columna OMF del sistema de 3 pisos

Fuente: Elaboración Propia

### Sistema de 6 Pisos

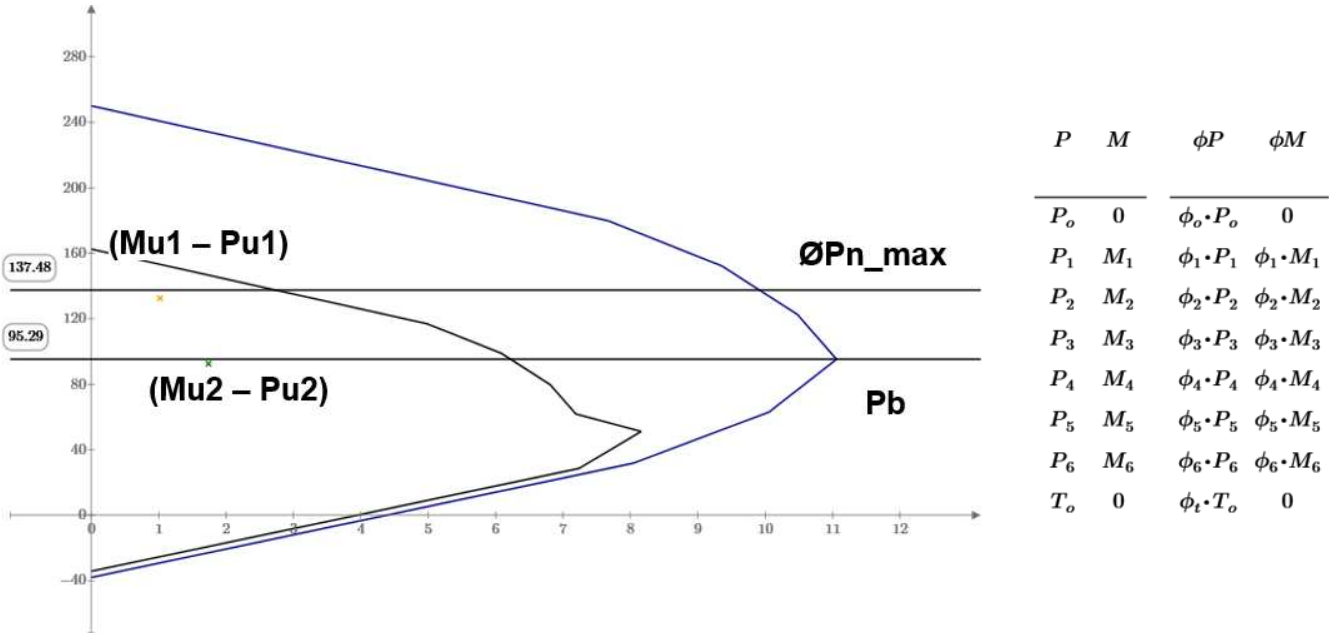


Ilustración 153. Diagrama de interacción de una columna a flexo-compresión uniaxial para la columna OMF del sistema de 6 pisos

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.32 Momento máximo probable.

Tabla 185. Momento máximo probable en el nodo ara el análisis de las columnas OFM

Sistema	Caso A			Caso B		
	M Max probable Viga 1	M Max probable Viga 2	SUM	M Max probable Viga 1	M Max probable Viga 2	SUM
	Mprb1 (Ton*m)	Mprb2 (Ton*m)	SMprb (Ton*m)	Mprb1 (Ton*m)	Mprb2 (Ton*m)	SMprb (Ton*m)
Sistema 3 Pisos	4.36	2.97	7.33	2.97	4.36	7.32
Sistema 6 Pisos	6.87	4.37	11.25	4.37	6.87	11.25

Fuente: Elaboración Propia

Se determina la sumatoria más crítica de momentos máximos probables en vigas que concurren en el nodo:

Tabla 186. Sumatoria crítica de momento máximo probable en el nodo ara el análisis de las columnas OFM

Sistema	Sumatoria más crítica
	SMprb (Ton*m)
Sistema 3 Pisos	7.32
Sistema 6 Pisos	11.25

Fuente: Elaboración Propia

- Revisión a cortante en las columnas OFM.

#### Sistema de 3 Pisos

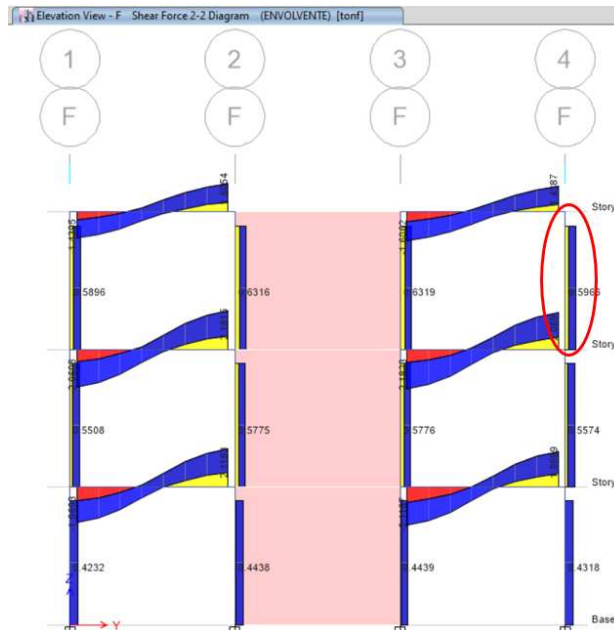


Ilustración 154. Cortante resultante de la envolvente de carga en la columna OFM del sistema de 3 pisos

Fuente: Etabs

## Sistema de 6 Pisos

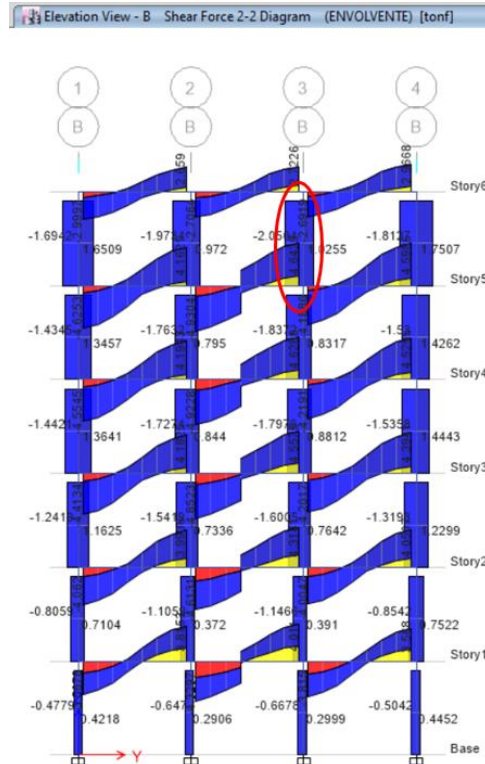


Ilustración 155. Cortante resultante de la envolvente de carga en la columna OMF del sistema de 6 pisos  
Fuente: Etabs

Tabla 187. Cortante de diseño para las columnas OMF

Sistema	Cortante por capacidad	Corte de análisis	Corte de diseño
	$V_e$ (Ton)	$V_u$ (Ton)	$V_{diseño}$ (Ton)
Sistema 3 Pisos	2.46	0.63	2.46
Sistema 6 Pisos	3.77	2.05	3.77

Fuente: Elaboración Propia

### 3.3.33 Acero transversal de refuerzo.

- Resistencia por corte del concreto.

Tabla 188. Resistencia del concreto de las columnas OFM

Sistema	Condición A	Condición B	Condición Final	Resistencia del concreto
				$V_c$ (Ton)
Sistema 3 Pisos	0	1	1	6.92
Sistema 6 Pisos	0	1	1	6.92

Fuente: Elaboración Propia

- Definición del refuerzo transversal.

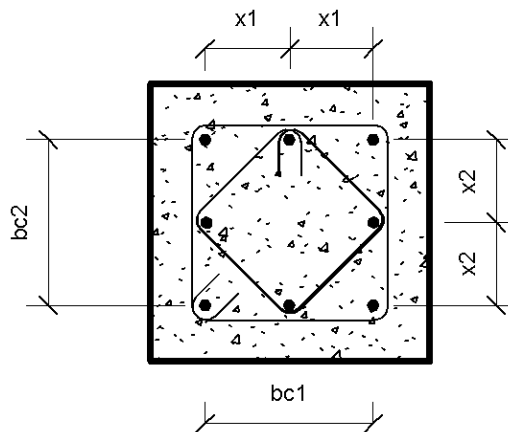


Ilustración 156. Representación del refuerzo transversal de las columnas OMF  
Fuente: Elaboración Propia

Donde:

- $bc1$  = Ancho confinado en dirección X (centro a centro de ramas externas).
- $bc2$  = Ancho confinado en dirección Y (centro a centro de ramas externas).
- $X1$  = Separación de barras en X.
- $X2$  = Separación de barras en Y.

- Área de acero transversal en ambas direcciones.

Tabla 189. Acero de refuerzo transversal colocado en ambas direcciones en las columnas OMF

Elemento	Diámetro del estribo Sentido X - Sentido Y		N de estribos cerrados en ambas direcciones	Área Total
	Mm	A (cm <sup>2</sup> )		cm <sup>2</sup>
Sistema 3 Pisos	10	0.785	2	3.142
Sistema 6 Pisos	10	0.785	2	3.142

Fuente: Elaboración Propia

- Definición de la separación máxima no confinada entre ramas de estribo.

Tabla 190. Verificación de la separación máxima no confinada en las columnas OMF

Sistema	Separación máxima no confinada		Separación máxima	Condición
	$X_i_x$ (cm)	$X_i_y$ (cm)	$h_x$ (cm)	
Sistema 3 Pisos	13.2	13.2	13.2	Cumple
Sistema 6 Pisos	13.2	13.2	13.2	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

- Zona de confinamiento.

Tabla 191. Separación del refuerzo transversal en las columnas OMF

Sistema	Separación requerida por corte		Separación máxima Normativa	Separación definitiva
	Vs (Ton)	Sreq (cm)	S max (cm)	S def (cm)
Sistema 3 Pisos	0	0	7	7
Sistema 6 Pisos	0	0	7	7

Fuente: Elaboración Propia

- Longitud de confinamiento.

Tabla 192. Longitud de confinamiento en las columnas OMF

Sistema	Longitud de confinamiento mínimo	Longitud a utilizar
	Lo (cm)	L f (cm)
Sistema 3 Pisos	45	50
Sistema 6 Pisos	45	50

Fuente: Elaboración Propia

- Zona central de la columna

Tabla 193. Separación de estribos para zona con y sin solape del refuerzo transversal para las columnas OMF

Sistema	Separación de estribos Sin solape del acero longitudinal		Separación de estribos Con solape del acero longitudinal	
	S_max (cm)	S_def (cm)	S_max (cm)	S_def (cm)
Sistema 3 Pisos	7	7	7	7
Sistema 6 Pisos	7	7	7	7

Fuente: Elaboración Propia

- Acero de confinamiento requerido en ambas direcciones.

El refuerzo de confinamiento garantiza que no se dé el descascaramiento del recubrimiento exterior de concreto, el cual resulta en pérdida de la resistencia a carga axial de la columna.

Tabla 194. Tabla. Refuerzo transversal para columnas

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

Fuente: Tabla 18.7.5.4 del ACI 318-14

Acero de confinamiento requerido Dirección X – Y:

$$A_{sh\_1} = \left( 0.3 \cdot \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot s_{max} \cdot b_{ci}$$

$$A_{sh\_2} = 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot s_{max} \cdot b_{ci}$$

Área del núcleo confinado:

$$A_{ch} = b_{c1} \cdot b_{c2}$$

Para el análisis del acero de confinamiento requerido, se determina a partir del mayor valor entre las dos relaciones definidas.

Tabla 195. Acero de confinamiento requerido en ambas direcciones en las columnas OFM

Sistema	Acero de confinamiento requerido X			Acero de confinamiento requerido Y		
	Ash_1 (cm <sup>2</sup> )	Ash_2 (cm <sup>2</sup> )	Ash_req (cm <sup>2</sup> )	Ash_1 (cm <sup>2</sup> )	Ash_2 (cm <sup>2</sup> )	Ash_req (cm <sup>2</sup> )
Sistema 3 Pisos	3.06	0.88	3.06	3.06	0.88	3.06
Sistema 6 Pisos	3.06	0.88	3.06	3.06	0.88	3.06

Fuente: Elaboración Propia

- Acero de confinamiento colocado.

Tabla 196. Verificación del acero transversal de confinamiento colocado en las columnas OMF

Elemento	Acero de confinamiento colocado		Verificación
	Eje X	Eje Y	
	Ash_1 (cm <sup>2</sup> )	Ash_2 (cm <sup>2</sup> )	
Sistema 3 Pisos	3.14	3.14	Cumple
Sistema 6 Pisos	3.14	3.14	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

#### 4 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

- *Rubros significativos*
- Acero de refuerzo (kg)

<b>Item:</b>	1.1
<b>Descripción.:</b>	Acero de Refuerzo
<b>Unidad:</b>	kg

<b>COSTOS DIRECTOS</b>
------------------------

<b>Equipo y herramienta</b>						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0,01	1,11%
Subtotal de Equipo:					0,01	1,11%

<b>Materiales</b>						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
Alambre galvanizado No, 18	kg	0,0600	2,54		0,15	11,65%
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	1,05000	0,81		0,85	64,99%
Subtotal de Materiales:					1,00	76,64%

<b>Transporte</b>						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
					0,00	0,00%
Subtotal de Transporte:					0,00	0,00%

<b>Mano de Obra</b>						
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
Peón (ESTRUCT. OCUP. E2)	1,00	3,62	0,04000	0,14	11,06%	
Fierrero (ESTRUC. OCUP. D2)	1,00	3,66	0,04000	0,15	11,19%	
Subtotal de Mano de Obra:					0,29	22,25%

Costo Directo Total: 1,31

<b>COSTOS INDIRECTOS</b>
--------------------------

20 % 0,26

<b>Precio Unitario Total .....</b>	<b>1,57</b>
------------------------------------	-------------

- Hormigón (m3)

<b>Item:</b>	1.2
<b>Descripción.:</b>	Hormigón f'c = 280kg/cm2
<b>Unidad:</b>	M3

**COSTOS DIRECTOS**

**Equipo y herramienta**

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			2.74	1.29%
Concretera de 1 saco	Hora	1.00000	4.48	1.00000	4.48	2.11%
Vibrador de hormigon a gasolina	Hora	1.00000	4.06	1.00000	4.06	1.92%
Subtotal de Equipo:					11.28	5.32%

**Materiales**

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
Agua en obra	m3	0.18000	0.85		0.15	0.07%
Cemento Fuerte Tipo GU	saco	8.25000	7.68		63.36	29.90%
Aditivo para hormigón	kg	0.08000	22.60		1.81	0.85%
Arena fina	m3	0.65000	13.50		8.78	4.14%
Material triturado 3/4" puesto en obra	m3	0.95000	18.00		17.10	8.07%
Estacas	u	2.67000	0.15		0.40	0.19%
Clavos	kg	0.96000	1.03		0.99	0.47%
Alfajía 7 x7 x 250	u	10.33000	3.00		30.99	14.62%
Pingos	m	11.81000	1.10		12.99	6.13%
Tablero contrachapado para encofrado 4x8	u	0.56000	16.00		8.96	4.23%
Aceite quemado	gl	0.62000	0.44		0.27	0.13%
Subtotal de Materiales:					145.80	68.80%

**Transporte**

Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
					0,00	0,00%
Subtotal de Transporte:					0,00	0,00%

**Mano de Obra**

Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%
Peón	12.00	3.62	1.00000	43.44	20.50%
Albañil	2.00	3.66	1.00000	7.32	3.45%
Carpintero	1.00	3.66	1.00000	3.66	1.73%
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	4.06	0.10000	0.41	0.19%
Subtotal de Mano de Obra:				54.83	25.87%

Costo Directo Total:

211.91

<b>COSTOS INDIRECTOS</b>
--------------------------

20 %

42.38

<b>Precio Unitario Total .....</b>	<b>254.29</b>
------------------------------------	---------------

- Mampostería (m2)

<b>Item:</b>	1.3
<b>Descripción.:</b>	Mampostería
<b>Unidad:</b>	M2

<b>COSTOS DIRECTOS</b>
------------------------

Equipo y herramienta						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Rendim.	Total	%
Herramienta manual y menor de construcción	%MO	5%MO			0.34	2.57%
Andamio	hora	1.16000	0.06		0.07	0.52%
Subtotal de Equipo:					0.41	3.10%

Materiales						
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio		Total	%
Cemento Saco 50kg.	u	0.12000	7.68		0.92	6.93%
Arena	m3	0.02000	13.50		0.27	2.03%
Agua	m3	0.01000	0.85		0.01	0.06%
Ladrillo	u	44.00000	0.25		4.84	41.41%
Subtotal de Materiales:					6.04	50.44%

Transporte						
Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa/U	Distancia	Total	%
					0,00	0,00%
Subtotal de Transporte:					0,00	0,00%

Mano de Obra						
Descripción	Número	S.R.H.	Rendim.	Total	%	
Peón	1.00	3.62	0.89000	3.22	24.24%	
Albañil	1.00	3.66	0.89000	3.26	24.51%	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1.00	4.06	0.08900	0.36	2.72%	
Subtotal de Mano de Obra:					6.84	51.46%

Costo Directo Total:

13.29

<b>COSTOS INDIRECTOS</b>
--------------------------

20 %

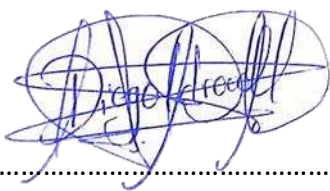
2.26

<b>Precio Unitario Total .....</b>	<b>15.55</b>
------------------------------------	--------------

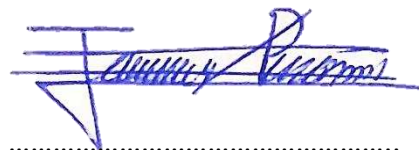
## AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL

**Diego Fernando Idrovo Ureña, Christian Javier Picón Yanque** portadores de la cédula de ciudadanía N° **0106186562, 0105323679**, respectivamente. En calidad de autores y titulares de los derechos patrimoniales del trabajo de titulación **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE TECNOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS; MAMPOSTERÍA CONFINADA, PÓRTICOS ESPECIALES DE HORMIGÓN ARMADO Y SISTEMA DUAL EN EDIFICIOS DE 3 Y 6 PISOS EN LA CIUDAD DE CUENCA”** de conformidad a lo establecido en el artículo 114 Código Orgánico de la Economía Social de los Conocimientos, Creatividad e Innovación, reconocemos a favor de la Universidad Católica de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos. Así mismo; autorizamos a la Universidad para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el Repositorio Institucional de conformidad a lo dispuesto en el artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 03 de marzo de 2022



F: .....  
Diego Fernando Idrovo Ureña  
0106186562



F: .....  
Christian Javier Picón Yanque  
0105323679