

**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

TEMA:

**Análisis comparativo estructural y económico entre dos sistemas
estructurales en edificios de hormigón armado de mediana altura
ubicados en zonas de alto peligro sísmico**

AUTOR:

Balda Fuentes, José Francisco

**Trabajo de titulación previo a la obtención del título de
INGENIERO CIVIL**

TUTOR:

Ing. Casal Rodríguez, Xavier Federico, MSc.

Guayaquil, Ecuador

28 de febrero de 2020



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo de titulación fue realizado en su totalidad por **Balda Fuentes, José Francisco**, como requerimiento para la obtención del título de **Ingeniero Civil**.

TUTOR

f. _____

Ing. Casal Rodríguez, Xavier Federico, MSc.

DIRECTORA DE LA CARRERA

f. _____

Ing. Alcívar Bastidas, Stefany Esther, MSc.

Guayaquil, a los 28 días del mes de febrero del año 2020



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Yo, **Balda Fuentes, José Francisco**

DECLARO QUE:

El Trabajo de Titulación, **Análisis comparativo estructural y económico entre dos sistemas estructurales en edificios de hormigón armado de mediana altura ubicados en zonas de alto peligro sísmico**, previo a la obtención del título de **Ingeniero Civil** ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

Guayaquil, a los 28 días del mes de febrero del año 2020

EL AUTOR

f. _____

Balda Fuentes, José Francisco



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, **Balda Fuentes, José Francisco**

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil a la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación, **Análisis comparativo estructural y económico entre dos sistemas estructurales en edificios de hormigón armado de mediana altura ubicados en zonas de alto peligro sísmico**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

Guayaquil, a los 28 días del mes de febrero del año 2020

EL AUTOR

f. _____

Balda Fuentes, José Francisco

REPORTE URKUND



Urkund Analysis Result

Analysed Document: Balda_José_FINAL.pdf (D64565587)
Submitted: 2/28/2020 3:58:00 AM
Submitted By: claglas@hotmail.com
Significance: 2 %

Sources included in the report:

DISEÑO Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO DE 20 PISOS SITUADO EN ZONA DE ALTO RIESGO SÍSMICO-ALFREDO BARRAGAN S..pdf (D47242669)
DCMDHA-C.docx (D36555190)
1580875352_624__TALLER_-_PROYECTO_INFORME_y_PLANOS.pdf (D63456722)
http://db.world-housing.net/pdf_view/111/
<https://curee.org/projects/neh-p-jv/publications/nistgcr11-917-11REV1.pdf>
<https://docplayer.es/92966806-Universidad-de-guayaquil-trabajo-de-titulacion-ingeniero-civil.html>
<https://www.slideshare.net/Luiscastillo192/morocho-fernando-disenoestructuraledificioconcreto>

Instances where selected sources appear:

AGRADECIMIENTO

Mi más profundo agradecimiento a mi madre, María Isabel. Siempre ha sido y será un apoyo fundamental en mi vida. Le agradezco por darme la oportunidad de estudiar en esta universidad y por inculcarme muchos principios y valores que me han formado para ser siempre una mejor persona. Es un ejemplo de vida para mí y para muchos porque ha dedicado toda su vida dar a sus hijos una educación apropiada y ha hecho todo lo posible para que no nos falte nada. Lo mejor de todo es que lo ha hecho sin quejas y con mucho amor, responsabilidad y perseverancia.

También le agradezco a Fredy, principalmente por tratar con mucho amor a mi madre. Además, desde que entró a mi familia nos ha tratado como a sus hijos y siempre ha tenido buenos consejos para encaminar de manera correcta mi vida.

A mi hermano, Gabriel y a mi cuñada, Shirley, por su apoyo y ánimos constantes a la distancia.

A mi enamorada, Anabella, por el amor y la paciencia que me ha demostrado en este proceso.

A mis amigos del colegio, por estar siempre en los momentos más duros y por hacer de mi vida más amena.

A mis amigos de la universidad, por la paciencia, el apoyo y las experiencias compartidas. Nunca los voy a olvidar.

Finalmente, a todos los profesores y, especialmente, al Ing. Xavier Casal por confiar en mí y guiarme en este trabajo de titulación.

DEDICATORIA

Dedico el logro de haber culminado esta etapa en mi vida principalmente a mi madre, María Isabel Fuentes, quien me ha enseñado y demostrado que, sin sacrificios, no hay éxitos. Eres lo más preciado de mi vida.

José Francisco Balda Fuentes



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. _____

ING. LILIA VALAREZO MORENO, MS.
DECANA DE LA FACULTAD

f. _____

ING. JOSÉ BARROS CABEZAS, MSc.
DOCENTE DEL ÁREA

f. _____

ING. CARLOS CHON DÍAZ, MSc.
OPONENTE

ÍNDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN.....	2
1.1. Generalidades	2
1.2. Antecedentes.....	2
1.3. Alcance.....	3
1.4. Objetivos	4
CAPÍTULO 1: PÓRTICOS ESPECIALES A MOMENTO	5
1.1. El uso de Pórticos especiales a momento	5
1.2. Categoría de Diseño Sísmico	6
1.3. Disposición y proporcionamiento de los pórticos	7
1.4. Factor de reducción de la fuerza sísmica (R).....	8
1.5. Principios de diseño del sistema de pórticos especiales a momento	8
1.5.1. Criterio de columna fuerte – viga débil	8
1.5.2. Detallamiento de vigas y columnas para obtener una respuesta dúctil a flexión.....	9
1.5.3. Modos de falla no dúctiles.....	10
1.5.4. Evitar la interacción entre componentes estructurales y no estructurales.....	13
1.6. Respuesta sísmica de pórticos especiales a momento.....	14
1.6.1. Mecanismo plástico de vigas.....	18
1.7. Fuerzas internas de diseño.....	19
1.7.1. Momentos flectores en vigas.....	19
1.7.2. Cortante en vigas	19
1.7.3. Momentos flectores en columnas.....	20
1.7.4. Cortante en columnas	22
1.7.5. Cortante en los nudos	24

1.8.	Capacidad de deformación y rotación.....	26
1.8.1.	Capacidad de rotación de vigas	26
1.8.2.	Capacidad de rotación de columnas	28
1.9.	Detallamiento de vigas según el ACI 318-14	30
1.9.1.	Refuerzo longitudinal en vigas	30
1.9.2.	Refuerzo a cortante en vigas.....	32
1.9.3.	Refuerzo longitudinal en columnas	34
1.9.4.	Refuerzo transversal en columnas	34
1.9.5.	Resistencia de los nudos	37
CAPÍTULO 2: MUROS ESPECIALES DE HORMIGÓN ARMADO		39
2.1.	Definición y tipo de muros.....	39
2.2.	Muros estructurales especiales en edificios	39
2.3.	Secciones transversales típicas.....	40
2.4.	Ubicación de muros en planta	41
2.5.	Comportamiento de los muros de corte	42
2.6.	Interacción de muros de corte y pórticos	42
2.7.	Consideraciones generales en el uso de muros de corte.....	44
2.8.	Configuración típica de los refuerzos	45
2.9.	Resistencia a la flexión y carga axial	45
2.9.1.	Elementos de borde	47
2.10.	Resistencia contra fuerza cortante	48
2.11.	Requerimientos del ACI 318-14.....	49
CAPÍTULO 3: ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO CON PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO.....		53
3.1.	Modelo Estructural.....	53

3.1.1.	Materiales	54
3.1.2.	Hipótesis del modelo	54
3.1.3.	Descripción de la estructura	55
3.1.4.	Secciones transversales de vigas	55
3.1.5.	Secciones transversales de columnas	58
3.1.6.	Distribución de viguetas o nervios en la planta.....	62
3.2.	Estados de carga y combinaciones	62
3.2.1.	Carga muerta (CM)	62
3.2.2.	Carga muerta sobrepuesta (CMS).....	63
3.2.3.	Carga viva (CV) y sus casos	64
3.2.4.	Carga viva de Cubierta (CVC).....	69
3.2.5.	Cargas sísmicas (Ex, Ey)	69
3.2.6.	Combinaciones de carga.....	71
3.3.	Análisis estructural	73
3.3.1.	Revisión del comportamiento global de la estructura	73
3.3.1.1.	Regularidad de la configuración en planta y elevación.....	73
3.3.1.1.1.	Factor de regularidad en planta	73
3.3.1.1.2.	Factor de regularidad en elevación.....	75
3.3.1.2.	Corrección del cortante basal dinámico	77
3.3.1.3.	Períodos y modos de vibración	78
3.3.1.4.	Deformaciones verticales.....	78
3.3.1.5.	Derivas inelásticas de entrepiso.....	80
3.3.1.6.	Desplazamientos laterales por piso	82
3.3.2.	Fuerzas internas en vigas	84
3.5.	Diseño y revisión de columnas	96

3.6.	Revisión de criterio de Columna fuerte – Viga débil.....	103
3.7.	Revisión de criterio de demanda – capacidad de nudos.....	104
3.8.	Cantidades parciales y totales de hormigón y de acero.....	105
3.9.	Costos totales de hormigón y acero.....	105
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO CON MUROS Y PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO.....		107
4.1.	Modelo Estructural.....	107
4.1.1.	Materiales.....	108
4.1.2.	Hipótesis del modelo.....	108
4.1.3.	Descripción de la estructura.....	109
4.1.4.	Secciones transversales de vigas.....	109
4.1.5.	Secciones transversales de columnas.....	112
4.1.6.	Secciones transversales de muros.....	113
4.1.7.	Distribución de viguetas o nervios en la planta.....	114
4.2.	Estados de carga y combinaciones.....	115
4.2.1.	Carga muerta (CM).....	115
4.2.2.	Carga muerta sobrepuesta (CMS).....	115
4.2.3.	Carga viva (CV) y sus casos.....	116
4.2.4.	Carga viva de Cubierta (CVC).....	121
4.2.5.	Cargas sísmicas (Ex, Ey).....	121
4.2.6.	Combinaciones de carga.....	123
4.3.	Análisis estructural.....	125
4.3.1.	Revisión del comportamiento global de la estructura.....	125
4.3.1.1.	Regularidad de la configuración en planta y elevación.....	125
4.3.1.1.1.	Factor de regularidad en planta.....	125

4.3.1.1.2.	Factor de regularidad en elevación.....	127
4.3.1.2.	Corrección del cortante basal dinámico	129
4.3.1.3.	Períodos y modos de vibración	130
4.3.1.4.	Deformaciones verticales.....	130
4.3.1.5.	Derivas inelásticas de entrepiso.....	132
4.3.1.6.	Desplazamientos laterales por piso	135
4.3.2.	Fuerzas internas en vigas	136
4.4.	Diseño de secciones transversales de vigas más críticas.....	144
4.5.	Diseño y revisión de columnas	148
4.6.	Revisión de criterio de Columna fuerte – Viga débil.....	153
4.7.	Revisión de criterio de demanda – capacidad de nudos	154
4.8.	Diseño y revisión de muros.....	155
4.9.	Cantidades parciales y totales de hormigón y acero	171
4.10.	Costos totales de hormigón y acero	172
CAPÍTULO 5: COMPARACIÓN ENTRE SISTEMAS ESTRUCTURALES		173
5.1.	Aspectos estructurales	173
5.1.1.	Períodos fundamentales de vibración y masas participativas modales.....	173
5.1.2.	Derivas o distorsiones de entrepiso.....	174
5.1.3.	Desplazamientos laterales	174
5.1.4.	Fuerzas internas en vigas	176
5.1.5.	Fuerzas internas en columnas	177
5.2.	Aspecto económico	184
CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		186
6.1.	Conclusiones	186

6.2. Recomendaciones.....	187
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	188
ANEXOS	190

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1. Materiales utilizados en el análisis y diseño.	54
Tabla 3.2. Inercias efectivas o agrietadas de vigas y columnas.	54
Tabla 3.3. Secciones transversales de todas las columnas a excepción de las mostradas en la Tabla 3.4.	58
Tabla 3.4. Secciones transversales de columnas en la intersección de ejes E-4 y F-4.	59
Tabla 3.5. Desglose de componentes no estructurales con sus pesos.	63
Tabla 3.6. Combinaciones de carga para el análisis estructural.	72
Tabla 3.7. Revisión de irregularidad torsional por piso debido a fuerza sísmica E_x	74
Tabla 3.8. Revisión de irregularidad torsional por piso debido a fuerza sísmica E_y	74
Tabla 3.9. Revisión de pisos flexibles en la dirección X a partir del primer criterio propuesto por la NEC 2015 en párrafos anteriores.	75
Tabla 3.10. Revisión de pisos flexibles en la dirección Y a partir del primer criterio propuesto por la NEC 2015 en párrafos anteriores.	75
Tabla 3.11. Revisión de la distribución de masas entre los distintos pisos del edificio.	76
Tabla 3.12. Cortantes basales dinámicos (E_x , E_y) sin ajustar y peso sísmico (W) basado en la Figura 3.20.	77
Tabla 3.13. Cortantes basales dinámicos ajustados en función del cortante basal obtenido a partir de un análisis estático equivalente.	77
Tabla 3.14. Modos, períodos de vibración y porcentajes de masas participativas por cada modo. No se muestran los 36 modos de vibración.	78
Tabla 3.15. Revisión de deflexiones en vigas cargadoras por fuerzas gravitacionales.	80
Tabla 3.16. Revisión de derivas máximas inelásticas de entrepiso debido a la carga E_x	81
Tabla 3.17. Revisión de derivas máximas inelásticas de entrepiso debido a la carga E_y	81

Tabla 3.18. Cuantías de refuerzo longitudinal de las columnas del edificio.	96
<i>Tabla 3.19. Cantidades parciales y totales de hormigón y acero.</i>	<i>105</i>
<i>Tabla 3.20. Costos totales de hormigón y acero.</i>	<i>106</i>
Tabla 4.1. Materiales utilizados en el análisis y diseño.	108
Tabla 4.2. Inercias efectivas o agrietadas de vigas y columnas.	108
Tabla 4.3. Secciones transversales de las columnas.	112
Tabla 4.4. Secciones transversales de los muros.	113
Tabla 4.5. Desglose de componentes no estructurales con sus pesos.	115
Tabla 4.6. Combinaciones de carga para el análisis estructural.	124
Tabla 4.7. Revisión de irregularidad torsional por piso debido a fuerza sísmica Ex.	126
Tabla 4.8. Revisión de irregularidad torsional por piso debido a fuerza sísmica Ey.	126
Tabla 4.9. Revisión de pisos flexibles en la dirección X, a partir del primer criterio propuesto por la NEC 2015 en párrafos anteriores.	127
Tabla 4.10. Revisión de pisos flexibles en la dirección Y, a partir del primer criterio propuesto por la NEC 2015 en párrafos anteriores.	127
Tabla 4.11. Revisión de la distribución de masas entre los distintos pisos. ...	128
Tabla 4.12. Cortantes basales dinámicos (Ex, Ey) sin ajustar y peso sísmico (W) basado en la Figura 4.19.	129
Tabla 4.13. Cortantes basales dinámicos ajustados en función del cortante basal obtenido a partir de un análisis estático equivalente.	129
Tabla 4.14. Modos, períodos de vibración y porcentajes de masas participativas por cada modo. No se muestran los 36 modos de vibración.	130
Tabla 4.15. Revisión de deflexiones en vigas cargadoras por fuerzas gravitacionales.	132
Tabla 4.16. Revisión de derivas máximas inelásticas de entrepiso debido a la carga Ex.	133
Tabla 4.17. Revisión de derivas máximas inelásticas de entrepiso debido a la carga Ey.	134

Tabla 4.18. Cuantías de refuerzo longitudinal de las columnas del edificio. ..	148
Tabla 4.19. Cantidades parciales y totales de hormigón y acero.	171
Tabla 4.20. Costos totales de hormigón y acero.	172
Tabla 5.1. Comparación por piso de cortantes y momentos máximos en las vigas (fuerzas internas obtenidas a partir de la envolvente de combinaciones de carga).	176
Tabla 5.2. Comparación de los costos del hormigón.	184
Tabla 5.3. Comparación de los costos del acero de refuerzo.....	184
Tabla 5.4. Comparación de los costos totales de los sistemas estructurales.	184

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Correlación entre diferentes terminologías sísmicas de diferentes códigos de la construcción. (Comité ACI 318, 2015).	6
Figura 1.2. Provisiones de la norma ACI 318-14 sobre las dimensiones mínimas de longitudes de viga (a), límites y relaciones entre dimensiones de las secciones transversales de vigas (b) y columnas (c). (Moehle J. P., 2015).	7
Figura 1.3. Diferentes mecanismos de colapso que pueden existir en un edificio de pórticos. (Moehle J. P., 2015).	9
Figura 1.4. Falla por corte en columna corta de hormigón armado. No existe un confinamiento apropiado ni una correcta separación con los elementos no estructurales. (Faison, Comartin, & Elwood, n.d.).	11
Figura 1.5. Falla por carga axial elevada en una columna de hormigón armado. Se puede notar pérdida de recubrimiento y pandeo de varillas de acero longitudinal. Los estribos no fueron capaces de confinar satisfactoriamente el acero y el núcleo de hormigón. (Faison, Comartin, & Elwood, n.d.).	12
Figura 1.6. Falla a cortante por efecto de columna corta generado por la pared de ladrillos de mampostería. (Reza, 2012).	13
Figura 1.7. Edificio a escala de pórticos especiales a momento ensayado por el profesor Jack Moehle. (Moehle J. P., 2015).	14
Figura 1.8. La forma desplazada y las aceleraciones de piso en el instante del desplazamiento máximo del techo. (Moehle J. P., 2015).	15
Figura 1.9. Diferentes parámetros medidos en la base y el techo del edificio ensayado con respecto al tiempo. (Moehle J. P., 2015).	15
Figura 1.10. Las áreas marcadas en cuadrados blancos indican la plastificación y las áreas resaltas en negro indican el mecanismo de colapso. (Moehle J. P., 2015).	16
Figura 1.11. Mecanismos plásticos de diferentes pórticos diseñados para diferentes relaciones de resistencia entre columnas y vigas. En las ordenadas se encuentra el cortante basal resistente y en las abscisas hasta qué piso se extiende el mecanismo plástico. (Moehle J. P., 2015).	17

Figura 1.12. Mecanismos plásticos de viga para los casos de rótulas plásticas reversibles y no reversibles. (Moehle J. P., 2015).....	18
Figura 1.13. Diagrama de cuerpo libre de una viga que está sufriendo los momentos máximos probables en sus extremos por su deformación debido al desplazamiento lateral hacia la derecha de un pórtico. (Moehle J. P., 2015)...	19
Figura 1.14. Diagrama de cuerpo libre típico de un nudo viga - columna de un edificio de hormigón armado. (Moehle J. P., 2015).....	21
Figura 1.15. En la parte (a) se muestra la forma de calcular el cortante probable y en la (b) la manera de encontrar el momento probable. (Moehle J. P., 2015)	22
Figura 1.16. Cortantes calculados en el estudio llevado a cabo por Visnjic (2014) en la columna interior del pórtico de 10 pisos. Los cortantes son expresados como “esfuerzos cortantes”. (Moehle J. P., 2015).....	24
Figura 1.17. Análisis de las fuerzas actuando sobre el nudo. (Moehle J. P., 2015).	25
Figura 1.18. Gráficas de momento - rotación de diferentes secciones transversales de vigas de hormigón armado. (Moehle J. P., 2015).....	28
Figura 1.19. Deriva de capacidad de columnas en función de la carga axial y de la relación del refuerzo transversal provisto para el refuerzo requerido por el ACI 318-14. (Moehle J. P., 2015).	30
Figura 1.20. Requisitos de detalles de refuerzo a flexión según el ACI 318-14. (Moehle J. P., 2015).	31
Figura 1.21. Ubicación y espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento según ACI 318-14. (Moehle J. P., 2015).....	32
Figura 1.22. Zonas “ l_o ” y separaciones de estribos máximas en las diferentes posibles zonas en una columna de pórtico especial resistente a momento. (Moehle J. P., 2015).	35
Figura 1.23. Sección transversal típica de una columna que forma parte de un pórtico especial resistente a momento. (Moehle J. P., 2015).....	36
Figura 1.24. Requerimiento mínimo de refuerzo transversal de confinamiento en zonas críticas. (Comité ACI 318, 2015).	37

Figura 1.25. Resistencia nominal al corte de los nudos en función del confinamiento conferido por las vigas que se conectan al mismo. (Comité ACI 318, 2015).	37
Figura 1.26. Esquema de un nudo viga - columna. Se definen las dimensiones para calcular la resistencia nominal del nudo. (Comité ACI 318, 2015).	38
Figura 2.1. Distintas configuraciones de muros estructurales especiales. (Moehle, Ghodsi, Hooper, Fields, & Gedhada, 2012).	40
Figura 2.2. Secciones transversales típicas en la construcción de muros estructurales especiales. (Moehle, Ghodsi, Hooper, Fields, & Gedhada, 2012)	40
Figura 2.3. Representación de la interacción de un muro y pórtico.....	43
Figura 2.4. Incidencia en la distribución de cortante y momento de la rigidez de un pórtico interactuando con un muro (Wight, 2016).	44
Figura 2.5. Configuración de los refuerzos en muros especiales y nomenclatura de dimensiones (Moehle, Ghodsi, Hooper, Fields, & Gedhada, 2012).....	45
Figura 2.6. Distribución de deformaciones unitarias lineales en sección transversal de muro rectangular para análisis y diseño con diagrama de interacción (Wight, 2016).....	46
Figura 2.7. Nomenclatura del refuerzo longitudinal o vertical y transversal u horizontal (Wight, 2016).....	49
Figura 2.8. Formas de desarrollar el refuerzo horizontal del alma del muro en elementos de borde (Comité ACI 318, 2015).....	51
Figura 3.1. Modelo tridimensional del edificio con pórticos desarrollado en el programa ETABS 18.0.1.....	53
Figura 3.2. Vigas de planta baja (Nivel: +0.00 metros).	55
Figura 3.3. Vigas de los pisos 1 y 2 (Nivel: +3.40 y +6.80 metros).....	56
Figura 3.4. Vigas de los pisos 3 y 4 (Nivel: +10.20 y +13.60 metros).....	56
Figura 3.5. Vigas de los pisos 5 y 6 (Nivel: +17.00 y +20.40 metros).....	57
Figura 3.6. Vigas del piso 7: cubierta accesible (Nivel: +23.80 metros).	57
Figura 3.7. Vigas de apéndice de cubierta (Nivel: +27.20 metros).....	58

Figura 3.8. Alzado del pórtico del eje D. Se puede constatar lo indicado en la Tabla 3.3.	60
Figura 3.9. Alzado del pórtico del eje F. Se puede observar que las columnas del eje 4 son diferentes al resto; lo mismo ocurre en el pórtico del eje E.	61
Figura 3.10. Distribución de viguetas o nervios en la planta del piso 1. Se encuentran espaciadas cada 500 mm y se replican en todos los pisos.	62
Figura 3.11. Caso de carga CV: Carga viva.	65
Figura 3.12. Caso de carga CV1: Carga viva 1.	65
Figura 3.13. Caso de carga CV2: Carga viva 2.	66
Figura 3.14. Caso de carga CV3: Carga viva 3.	66
Figura 3.15. Caso de carga CV4: Carga viva 4.	67
Figura 3.16. Caso de carga CV5: Carga viva 5.	67
Figura 3.17. Caso de carga CV6: Carga viva 6.	68
Figura 3.18. Caso de carga CV7: Carga viva 7.	68
Figura 3.19. Espectro de respuesta de diseño en aceleraciones de un suelo típico de la ciudad de Guayaquil. La aceleración en la meseta es $S_a=0.24g$ hasta un $T\approx 1.65s$	70
Figura 3.20. Masa participativa para el análisis modal.	71
Figura 3.21. Derivas en extremos de un piso determinado bajo una carga sísmica determinada.	73
Figura 3.22. Deflexión máxima de viga del eje D entre ejes 3 y 5 (viga cargadora) en los pisos 1 y 2.	79
Figura 3.23. Deflexión máxima de viga del eje D entre ejes 3 y 5 (viga cargadora) en los pisos 3 y 4.	79
Figura 3.24. Deflexión máxima de viga del eje D entre ejes 3 y 5 (viga cargadora) en los pisos 5 y 6.	79
Figura 3.25. Deflexión máxima de viga del eje D entre ejes 3 y 5 (viga cargadora) en la cubierta accesible.	80
Figura 3.26. Distribución de derivas inelásticas por carga E_x	81
Figura 3.27. Distribución de derivas inelásticas por carga E_y	82

<i>Figura 3.28. Desplazamientos laterales del centro de masa de cada piso debido a las fuerzas sísmicas E_x y E_y.</i>	83
Figura 3.29. Diagrama de momentos M33 del piso 1 a partir de la envolvente de momentos.....	84
Figura 3.30. Diagrama de momentos M33 del piso 2 a partir de la envolvente de momentos.....	84
<i>Figura 3.31. Diagrama de momentos M33 del piso 3 a partir de la envolvente de momentos.....</i>	85
Figura 3.32. Diagrama de momentos M33 del piso 4 a partir de la envolvente de momentos.....	85
Figura 3.33. Diagrama de momentos M33 del piso 5 a partir de la envolvente de momentos.....	86
Figura 3.34. Diagrama de momentos M33 del piso 6 a partir de la envolvente de momentos.....	86
Figura 3.35. Diagrama de momentos M33 de la cubierta accesible a partir de la envolvente de momentos.....	87
Figura 3.36. Diagrama de momentos M33 del apéndice de cubierta a partir de la envolvente de momentos.....	87
Figura 3.37. Diagrama de cortante V22 del piso 1 a partir de la envolvente de cortantes.....	88
Figura 3.38. Diagrama de cortante V22 del piso 2 a partir de la envolvente de cortantes.....	88
Figura 3.39. Diagrama de cortante V22 del piso 3 a partir de la envolvente de cortantes.....	89
Figura 3.40. Diagrama de cortante V22 del piso 4 a partir de la envolvente de cortantes.....	89
Figura 3.41. Diagrama de cortante V22 del piso 5 a partir de la envolvente de cortantes.....	90
Figura 3.42. Diagrama de cortante V22 del piso 6 a partir de la envolvente de cortantes.....	90

Figura 3.43. Diagrama de cortante V22 de la cubierta accesible a partir de la envolvente de cortantes.....	91
Figura 3.44. Diagrama de cortante V22 del apéndice de cubierta a partir de la envolvente de cortantes.....	91
<i>Figura 3.45. Sección transversal de la viga más crítica del piso 1. Se puede apreciar 2 refuerzos longitudinales con diámetros de 10 mm a media altura. ..</i>	<i>92</i>
Figura 3.46. Sección transversal de la viga más crítica del piso 2. Se puede apreciar 2 refuerzos longitudinales con diámetros de 10 mm a media altura. ..	92
Figura 3.47. Sección transversal de la viga más crítica del piso 3. Se puede apreciar 2 refuerzos longitudinales con diámetros de 10 mm a media altura. ..	93
Figura 3.48. Sección transversal de la viga más crítica del piso 4. Se puede apreciar 2 refuerzos longitudinales con diámetros de 10 mm a media altura. ..	93
Figura 3.49. Sección transversal de la viga más crítica del piso 5. Se puede apreciar 2 refuerzos longitudinales con diámetros de 10 mm a media altura. ..	94
Figura 3.50. Sección transversal de la viga más crítica del piso 6. Se puede apreciar 2 refuerzos longitudinales con diámetros de 10 mm a media altura. ..	94
Figura 3.51. Sección transversal de la viga más crítica del piso de la cubierta accesible.	95
Figura 3.52. Sección transversal de la viga más crítica del apéndice de la cubierta.....	95
Figura 3.53. Sección transversal de columna de los pisos 1 y 2 de 600 mm x 600 mm. Se usaron estribos ϕ 10 mm separados cada 100 mm en los extremos y 150 mm a media altura de la columna.	97
Figura 3.54. Diagrama de interacción de columna de 600 mm x 600 mm.....	97
Figura 3.55. Sección transversal de columna de los pisos 3 y 4 de 550 mm x 550 mm. Se usaron estribos ϕ 10 mm separados cada 100 mm en los extremos y 150 mm a media altura de la columna.	98
Figura 3.56. Diagrama de interacción de columna de 550 mm x 550 mm.....	98
Figura 3.57. Sección transversal de columna del piso 5 de 500 mm x 500 mm. Se usaron estribos ϕ 10 mm separados cada 100 mm en los extremos y 150 mm a media altura de la columna.	99

Figura 3.58. Diagrama de interacción de columna de 500 mm x 500 mm.....	99
Figura 3.59. Sección transversal de columna del piso 6 de 450 mm x 450 mm. Se usaron estribos ϕ 10 mm separados cada 100 mm en los extremos y 150 mm a media altura de la columna.....	100
Figura 3.60. Diagrama de interacción de columna de 450 mm x 450 mm.....	100
Figura 3.61. Sección transversal de columna del piso de la cubierta accesible de 400 mm x 400 mm. Se usaron estribos ϕ 10 mm separados cada 100 mm en los extremos y 150 mm a media altura de la columna.....	101
Figura 3.62. Diagrama de interacción de columna de 400 mm x 400 mm.....	101
Figura 3.63. Sección transversal de columna del apéndice de cubierta de 350 mm x 350 mm. Se usaron estribos ϕ 10 mm separados cada 100 mm en los extremos y 150 mm a media altura de la columna.....	102
Figura 3.64. Diagrama de interacción de columna de 350 mm x 350 mm.....	102
Figura 3.65. Revisión del criterio de columna fuerte - viga débil del pórtico del eje 6 (dirección X).	103
Figura 3.66. Relaciones demanda - capacidad a corte de los nudos del pórtico del eje 6 (dirección X).....	104
Figura 4.1. Modelo tridimensional del edificio con pórticos y muros desarrollado en el programa ETABS 18.0.1.	107
Figura 4.2. Vigas de planta baja (Nivel: +0.00 metros).	109
Figura 4.3. Vigas de los pisos 1 y 2 (Nivel: +3.40 y +6.80 metros).....	110
Figura 4.4. Vigas de los pisos 3 y 4 (Nivel: +10.20 y +13.60 metros).....	110
Figura 4.5. Vigas de los pisos 5 y 6 (Nivel: +17.00 y +20.40 metros).....	111
Figura 4.6. Vigas del piso 7: cubierta accesible (Nivel: +23.80 metros).	111
Figura 4.7. Vigas de apéndice de cubierta (Nivel: +27.20 metros).....	112
<i>Figura 4.8. Etiquetas de muros para facilitar el uso de la Tabla 4.4.</i>	113
Figura 4.9. Distribución de viguetas o nervios en la planta del piso 1. Se encuentran espaciadas cada 500 mm y se replican en todos los pisos.	114
Figura 4.10. Caso de carga CV: Carga viva. Unidades: kN/m.....	117
Figura 4.11. Caso de carga CV1: Carga viva 1. Unidades: kN/m.....	117

Figura 4.12. Caso de carga CV2: Carga viva 2. Unidades: kN/m.....	118
Figura 4.13. Caso de carga CV3: Carga viva 3. Unidades: kN/m.....	118
Figura 4.14. Caso de carga CV4: Carga viva 4. Unidades: kN/m.....	119
Figura 4.15. Caso de carga CV5: Carga viva 5. Unidades: kN/m.....	119
Figura 4.16. Caso de carga CV6: Carga viva 6. Unidades: kN/m.....	120
Figura 4.17. Caso de carga CV7: Carga viva 7. Unidades: kN/m.....	120
Figura 4.18. Espectro de respuesta de diseño en aceleraciones de un suelo típico de la ciudad de Guayaquil. La aceleración espectral en la meseta es $S_a=0.24g$ hasta un $T\approx 1.65s$	122
Figura 4.19. Masa participativa para el análisis modal.....	123
Figura 4.20. Derivas en extremos de un piso determinado bajo una carga sísmica determinada.	125
Figura 4.21. Deflexión máxima de viga del eje C entre ejes 3 y 5 (viga cargadora) en los pisos 1 y 2. Viga de 300 mm x 500 mm.....	131
Figura 4.22. Deflexión máxima de viga del eje C entre ejes 3 y 5 (viga cargadora) en los pisos 3 y 4. Viga de 300 mm x 550 mm.....	131
Figura 4.23. Deflexión máxima de viga del eje C entre ejes 3 y 5 (viga cargadora) en los pisos 5 y 6. Viga de 300 mm x 500 mm.....	131
Figura 4.24. Deflexión máxima de viga del eje C entre ejes 3 y 5 (viga cargadora) en la cubierta accesible. Viga de 250 mm x 450 mm.	132
Figura 4.25. Distribución de derivas inelásticas por carga E_x	133
Figura 4.26. Distribución de derivas inelásticas por carga E_y	134
Figura 4.27. Desplazamientos laterales del centro de masa de cada piso debido a las fuerzas sísmicas E_x y E_y	135
Figura 4.28. Diagrama de momentos M33 del piso 1 a partir de la envolvente de momentos.....	136
Figura 4.29. Diagrama de momentos M33 del piso 2 a partir de la envolvente de momentos.....	136
Figura 4.30. Diagrama de momentos M33 del piso 3 a partir de la envolvente de momentos.....	137

Figura 4.31. Diagrama de momentos M33 del piso 4 a partir de la envolvente de momentos.....	137
Figura 4.32. Diagrama de momentos M33 del piso 5 a partir de la envolvente de momentos.....	138
Figura 4.33. Diagrama de momentos M33 del piso 6 a partir de la envolvente de momentos.....	138
Figura 4.34. Diagrama de momentos M33 de la cubierta accesible a partir de la envolvente de momentos.....	139
Figura 4.35. Diagrama de momentos M33 del apéndice de cubierta a partir de la envolvente de momentos.....	139
Figura 4.36. Diagrama de cortante V22 del piso 1 a partir de la envolvente de cortantes.....	140
<i>Figura 4.37. Diagrama de cortante V22 del piso 2 a partir de la envolvente de cortantes.....</i>	<i>140</i>
<i>Figura 4.38. Diagrama de cortante V22 del piso 3 a partir de la envolvente de cortantes.....</i>	<i>141</i>
<i>Figura 4.39. Diagrama de cortante V22 del piso 4 a partir de la envolvente de cortantes.....</i>	<i>142</i>
Figura 4.40. Diagrama de cortante V22 del piso 5 a partir de la envolvente de cortantes.....	142
Figura 4.41. Diagrama de cortante V22 del piso 6 a partir de la envolvente de cortantes.....	143
Figura 4.42. Diagrama de cortante V22 de la cubierta accesible a partir de la envolvente de cortantes.....	143
Figura 4.43. Diagrama de cortante V22 del apéndice de cubierta a partir de la envolvente de cortantes.....	144
Figura 4.44. Sección transversal de la viga más crítica del piso 1. Se pueden apreciar 2 refuerzos longitudinales con diámetros de 10 mm a media altura.	145
Figura 4.45. Sección transversal de la viga más crítica del piso 2. Se pueden apreciar 2 refuerzos longitudinales con diámetros de 10 mm a media altura.	145

Figura 4.46. Sección transversal de la viga más crítica de los pisos 3 y 4. Se pueden apreciar 2 refuerzos longitudinales con diámetros de 10 mm a media altura.	146
Figura 4.47. Sección transversal de la viga más crítica de los pisos 5 y 6. Se pueden apreciar 2 refuerzos longitudinales con diámetros de 10 mm a media altura.	146
Figura 4.48. Sección transversal de la viga más crítica del piso de la cubierta accesible.	147
Figura 4.49. Sección transversal de la viga más crítica del apéndice de cubierta.	147
Figura 4.50. Sección transversal de columna de los pisos 1 y 2 de 450 mm x 450 mm. Se usaron estribos $\phi 10$ mm separados cada 100 mm en los extremos y 150 mm a media altura de la columna.	149
Figura 4.51. Diagrama de interacción de la columna de 450 mm x 450 mm. .	149
Figura 4.52. Sección transversal de columna de los pisos 3 y 4 de 400 mm x 400 mm. Se usaron estribos $\phi 10$ mm separados cada 100 mm en los extremos y 150 mm a media altura de la columna.	150
Figura 4.53. Diagrama de interacción de la columna de 400 mm x 400 mm. .	150
Figura 4.54. Sección transversal de columna de los pisos 5 y 6 y cubierta accesible de 350 mm x 350 mm. Se usaron estribos $\phi 10$ mm separados cada 100 mm en los extremos y 150 mm a media altura de la columna.	151
Figura 4.55. Diagrama de interacción de la columna de 350 mm x 350 mm. .	151
Figura 4.56. Sección transversal de columna del apéndice de cubierta de 300 mm x 300 mm. Se usaron estribos $\phi 10$ mm separados cada 100 mm en los extremos y 150 mm a media altura de la columna.	152
Figura 4.57. Diagrama de interacción de la columna de 300 mm x 300 mm. .	152
Figura 4.58. Revisión del criterio de columna fuerte - viga débil del pórtico del eje 6 (dirección X).	153
Figura 4.59. Relaciones demanda - capacidad a corte de los nudos del pórtico del eje 6 (dirección X).	154

Figura 4.60. Muro de planta baja en dirección Y (dirección corta de la planta del edificio).....	156
Figura 4.61. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.60 alrededor del eje fuerte.	156
Figura 4.62. Muro de los pisos 1 y 2 en dirección Y (dirección corta de la planta del edificio).	157
Figura 4.63. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.62 alrededor del eje fuerte.	157
Figura 4.64. Muro de los pisos 3 y 4 en dirección Y (dirección corta de la planta del edificio).	158
Figura 4.65. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.64 alrededor del eje fuerte.	158
Figura 4.66. Muro de los pisos 5 y 6 en dirección Y (dirección corta de la planta del edificio).	159
Figura 4.67. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.66 alrededor del eje fuerte.	159
Figura 4.68. Muro de piso de cubierta accesible en dirección Y (dirección corta de la planta del edificio).	160
Figura 4.69. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.68 alrededor del eje fuerte.	160
Figura 4.70. Muro de planta baja en dirección X (dirección larga de la planta del edificio).....	161
Figura 4.71. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.70 alrededor del eje fuerte.	161
Figura 4.72. Muro de los pisos 1 y 2 en dirección X (dirección larga de la planta del edificio).	162
Figura 4.73. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.72 alrededor del eje fuerte.	162
Figura 4.74. Muro de los pisos 3 y 4 en dirección X (dirección larga de la planta del edificio).	163

Figura 4.75. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.74 alrededor del eje fuerte.	163
Figura 4.76. Muro de los pisos 5 y 6 en dirección X (dirección larga de la planta del edificio).	164
Figura 4.77. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.76 alrededor del eje fuerte.	164
Figura 4.78. Muro de piso de cubierta accesible en dirección X (dirección larga de la planta del edificio).	165
Figura 4.79. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.78 alrededor del eje fuerte.	165
Figura 4.80. Muro de planta baja en dirección X (dirección larga de la planta del edificio).	166
Figura 4.81. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.80 alrededor del eje fuerte.	166
Figura 4.82. Muro de los pisos 1 y 2 en dirección X (dirección larga de la planta del edificio).	167
Figura 4.83. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.82 alrededor del eje fuerte.	167
Figura 4.84. Muro de los pisos 3 y 4 en dirección X (dirección larga de la planta del edificio).	168
Figura 4.85. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.84 alrededor del eje fuerte.	168
Figura 4.86. Muro de los pisos 5 y 6 en dirección X (dirección larga de la planta del edificio).	169
Figura 4.87. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.86 alrededor del eje fuerte.	169
Figura 4.88. Muro de los pisos 5 y 6 en dirección X (dirección larga de la planta del edificio).	170
Figura 4.89. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.88 alrededor del eje fuerte.	170

Figura 5.1. Desplazamientos del centro de masa por acción de la fuerza sísmica “Ex”	175
Figura 5.2. Desplazamientos del centro de masa por acción de la fuerza sísmica “Ey”	175
Figura 5.3. Diagrama de fuerzas cortantes del pórtico del eje D del edificio del primer caso sometido a la fuerza sísmica Ey. Unidades: kN.....	178
Figura 5.4. Diagrama de momentos flectores del pórtico del eje D del edificio del primer caso sometido a la fuerza sísmica Ey. Unidades: kN-m.....	179
Figura 5.5. Diagrama de fuerzas cortantes del pórtico del eje D del edificio del segundo caso sometido a la fuerza sísmica Ey. Unidades: kN.	180
Figura 5.6. Diagrama de momentos flectores del pórtico del eje D del edificio del segundo caso sometido a la fuerza sísmica Ey. Unidades: kN-m.	181
Figura 5.7. Diagrama de fuerzas cortantes del muro del eje C del edificio del segundo caso sometido a la fuerza sísmica Ey. Unidades: kN.	182
Figura 5.8. Diagrama de momentos flectores del muro del eje C del edificio del segundo caso sometido a la fuerza sísmica Ey. Unidades: kN-m.	183

RESUMEN

En este trabajo se realizó una comparación estructural y económica de la superestructura de un edificio de hormigón armado de mediana altura con dos sistemas estructurales diferentes pero ambos resistentes a cargas sísmicas, ubicado sobre un suelo tipo E en la ciudad de Guayaquil. Por un lado, el edificio con pórticos resistentes a momento, y por otro, el edificio con una combinación de muros especiales y pórticos especiales resistentes a momento.

Se realizaron análisis estructurales únicamente en el rango elástico de los materiales por medio del programa ETABS (Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems).

Los diseños de los elementos de hormigón armado se ejecutaron tomando en consideración el código norteamericano ACI 318-14 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción del año 2015 (NEC-15).

Se obtuvieron cantidades y costos de los materiales a partir de los diseños realizados y, con esta información más lo obtenido en el análisis estructural, se realizó una comparación para concluir con el sistema estructural más idóneo en esta investigación.

Palabras claves: muros, pórticos, superestructura, análisis, diseño, materiales, cantidades, costos, comparación.

ABSTRACT

In this dissertation, a structural and economic comparison of the superstructure of a medium-height reinforced concrete building was carried out with two different structural systems, both resistant to seismic loads and located on an E-type soil in the city of Guayaquil. On one hand, the building with special moment resisting frames and on the other, the building with a combination of special walls and special moment resisting frames.

Structural analyzes were performed only in the elastic range of materials through a program called ETABS (Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems).

The designs of the reinforced concrete elements were executed considering the American code ACI 318-14 and the Ecuadorian Construction Standard of 2015 (NEC-15).

Quantities and costs of the materials were obtained from the designs made and, with this information plus that obtained in the structural analysis, a comparison was made to conclude with the most suitable structural system in this investigation.

Keywords: walls, frames, superstructure, analysis, design, materials, quantities, costs, comparison.

INTRODUCCIÓN

1.1. Generalidades

Los elementos estructurales básicos de un edificio sismorresistente son los diafragmas, los elementos verticales de los pórticos y la cimentación. En estructuras de hormigón armado, existen diferentes sistemas estructurales para poder hacer frente a las cargas sísmicas en zonas de alto peligro sísmico. Los más utilizados son los pórticos resistentes a momento, los muros especiales y una combinación de ambos sistemas.

Tanto los pórticos especiales como los muros estructurales especiales de hormigón armado deben estar proporcionados y detallados para cumplir con los requisitos de normas especializadas como el ACI 318-14, de manera que puedan resistir combinaciones de cortante, momento y fuerza axial que resultan del movimiento del suelo provocado por un evento sísmico.

Dentro del presente trabajo, se realiza una comparación de dos sistemas estructurales en edificios: pórticos especiales resistentes a momento y muros especiales combinados con el tipo pórtico mencionado. Se analizan, diseñan y obtienen costos de los materiales utilizados con el fin de concluir cual sistema tiene mayores beneficios estructurales y económicos, desde el punto de vista de los materiales únicamente.

1.2. Antecedentes

Los expertos han notado varios problemas estructurales y no estructurales en las edificaciones de la ciudad de Guayaquil en los últimos eventos sísmicos ocurridos cerca de su zona. Se ha detectado que uno de los inconvenientes más importantes en las edificaciones guayaquileñas es la falta de rigidez, lo que se ha traducido en deformaciones excesivas y, consecuentemente, en daños significativos. El gran problema reside en que la gran mayoría de las edificaciones de la urbe no cumplen con las normativas actuales de

detallamientos de elementos de hormigón armado en zonas de alto peligro sísmico. Al no contar localmente con una normativa muy clara, es necesario el uso de normativas extranjeras para poder lograr un sistema estructural coherente con las características sísmicas de la ciudad de Guayaquil.

En la construcción actual guayaquileña se encuentra bien establecido el sistema de vigas y columnas como sistema básico y casi irremplazable, por múltiples razones. Es muy difícil convencer a los dueños de los proyectos inmobiliarios y a los arquitectos, la importancia del cumplimiento de las exigencias de normas que tienen una amplia experiencia y conocimientos sobre el diseño de elementos de hormigón armado en sitios como Guayaquil. En el medio, muchos ingenieros civiles y profesionales afines alegan de que un sistema con muros es más costoso que un sistema de solo elementos rectilíneos de pórticos.

1.3. Alcance

El presente trabajo de titulación consiste en modelar, analizar y diseñar la estructura de dos edificios de hormigón armado de mediana altura con los sistemas estructurales mencionados en la ciudad de Guayaquil y en suelo blando tipo E, típico de esta ciudad. La finalidad del trabajo es determinar cuál es la solución más beneficiosa desde el punto de vista estructural y económico. Cabe recalcar que solo se trata de una comparación de costos de materiales de la superestructura, con respecto al aspecto económico. No se consideran costos de otros rubros de la construcción ni se toman en cuenta los diseños de las cimentaciones.

1.4. Objetivos

General

Comparar dos sistemas estructurales resistentes a fuerzas sísmicas como son los pórticos especiales resistentes a momento y la combinación de estos últimos con muros especiales, con el fin de llegar a conclusiones de tipo estructurales y económicas.

Específicos

- Modelar y analizar los edificios con ambos sistemas con la ayuda del programa computacional ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems).
- Realizar los diseños estructurales óptimos de ambos edificios siguiendo recomendaciones dictadas por normativas nacionales e internacionales.
- Llevar a cabo los análisis de costos de los edificios diseñados, únicamente desde el punto de vista de los materiales.
- Establecer ventajas y desventajas de cada sistema estructural analizado y diseñado.

CAPÍTULO 1: PÓRTICOS ESPECIALES A MOMENTO

Este capítulo aborda el comportamiento y los requisitos de diseño de pórticos resistentes a momento destinados a ser utilizados en regiones de alta sismicidad.

1.1. El uso de Pórticos especiales a momento

Los pórticos especiales a momento de hormigón armado se utilizan como parte del sistema resistente frente a las fuerzas sísmicas en edificios diseñados para resistir terremotos. Este sistema está compuesto de vigas y columnas y, tanto estos elementos como las uniones de viga-columna, conocidos como nudos, son proporcionados y detallados para resistir combinaciones de flexión, torsión, carga axial y fuerzas cortantes que resultan de múltiples desplazamientos laterales cíclicos como respuesta del edificio ante el movimiento del suelo.

Requisitos especiales de materiales, dimensiones, detallamientos, además de la existencia de procesos constructivos y de inspección rigurosos darán como resultado pórticos capaces de resistir fuertes terremotos sin pérdida crítica de rigidez y/o resistencia.

En la mayoría de las primeras aplicaciones, se usaban pórticos especiales a momento en todos los ejes estructurales de los edificios, sin embargo, emergió una tendencia en Estados Unidos a partir de la década de los noventa que se sigue aplicando hasta hoy y que consiste en diseñar algunos pórticos como especiales resistentes a momento y otros como pórticos a gravedad con requerimientos mucho menos restrictivos que los primeros mencionados. Algunos de los edificios diseñados con la nueva tendencia no funcionaron correctamente y los requerimientos para pórticos a gravedad en un sistema estructural de ese tipo se volvieron más estrictos por el mismo motivo que este tipo de pórticos igualmente toman cargas sísmicas y al no haber tenido un buen reforzamiento, no hubo un comportamiento aceptable. Por motivo de esa reforma, actualmente se debe evaluar qué resultaría más económico, si diseñar todos los pórticos como especiales o diseñar con la nueva tendencia. (Moehle J. P., 2015).

1.2. Categoría de Diseño Sísmico

Los pórticos especiales a momento generalmente se seleccionan como el sistema de resistencia a fuerza sísmica cuando se desea flexibilidad en el diseño arquitectónico. En normas como el ASCE 7-10 o el ACI 318-14, existe un parámetro que se asigna a los edificios de tal forma que se cumplan ciertos requisitos; la variable es conocida como SDC (Seismic Design Category) o “Categoría de diseño sísmico”, en español. Este parámetro depende del riesgo sísmico (que, a su vez, depende de la importancia del edificio, que se deriva del uso) y de ciertos parámetros de aceleraciones espectrales del sitio de emplazamiento del edificio. Para edificios que se encuentren en zonas de alta sismicidad, se les debe asignar un SDC D, E o F. Esta asignación conlleva a unos requisitos de diseño que los pórticos especiales de hormigón armado deben satisfacer para promover un comportamiento dúctil o, que es lo mismo, una incursión en el rango inelástico de los materiales que componen la estructura del edificio sin perder una importante resistencia y/o rigidez. En la Figura 1.1 se muestran correlaciones entre el CDS y otras terminologías sísmicas de otros códigos como el UBC o ACI de otras ediciones.

Reglamento, norma o documento de referencia y edición	Nivel de riesgo sísmico o categorías de desempeño o diseño sísmico asignadas como se definen en este Reglamento		
	CDS ^[1] A, B	CDS C	CDS D, E, F
ACI 318-08, ACI 318-11, ACI 318-14; IBC 2000, 2003, 2006, 2009, 2012; NFPA 5000, 2003, 2006, 2009, 2012; ASCE 7-98, 7-02, 7-05, 7-10; NEHRP 1997, 2000, 2003, 2009	CDS ^[1] A, B	CDS C	CDS D, E, F
ACI 318-05 y ediciones anteriores	Riesgo sísmico bajo	Riesgo sísmico moderado o intermedio	Riesgo sísmico alto
BOCA National Building Code 1993, 1996, 1999; Standard Building Code 1994, 1997, 1999; ASCE 7-93, 7-95; NEHRP 1991, 1994	CCS ^[2] A, B	CCS C	CCS D, E
Uniform Building Code 1991, 1994, 1997	Zona sísmica 0, 1	Zona sísmica 2	Zona sísmica 3, 4

Figura 1.1. Correlación entre diferentes terminologías sísmicas de diferentes códigos de la construcción. (Comité ACI 318, 2015).

1.3. Disposición y proporcionamiento de los pórticos

En cuanto a las dimensiones, los códigos de construcción estipulan límites en las relaciones de aspecto de los miembros de los pórticos como las observadas en la Figura 1.2. Se puede observar que la luz libre de una viga debe ser al menos cuatro veces su peralte efectivo. El ancho mínimo de una viga corresponde al mayor entre el 30% del peralte o 10 pulgadas (250 mm). Las vigas pueden ser más anchas que las columnas que las soportan, dentro de límites establecidos por el código del ACI 318 vigente. El sistema de columnas y losa, sin vigas, no está permitido como sistema resistente a fuerzas sísmicas debido a la excesiva flexibilidad y a los problemas de transferencia de cortante y momento en los nudos.

En los códigos estadounidenses, la relación de las dimensiones de las secciones transversales de columnas está limitado a $0.4 < c_1/c_2 < 2.5$. La dimensión mínima de la sección de la columna es de 12 pulgadas (300 mm), lo que a menudo no es práctico de construir. (Comité ACI 318, 2015)

Se sugiere que se opte por una dimensión mínima de 16 pulgadas (400 mm), excepto en casos inusuales o en casos de baja altura de edificios, ya que hay más posibilidades de que no hayan armados excesivos y, por lo tanto, menos dificultades en la puesta de hormigón y su tratamiento con vibradores, por ejemplo. (Moehle J. P., 2015)

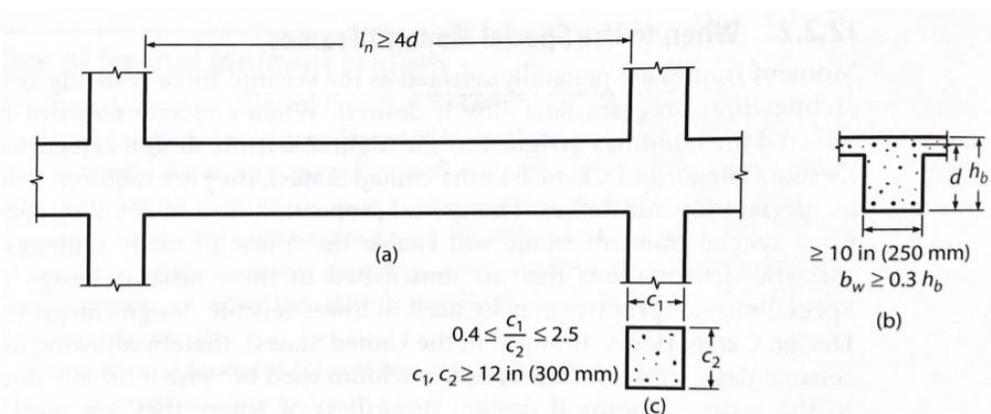


Figura 1.2. Provisiones de la norma ACI 318-14 sobre las dimensiones mínimas de longitudes de viga (a), límites y relaciones entre dimensiones de las secciones transversales de vigas (b) y columnas (c). (Moehle J. P., 2015).

1.4. Factor de reducción de la fuerza sísmica (R)

Tanto la resistencia como la rigidez deben tenerse en cuenta para el diseño de un pórtico especial resistente a momento. Varios códigos estadounidenses, como el ACI 318-14 o el ASCE 7-10, permiten que los pórticos especiales a momento puedan ser diseñados para un factor de reducción de fuerza $R=8$; es decir, permiten reducir la fuerza de diseño a un $1/8$ de la fuerza sísmica elástica. Por lo tanto, se puede anticipar que el edificio incursionará en el rango inelástico para la fuerza de diseño elástica, sin factor de reducción R. (ASCE/SEI 7-10 Committee, 2010)

Además, las rigideces de los pórticos deben ser lo suficiente para controlar las distorsiones de entrepiso o deriva dentro de los límites aceptables por las normas locales.

1.5. Principios de diseño del sistema de pórticos especiales a momento

Experiencias de terremotos pasados, pruebas de laboratorio y diferentes estudios sugieren que debemos aplicar ciertos principios o criterios de diseño para asegurar que el pórtico pueda ser capaz de experimentar una respuesta inelástica sin decadencia crítica de la resistencia (Wight, 2016). Estos principios son los siguientes:

1. Criterio de columna fuerte – viga débil.
2. Detallamiento de vigas y columnas para obtener una respuesta dúctil a flexión.
3. Evitar modos de falla frágiles como cortante, carga axial, cortante en conexiones y fallas por empalmes y longitudes de desarrollo en las varillas.
4. Evitar la interacción entre componentes estructurales y no estructurales.

1.5.1. Criterio de columna fuerte – viga débil

Cuando un edificio se desplaza lateralmente durante un terremoto, la distribución del daño sobre la altura depende de la distribución de las derivas. Si el edificio tiene columnas débiles, las derivas tienden a concentrarse en uno o pocos pisos

(caso “a” de la Figura 1.3), con el riesgo de exceder la capacidad de desplazamientos lateral de las columnas. Por otro lado, si las columnas proporcionan un esqueleto rígido y resistente en toda la altura del edificio, las derivas se distribuirán uniformemente y se reducirá el daño localizado (caso “b” de la Figura 1.3). Además, es importante reconocer que las columnas tienen una importancia superior al de las vigas por tener que soportar pisos enteros por encima de ellas; una falla en una columna sería más fatal que la de una viga. Al reconocer este comportamiento, los códigos exigen que las columnas sean más fuertes que las vigas. Este principio de columna fuerte - viga débil es fundamental para lograr un comportamiento seguro durante los sismos. (Moehle J. P., 2015).

Muchos edificios antiguos en zonas sísmicas importantes se han construido sin adherirse a este criterio, y estos pueden ser vulnerables a mecanismos de colapsos indeseables como el de piso débil.

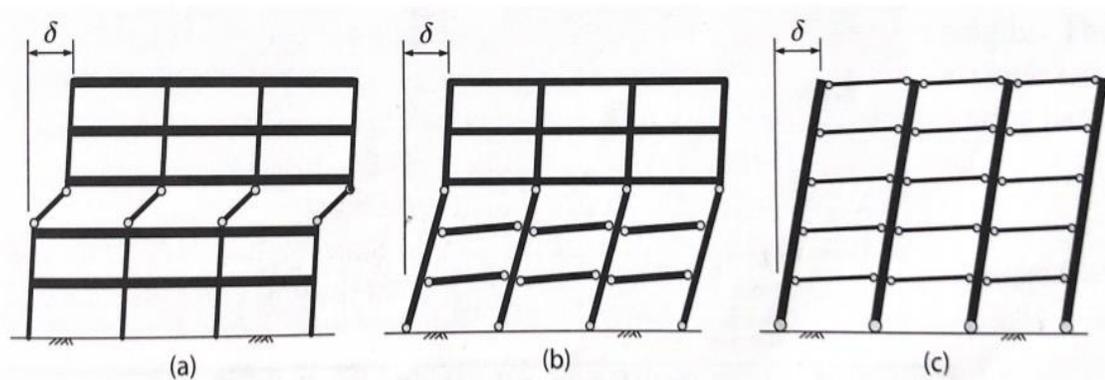


Figura 1.3. Diferentes mecanismos de colapso que pueden existir en un edificio de pórticos. (Moehle J. P., 2015).

1.5.2. Detallamiento de vigas y columnas para obtener una respuesta dúctil a flexión

El mecanismo plástico previsto implica la fluencia de las vigas en toda la altura de la estructura más las columnas en la base. Sin embargo, siendo realistas, también debe anticiparse que algunas columnas van a ceder a lo largo de la altura de la estructura a menos que las columnas sean mucho más fuertes que las vigas. Deben detallarse las regiones finales de las vigas y columnas en cada

nudo, de forma tal que estas regiones puedan experimentar una respuesta inelástica de flexión sin una decadencia importante de resistencia.

1.5.3. Modos de falla no dúctiles

El diseño debe ser realizado para que se prevengan fallas indeseables como las no-dúctiles, tales como: cortante, axial y fallas de conexiones. Normalmente, se determinan los tamaños y las cuantías de refuerzo requeridas usando un enfoque de diseño por capacidad, que será explicado más adelante.

La falla de cortante es relativamente frágil y repentina (Figura 1.4). Puede conducir a una rápida pérdida de resistencia al corte y, en el caso de columnas, una rápida pérdida de capacidad axial. La falla de cortante en columnas es la falla más frecuente de edificios de hormigón armado en terremotos. La degradación de la resistencia al corte debido a las fuerzas cíclicas y reversivas producto de un sismo fuerte es tomada en cuenta por los códigos asumiendo una práctica de diseño en el que se considera que la contribución del hormigón a la resistencia es nula para cargas axiales a compresión bajas, de tal forma que se asume que el acero de refuerzo transversal será el responsable de resistir los esfuerzos cortantes. Por lo general, esta asunción se la realiza en zonas donde se esperan rótulas plásticas, como son los extremos de columnas y vigas. (Moehle J. P., 2015).



Figura 1.4. Falla por corte en columna corta de hormigón armado. No existe un confinamiento apropiado ni una correcta separación con los elementos no estructurales. (Faison, Comartin, & Elwood, n.d.).

La falla axial de una columna (Figura 1.5) puede desencadenar un colapso progresivo en el que la carga axial de la columna sobrecargada se transfiere a columnas adyacentes, lo que a su vez puede sobreesforzarlas. Realmente es complicado estimar las cargas de las columnas debido a variaciones en el tiempo de la distribución de las fuerzas laterales y, consecuentemente, del mecanismo de colapso, así como los efectos del movimiento multidireccional de los terremotos.



Figura 1.5. Falla por carga axial elevada en una columna de hormigón armado. Se puede notar pérdida de recubrimiento y pandeo de varillas de acero longitudinal. Los estribos no fueron capaces de confinar satisfactoriamente el acero y el núcleo de hormigón. (Faison, Comartin, & Elwood, n.d.).

Los sistemas resistentes a la fuerza sísmica deben proporcionar flujos de esfuerzos continuos a través de los elementos estructurales y sus nudos. Es importante que las provisiones de anclajes, ganchos, empalmes, nudos y longitudes de desarrollo cumplan satisfactoriamente con las disposiciones de diseño de pórticos especiales a momento.

La ubicación y longitud de los empalmes por traslape tienen una gran importancia para evitar fallas indeseables. Dependen en parte del confinamiento del recubrimiento de hormigón para desarrollar su resistencia; el recubrimiento puede ser desprendido en zonas de altos esfuerzos y, por lo tanto, si un empalme estuviera ubicado en ese sitio, se vería comprometida su resistencia. Al mismo tiempo, los empalmes por traslape tienden a concentrar más esfuerzos y deformaciones por tener una sección transversal mayor y son sensibles ante los efectos de las fuerzas cíclicas inelásticas. Por estas razones, los códigos de construcción tienen restricciones fuertes en el uso, ubicación y detalles de los empalmes por traslape en este tipo de pórticos.

Por otro lado, hay que tener en cuenta que los nudos son zonas de altas concentraciones de esfuerzos en movimiento sísmicos y son elementos

importantes de transferencia de fuerzas entre vigas y columnas. Por lo general, los códigos requieren la misma cantidad de refuerzo por cortante en los nudos como en las zonas críticas de las columnas (extremos).

1.5.4. Evitar la interacción entre componentes estructurales y no estructurales

Los pórticos del edificio deben diseñarse y construirse de manera que sean libres de deformarse sin interferencia de elementos rígidos no estructurales. Esto puede ser especialmente problemático para los pórticos debido a su relativa flexibilidad; se debe de encontrar una manera de aislar los elementos estructurales en función de la deformación esperada de los pórticos para un nivel de sismo específico. Paredes de mampostería de bloques o ladrillos, escaleras o rampas en estacionamientos son los ejemplos más comunes de componentes no estructurales que interfieren con el movimiento libre de los pórticos. Estos elementos pueden restringir el movimiento de las columnas, reduciendo así su longitud efectiva y aumentando las fuerzas internas mucho más allá de las que fueron utilizadas para diseñar, un claro ejemplo de una falla por este problema se observa en la Figura 1.6. En la actualidad, los códigos no presentan una guía clara de cómo tomar en cuenta estos elementos en el análisis estructural.



Figura 1.6. Falla a cortante por efecto de columna corta generado por la pared de ladrillos de mampostería. (Reza, 2012).

1.6. Respuesta sísmica de pórticos especiales a momento

El profesor Jack Moehle (2015) realizó un ensayo en laboratorio de un modelo a escala de un edificio de 6 pisos sobre una mesa vibratoria gigante, como se puede observar en la Figura 1.7. El edificio estaba diseñado tomando en cuenta los requerimientos sismorresistentes del ACI de ese entonces (ACI 318-83) para pórticos especiales a momento de hormigón armado. El movimiento de la mesa simuló la historia de aceleraciones del suelo del terremoto del Centro (1940), California, cuya aceleración pico fue de 0.49 veces la aceleración de la gravedad.



Figura 1.7. Edificio a escala de pórticos especiales a momento ensayado por el profesor Jack Moehle. (Moehle J. P., 2015).

Mediante esta prueba, el profesor pudo realizar varias observaciones sobre la respuesta dinámica del edificio. En primer lugar, el perfil deformado del edificio en el momento en el cual se dio el pico de desplazamiento en el techo fue dominado aparentemente por el modo de vibración fundamental en la dirección de la excitación en la base. Sin embargo, en las aceleraciones en cada uno de los pisos no hubo un dominio claro del modo fundamental, sino que se presentaron modos superiores de vibración. Esto se ilustra en la Figura 1.8. Con

esto concluyó que los edificios de mediana altura tienen el comportamiento descrito.

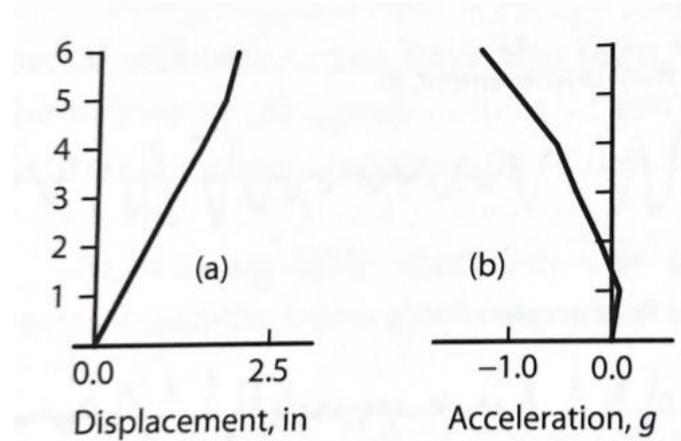


Figura 1.8. La forma desplazada y las aceleraciones de piso en el instante del desplazamiento máximo del techo. (Moehle J. P., 2015).

Por otro lado, también observó el cambio que existe en el período fundamental del edificio al incursionar en el rango inelástico. En la Figura 1.9 se observa como difiere el período fundamental a los tres segundos de vibración del período fundamental a los diez segundos. Esto se debe a la pérdida de rigidez del edificio al estar sometido a una carga cíclica.

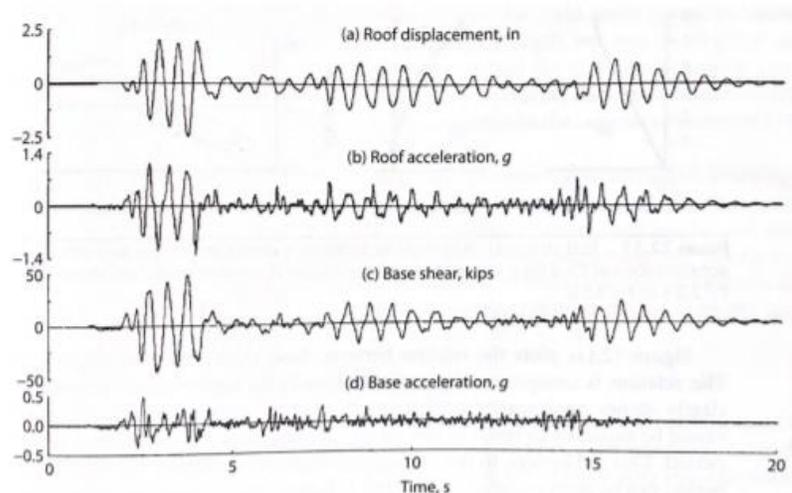


Figura 1.9. Diferentes parámetros medidos en la base y el techo del edificio ensayado con respecto al tiempo. (Moehle J. P., 2015).

El mecanismo plástico de un edificio durante un sismo puede variar en el tiempo debido a la sensibilidad de este a la distribución de las cargas laterales; sin embargo, es posible anticipar el mecanismo de colapso dominante en el edificio. En 2008, Hazelton y Deierlein realizaron un estudio de diferentes pórticos especiales a momento de hormigón armado sometidos a excitaciones en sus bases hasta llegar al colapso. Obtuvieron los resultados mostrados gráficamente en la Figura 1.10. Como se puede observar, ocurrió la fluencia en la mayoría de los pisos, pero el mecanismo de colapso se concentró en los pisos inferiores.

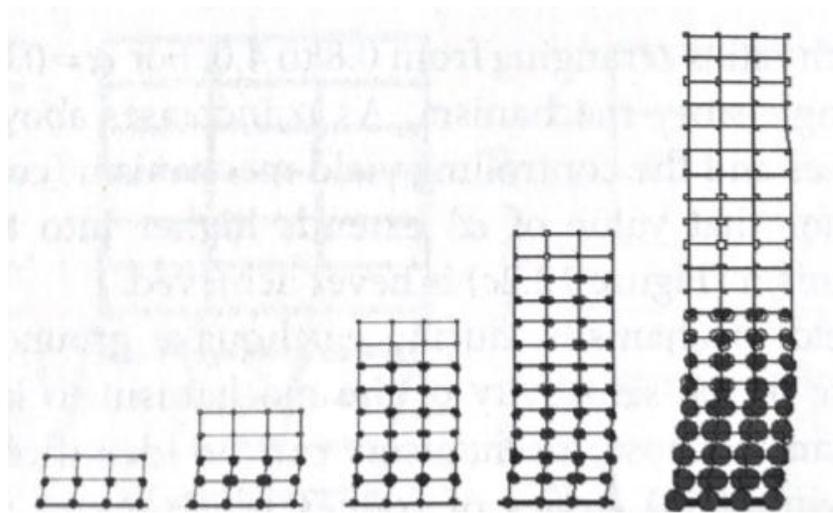


Figura 1.10. Las áreas marcadas en cuadrados blancos indican la plastificación y las áreas resaltadas en negro indican el mecanismo de colapso. (Moehle J. P., 2015).

Es importante remarcar la importancia del principio de columna fuerte – viga débil; se debe tratar de maximizar la relación de momentos flectores resistentes de columnas y de vigas que se conectan en un nudo, sin dejar a un lado el aspecto económico. Aumentando la relación mencionada, se puede lograr que el mecanismo de fluencia se extienda a pisos superiores, en vez de concentrarse en pisos inferiores, como se observa en la Figura 1.10. No obstante, con el estudio mencionado, se concluyó que en edificios altos es complicado evitar que el mecanismo plástico y de colapso se concentre en los pisos inferiores. Aun así, es evidente que, al aumentar la relación de resistencias entre columnas y vigas, se disminuye la probabilidad de colapso del edificio para un nivel de sismo dado.

Con la Figura 1.11 se puede tener una mejor idea del efecto de aumentar las resistencias relativas de columnas y vigas. La letra griega α representa la relación de las resistencias a momento de las columnas y vigas en los nodos. A medida que el valor de este parámetro aumenta, el cortante basal resistente del edificio también empieza a aumentar y el mecanismo plástico y de falla empieza a extenderse de un mecanismo de un solo piso con valores de α , alrededor de 1, hasta un mecanismo que involucra también pisos superiores en el caso de que α equivalga a 4. Es importante notar que es complicado lograr un mecanismo de colapso de viga completo, como se idealizó anteriormente en la Figura 1.3, sino que lo más probable es que ocurra un mecanismo de colapso intermedio como se muestra en la misma figura.

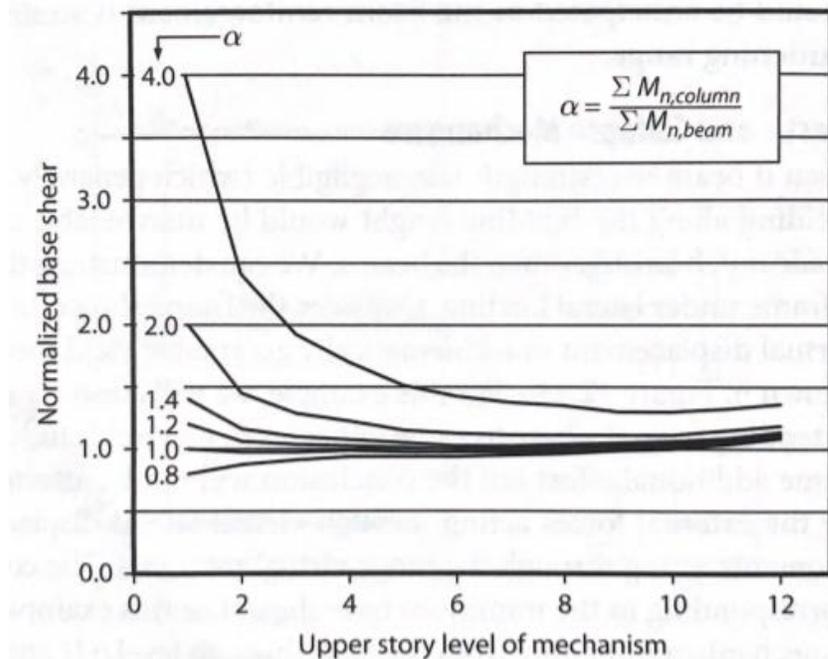


Figura 1.11. Mecanismos plásticos de diferentes pórticos diseñados para diferentes relaciones de resistencia entre columnas y vigas. En las ordenadas se encuentra el cortante basal resistente y en las abscisas hasta qué piso se extiende el mecanismo plástico. (Moehle J. P., 2015).

1.6.1. Mecanismo plástico de vigas

En una viga puede haber dos tipos de mecanismo plásticos. Uno deseable y otro que no lo es. El primero es el que genera rótulas plásticas reversibles en los extremos de la viga, precisamente cerca de los nudos viga-columna, es decir, se forma la rótula tanto en uno como en otro sentido de desplazamiento lateral del pórtico. El otro caso ocurre alejado de los nudos, no son reversibles y, por lo tanto, no es deseable.

El mecanismo de fluencia esperado ocurrirá siempre que la viga sea relativamente de poca longitud y las cargas gravitacionales sean de igual forma relativamente pequeñas respecto de las fuerzas sísmicas de diseño (Figura 1.12); esto genera que los momentos por carga gravitacional sean pequeños en comparación a los momentos inducidos por el sismo y así, los momentos en los extremos puedan revertirse y formarse las rótulas en esas zonas. En el otro caso, el comportamiento descrito no sucede y la rótula se genera en diferentes zonas a lo largo de la longitud de la viga, como se puede observar en la Figura 1.12, lo cual no es deseable porque puede exceder la capacidad rotacional de la viga y, además, los límites de deformación vertical de servicio de los pisos.

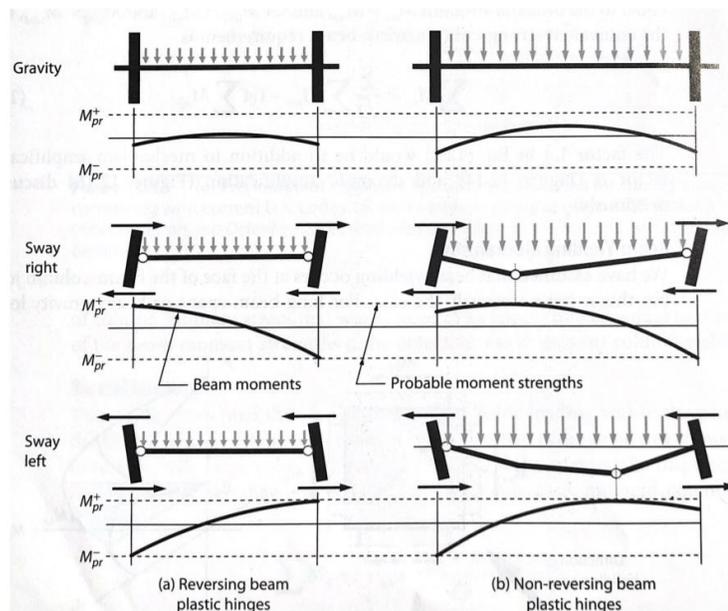


Figura 1.12. Mecanismos plásticos de viga para los casos de rótulas plásticas reversibles y no reversibles. (Moehle J. P., 2015).

Según Jack Moehle, se pueden evitar las rótulas plásticas no reversibles en vigas cargadas uniformemente (como la de la Figura 1.13) si se cumple la siguiente inecuación:

$$M_{pr}^+ + M_{pr}^- \geq \frac{w_u * l_n^2}{2}$$

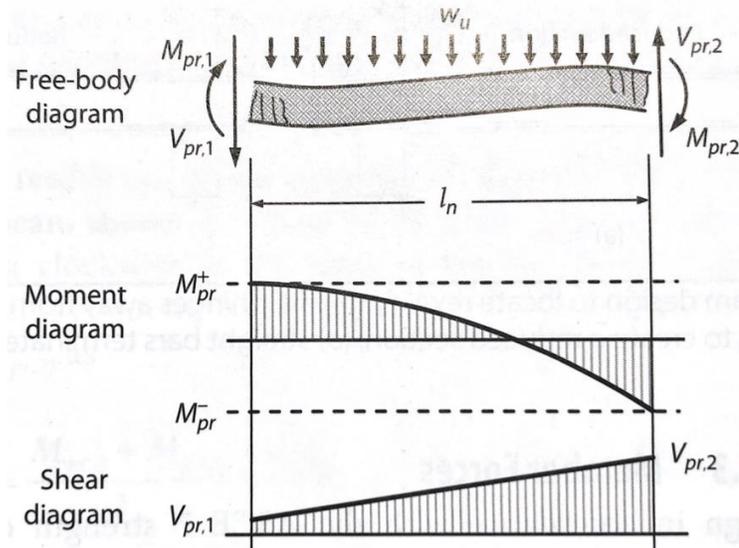


Figura 1.13. Diagrama de cuerpo libre de una viga que está sufriendo los momentos máximos probables en sus extremos por su deformación debido al desplazamiento lateral hacia la derecha de un pórtico. (Moehle J. P., 2015).

1.7. Fuerzas internas de diseño

1.7.1. Momentos flectores en vigas

Los momentos flectores de diseños positivos y negativos en las caras de los nudos y en otras localizaciones dentro de la longitud de la viga se obtienen del análisis estructural a partir de la combinación de carga que domine.

1.7.2. Cortante en vigas

Se obtiene haciendo equilibrio en la viga como se observa en la Figura 1.13. Se parte al asumir que se formaron ambas rótulas plásticas reversibles en los extremos de la viga; esto quiere decir que, a su vez, se generaron los momentos máximos probables resistentes de la viga en ambos extremos.

En un primer caso, se consideran los momentos actuando en sentido de las manecillas del reloj (el pórtico se desplaza de izquierda a derecha). Para que esto suceda debe haber fuerzas cortantes que equilibren estos momentos, como se muestran en la misma figura y que, según Paulay & Priestley (1992) equivalen a:

$$V_{pr,1} = \frac{M_{pr,1} + M_{pr,2}}{l_n} - \frac{w_u * l_n}{2}$$

En un segundo caso, se consideran los momentos actuando en sentido contrario a las manecillas del reloj; se realiza el mismo análisis y el diseño se basa en la envolvente de los dos casos.

$$V_{pr,2} = \frac{M_{pr,1} + M_{pr,2}}{l_n} + \frac{w_u * l_n}{2}$$

El momento máximo probable se obtiene utilizando las dimensiones y el armado de varillas de la sección transversal de la viga, el factor de reducción de resistencia $\phi=1.0$, el bloque rectangular de esfuerzos a compresión con la resistencia a la compresión máxima del hormigón y una relación esfuerzo – deformación unitaria del acero elastoplástica perfecta con el esfuerzo a la fluencia igual a αf_y . El valor de $\alpha=1.25$ es normalmente utilizado para este cálculo.

1.7.3. Momentos flectores en columnas

Las columnas deben ser diseñadas para resistir al menos los momentos probables máximos de las vigas que llegan a los nudos de sus extremos. Para analizar aproximadamente cuánto momento deben resistir las columnas de un edificio se va a ejemplificar con el nudo mostrado en la Figura 1.14.

Haciendo equilibrio con respecto al centro del nudo, se obtiene la siguiente ecuación:

$$(M_{ct} + M_{cb}) + (V_{ct} + V_{cb}) \frac{h_b}{2} = (M_{pr,1} + M_{pr,2}) + (V_{pr,1} + V_{pr,2}) \frac{h_c}{2}$$

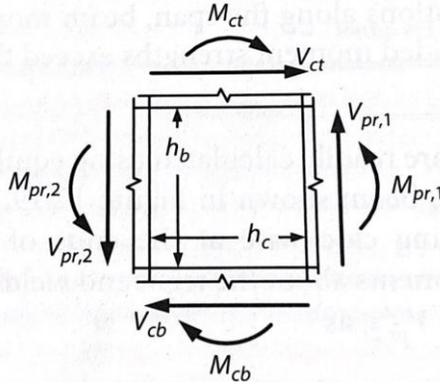


Figura 1.14. Diagrama de cuerpo libre típico de un nudo viga - columna de un edificio de hormigón armado. (Moehle J. P., 2015).

Si se considera un pórtico con luces de vigas iguales, cargas a ambos lados del nudo, distribuciones de momentos y cortantes iguales en las columnas por encima y por debajo del nudo, la ecuación anterior se puede expresar como:

$$\sum M_c = \frac{l_u l_b}{l_n l_c} \sum M_{pr}$$

Donde el término del lado izquierdo de la ecuación es la sumatoria de momentos de las columnas en el nudo, l_n y l_b son las luces libre y de eje a eje de las vigas, l_u y l_c son las longitudes libre y de eje a eje de las columnas y el último término corresponde a la sumatoria de momentos probables de las vigas. Cabe destacar que el ACI 318-14 prefiere comparar momentos nominales, en vez de momentos probables como fue expresado en la ecuación anterior.

En pisos alejados del techo o de la base del edificio, se puede aproximar que los momentos en los nudos se distribuyen la mitad hacia arriba y la otra mitad hacia abajo; en cambio, en el piso cercano a la base o al techo, las condiciones de apoyo cambian. En tales casos, la práctica común conduce a diseñar con los momentos provenientes del análisis estructural con el sismo de diseño.

1.7.4. Cortante en columnas

Existen diferentes métodos para calcular el cortante de diseño en las columnas, unos más conservadores que otros. Jack Moehle (2015) resume las diferentes maneras de calcular el cortante en columnas y se las presenta a continuación.

El primero consiste en asumir que se desarrollan los momentos probables en los extremos y, a partir de estos momentos, calcular los cortantes siguiendo el mismo procedimiento que en vigas (Figura 1.15). El problema que puede surgir aquí es que los momentos resistentes en las columnas dependen de la carga axial que tengan en un tiempo determinado. Un método aceptable es el de encontrar la máxima y la mínima carga axial mayorada entre las combinaciones que involucran sismo y cargas gravitacionales y escoger el máximo momento probable entre ambas.

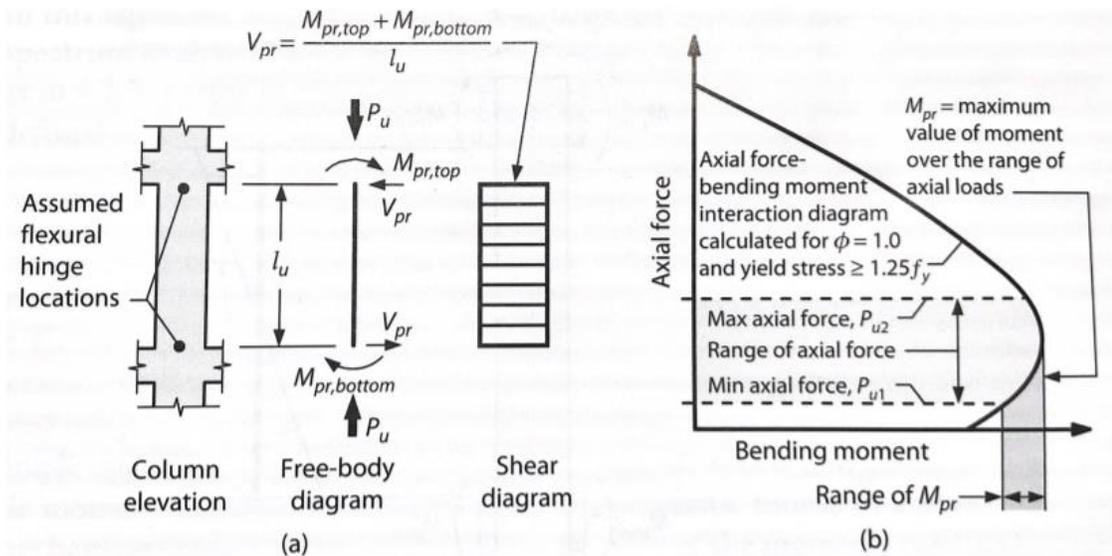


Figura 1.15. En la parte (a) se muestra la forma de calcular el cortante probable y en la (b) la manera de encontrar el momento probable. (Moehle J. P., 2015)

El segundo método consiste en asumir que se va a dar el mecanismo plástico en las vigas, el cual es el mecanismo apropiado que ocurra, y diseñar por cortante la columna con los momentos probables de las vigas. Como práctica común se

distribuyen los momentos de las vigas de acuerdo con las rigideces de las columnas por encima y por debajo del nudo o también la mitad hacia arriba y la otra mitad hacia abajo. No obstante, la distribución de momentos en realidad es indeterminada; puede diferir ampliamente durante un sismo.

La última alternativa, propuesta por Visnjic (2014), está en encontrar los cortantes en las columnas a partir de resultados de análisis dinámicos espectrales lineales y luego se deben hacer correcciones para tomar en cuenta la respuesta no lineal. El investigador propuso la siguiente ecuación:

$$Vu = \omega * \Omega_o * V_{M RSA}$$

La ecuación considera un factor de amplificación “ ω ” que nace de la premisa de que las deformaciones serán mayores durante el sismo de diseño y, consecuentemente, las fuerzas internas también. Además, considera un factor de sobrerresistencia de la estructura “ Ω_o ” debido a la sobrerresistencia de los materiales y a otras razones. El cortante $V_{M RSA}$ se obtiene del análisis modal espectral.

Visnjic comparó los cortantes calculados con los diferentes métodos mencionados en una columna interior de un pórtico de 10 pisos diseñado como pórtico especial a momento según los requerimientos del ACI 318 y ASCE 7-10. Los resultados de las distribuciones de los cortantes se muestran en la Figura 1.16. En líneas finas se representan los cortantes obtenidos por análisis dinámicos no lineales con diferentes registros sísmicos.

Con la Figura 1.16 se pueden hacer varias observaciones. Se puede notar que el cortante calculado por el método de Visnjic es muy parecido al de las líneas finas, aunque subestima las fuerzas cortantes en los últimos pisos. Diseñar con los cortantes que se obtienen del análisis modal espectral ($V_{M RSA}$) podría ser muy peligroso debido a que los cortantes se amplifican en el rango no lineal y el cortante mencionado se obtiene de un análisis lineal. Por otro lado, los cortantes calculados a partir de los momentos probables de las columnas resultan ser muy conservadores de la mitad de la altura del edificio para abajo, no obstante, en la

otra parte del pórtico, los cortantes se acercan a lo calculado por el método dinámico no lineal. Finalmente, los cortantes calculados con los momentos probables de las vigas reflejan un buen cálculo en los pisos superiores, sin embargo, en los pisos inferiores están muy por debajo que lo mostrado por las líneas finas.

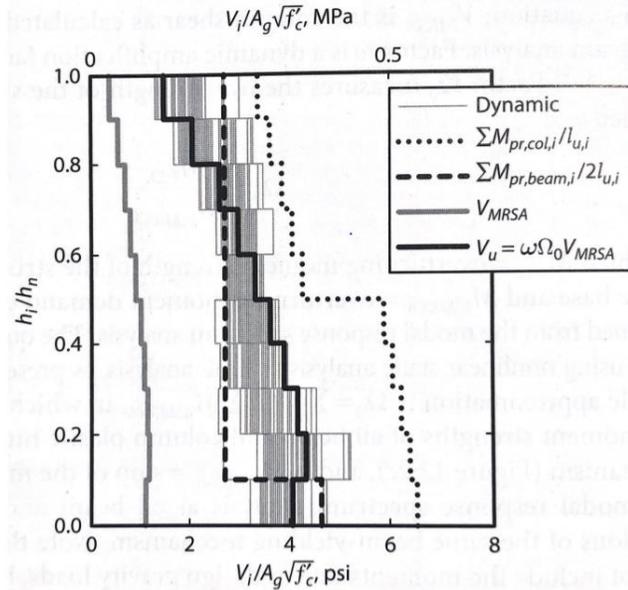


Figura 1.16. Cortantes calculados en el estudio llevado a cabo por Visnjic (2014) en la columna interior del pórtico de 10 pisos. Los cortantes son expresados como “esfuerzos cortantes”. (Moehle J. P., 2015).

1.7.5. Cortante en los nudos

Para calcular de manera general los cortantes en los nudos, se considera la porción de pórtico mostrado en la Figura 1.17(a). Se asume que el pórtico se desplaza lateralmente hasta alcanzar el mecanismo de fluencia de viga a flexión, es decir, hasta que se desarrollen los momentos probables o plásticos en los extremos de las vigas, sin ceder las columnas. En la Figura 1.17(b) se hace un diagrama de cuerpo libre de una de las vigas. Los momentos M_{b1} y M_{b2} son los momentos probables; los cortantes V_{b1} y V_{b2} se obtienen del equilibrio de los momentos de las vigas. Luego, estas fuerzas son aplicadas en el nudo que se aprecia en la Figura 1.17(c). La porción de la columna seleccionada para el

diagrama de cuerpo libre del nudo va desde el punto de inflexión por encima del nudo hasta el punto de inflexión por debajo del mismo. Haciendo equilibrio de momentos en el centro del nudo se encuentra la fuerza V_{col} .

$$V_{col} = \frac{1}{l_c} \left[M_{b1} + M_{b2} + (V_{b1} + V_{b2}) \frac{h_c}{2} \right]$$

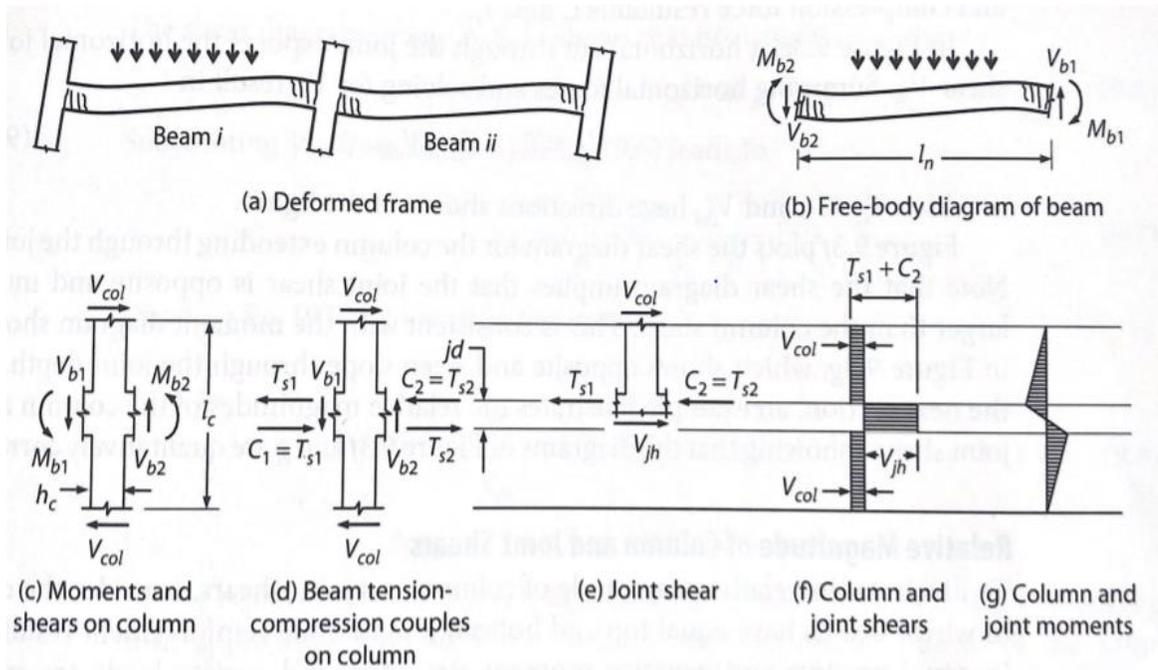


Figura 1.17. Análisis de las fuerzas actuando sobre el nudo. (Moehle J. P., 2015).

Los momentos probables M_{b1} y M_{b2} se los puede descomponer en sus respectivos pares de fuerzas a compresión y tensión, C y T_s respectivamente, como se muestra en la Figura 1.17(d). Las fuerzas a tensión deben considerar el factor de $\alpha=1.25$, obteniendo una fuerza $T_s=\alpha A_s f_y = 1.25 A_s f_y$. Además, hay que tomar en cuenta que por equilibrio las fuerzas a compresión y tensión correspondientes son iguales en magnitud si se parte del hecho de que no existen fuerzas axiales en las vigas.

Finalmente, se hace un corte al nudo (Figura 1.17(e)) y se hace equilibrio de fuerzas, nuevamente. Con esto se halla el cortante actuando en el nudo.

$$V_{jh} = T_{s1} + C_2 - V_{col}$$

Es posible observar mediante el diagrama de fuerzas cortantes de la Figura 1.17(f) que el cortante desarrollado en el nudo es superior al de las columnas por encima y por debajo, lo cual se comprueba con la pendiente del diagrama de momentos del mismo nudo mostrado en la Figura 1.17(g), la cual es fuerte.

Según Moehle (2015), el cortante del nudo V_{jh} normalmente es de 3 a 5 veces mayor que el cortante de la columna V_{col} en nudos interiores y de 1.5 a 2.5, en nudos exteriores.

1.8. Capacidad de deformación y rotación

Los pórticos especiales a momento deben ser capaces de deformarse bajo múltiples ciclos de deformación sin pérdida crítica de rigidez y resistencia. Las demandas de deformaciones de los elementos pueden ser estimadas a través de análisis dinámicos inelásticos o por simplificados métodos.

El código ASCE 7-10 indica que la deriva de entrepiso no debe exceder el 2% de la altura del entrepiso para el sismo de diseño (sin reducir para R). El mismo código muestra que el terremoto máximo considerado (MCE, período de retorno de 2500 años) es 1.5 veces mayor que el terremoto de diseño (Período de retorno de 475 años), por lo tanto, Moehle llega a la conclusión de que la deriva de entrepiso máxima para el terremoto MCE es del 3% de la altura de entrepiso. También concluye que en un pórtico de este tipo donde ocurre el mecanismo de falla esperado, se puede asumir que la deformación lateral es causada por las rotaciones de las rótulas plásticas. De acuerdo con esto, las rotaciones de las rótulas plásticas en las bases de las columnas son iguales a la deriva de entrepiso; por lo tanto, las rotaciones máximas permitidas en las bases de las columnas son iguales a 0.03 radianes. Además, Moehle aproxima las rotaciones máximas permitidas en las rótulas plásticas de las vigas a las derivas máximas permitidas, de tal forma que, también equivalen a 0.03 radianes.

1.8.1. Capacidad de rotación de vigas

La capacidad de rotación de las vigas está estrechamente relacionada al detallamiento de la sección transversal. Algunas de las variables importantes a tomar en cuenta en el proceso de diseño son (Moehle J. P., 2015):

- La relación entre el área de acero a tensión y compresión A_s/A'_s . Mientras menor sea esa relación, la capacidad de rotación aumenta.
- El espaciamiento del refuerzo transversal; mientras menor sea su valor, la deformación unitaria de capacidad a compresión del hormigón aumenta, la posibilidad de pandeo de las varillas longitudinales disminuye, se aumenta la resistencia a cortante, en fin, la capacidad de rotación aumenta.

En la Figura 1.18, se muestra la incidencia de los aspectos mencionados sobre la capacidad de rotación de diferentes vigas de hormigón armado. Todas las vigas fueron diseñadas con una relación $A_s/A'_s \approx 2$. Las vigas 2, 3, 4 y 5 tienen refuerzo transversal (estribos cerrados de confinamiento), mientras que la viga 1 no cuenta con ese refuerzo, por tal razón la capacidad de rotación es mucho mayor. Hay que notar que las capacidades a rotación de las vigas 2, 3, 4 y 5 terminan superando la mencionada rotación límite de 0.03 radianes.

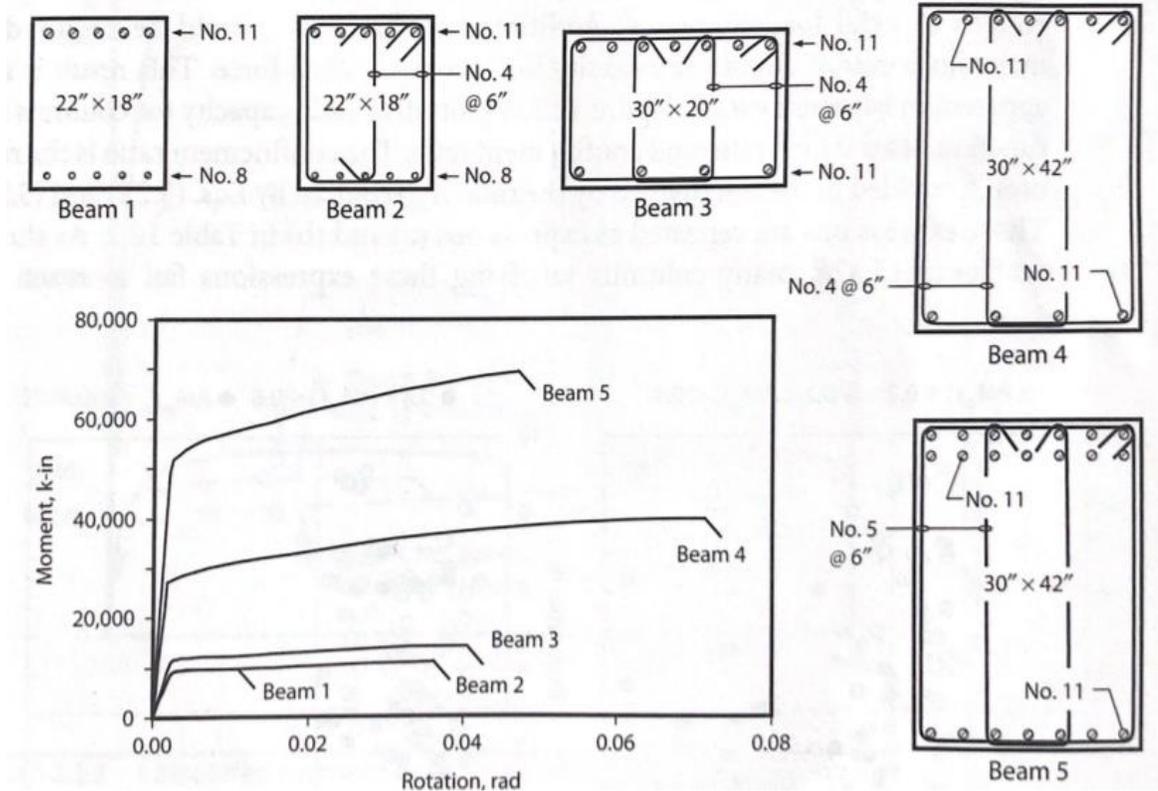


Figura 1.18. Gráficas de momento - rotación de diferentes secciones transversales de vigas de hormigón armado. (Moehle J. P., 2015).

1.8.2. Capacidad de rotación de columnas

Para las columnas, aplica lo mismo que en vigas; la capacidad de rotación depende estrictamente del detallamiento de la sección transversal, sin embargo, también depende de la carga axial.

Se puede aproximar la capacidad total de rotación de la rótula plástica de una columna con la siguiente expresión:

$$\theta_u \approx \varphi_u l_p \approx \frac{\varepsilon_{cu} h}{c} \frac{h}{2}$$

Donde θ_u es la rotación límite o última, φ_u es la curvatura última, l_p es la longitud de la rótula plástica, ε_{cu} es la deformación unitaria última a compresión del hormigón, "c" es la longitud de la zona de compresión en la sección transversal

de hormigón armado provocada por la flexión y “h” es la dimensión de la columna en la dirección de análisis.

Con esta ecuación aproximada se puede caer en cuenta que, si es que la fuerza axial a compresión aumenta y/o el momento aumenta, el “c” aumenta y la capacidad a rotación disminuye. Para poder mantener la capacidad a rotación habría que aumentar el ϵ_{cu} por medio del aumento del refuerzo transversal.

Según Jack Moehle (2015), Elwood (2014) hizo pruebas para medir la deriva de capacidad en columnas con diferentes relaciones de cargas axial y refuerzos transversales. Presentó sus resultados en un gráfico mostrado en la Figura 1.19. Se puede observar que las provisiones de refuerzo transversal del ACI 318-14 para columnas son adecuadas ya que, incluso hasta con menos refuerzo transversal varias columnas fueron capaces de desarrollar una deriva a la falla mucho mayor que la deriva límite del 3% establecida anteriormente. El problema aparece mayoritariamente en columnas con cargas axiales elevadas; la dispersión con respecto a la deriva límite es menor para columnas reforzadas como el ACI 318-14 lo sugiere y, a medida que el reforzamiento se aleja para atrás con respecto a esas provisiones, la capacidad de rotación o deformación lateral disminuye notablemente.

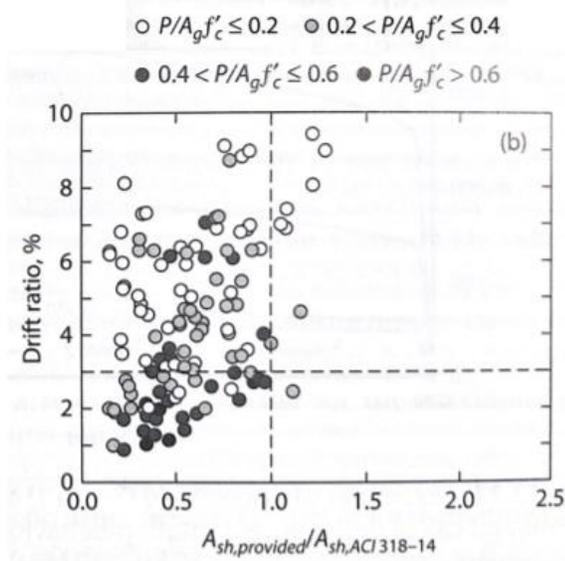


Figura 1.19. Deriva de capacidad de columnas en función de la carga axial y de la relación del refuerzo transversal provisto para el refuerzo requerido por el ACI 318-14. (Moehle J. P., 2015).

1.9. Detallamiento de vigas según el ACI 318-14

1.9.1. Refuerzo longitudinal en vigas

El diseño de vigas sigue el enfoque de diseño por capacidad que identifica dónde se pretende que ocurran las deformaciones inelásticas al mismo tiempo que se dota de un buen detallamiento para que realmente ocurra lo que se espera.

Como se mencionó anteriormente, lo ideal es que ocurran las rótulas plásticas en los extremos de las vigas. En estas rótulas y en cualquier otro punto de la viga se debe cumplir que el momento resistente de diseño (ϕM_n) sea mayor que el momento factorizado de diseño (M_u) que proviene de las combinaciones de carga. El factor de reducción de resistencia (ϕ) para momento flector en vigas de pórticos especiales a momento siempre será 0.90.

En la Figura 1.20 se muestran los requerimientos de refuerzo a flexión en vigas según el ACI 318-14, el mismo que considera que la cuantía de acero longitudinal máxima es 0.025, sin embargo, se recomienda máximo 0.01 para temas constructivos y para mantener las fuerzas cortantes en los nudos dentro de

valores razonables. Las cuantías de acero mínimo son las que se muestran en la misma figura. El refuerzo longitudinal debe ser provisto de tal forma que se pueda acomodar la longitud de desarrollo dentro del nudo. La norma promueve que la cantidad de acero positivo no se encuentre muy lejos de la cantidad de acero negativo en las caras de los nudos con el propósito de mantener una elevada capacidad de rotación de las rótulas plásticas y para promover una reversión completa de la curvatura simultáneamente con la reversión de momentos flectores en un movimiento sísmico. Por otro lado, los cortes de las varillas se permiten realizar en zonas de momentos factorizados menores. El momento resistente de diseño no debe ser menor a $\frac{1}{4}$ del momento resistente de diseño máximo de la viga (en los nudos); los empalmes por traslape deben estar alejados de los nudos y fuera de la zona $2h_b$ que es donde se espera la rótula plástica, por lo tanto, lo ideal es colocar los empalmes en el centro de la viga.

Es importante destacar que, en esta etapa de diseño, se debe optimizar al máximo las áreas de acero longitudinal provistas debido a que el diseño a cortante de las propias vigas, la revisión de los nudos y el diseño de las columnas dependen de estos valores.

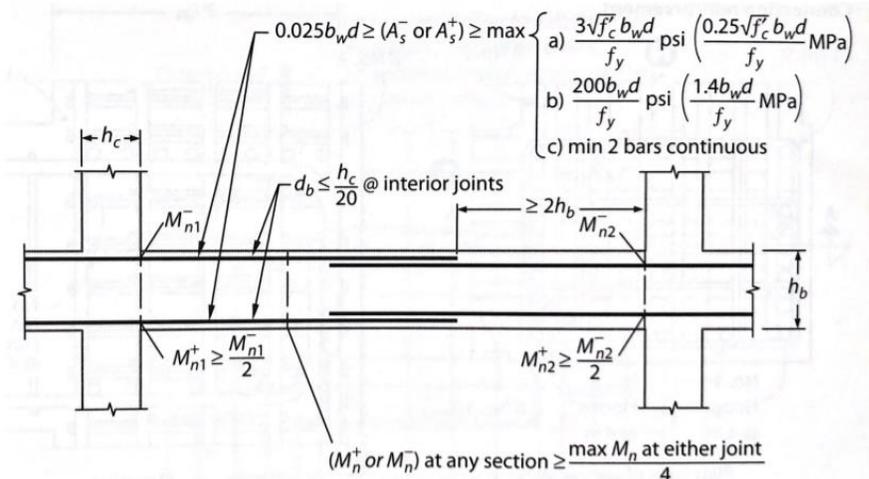


Figura 1.20. Requisitos de detalles de refuerzo a flexión según el ACI 318-14. (Moehle J. P., 2015).

1.9.2. Refuerzo a cortante en vigas

Una vez que se ha proporcionado el refuerzo longitudinal, se pueden determinar los momentos probables o plásticos requeridos por el ACI 318-14 para el diseño por cortante. En secciones anteriores se explicó cómo deben calcularse estos momentos.

Por simplicidad se toma el cortante de diseño en la cara del nudo y no a una distancia “d” (peralte efectivo de la viga) como se hace habitualmente en diseño de vigas bajo cargas gravitacionales.

En vigas de pórticos especiales *a momento* se pueden utilizar varias combinaciones de refuerzo transversal, sin embargo, lo más sencillo constructivamente hablando es usar estribos cerrados de confinamiento con ganchos doblados a 135 grados sexagesimales (ganchos sísmicos); de esta manera se logra confinar el hormigón, se restringe el pandeo de las varillas longitudinales, se incrementa la adherencia entre las varillas de refuerzo y el hormigón que las rodea y se logra resistir fuerzas cortantes.

En la Figura 1.21 se muestra una viga típica en donde se pueden encontrar 3 zonas: la zona $2h_b$ (zona de mecanismo plástico esperado), la zona del posible empalme por traslape y la zona fuera de las anteriores.

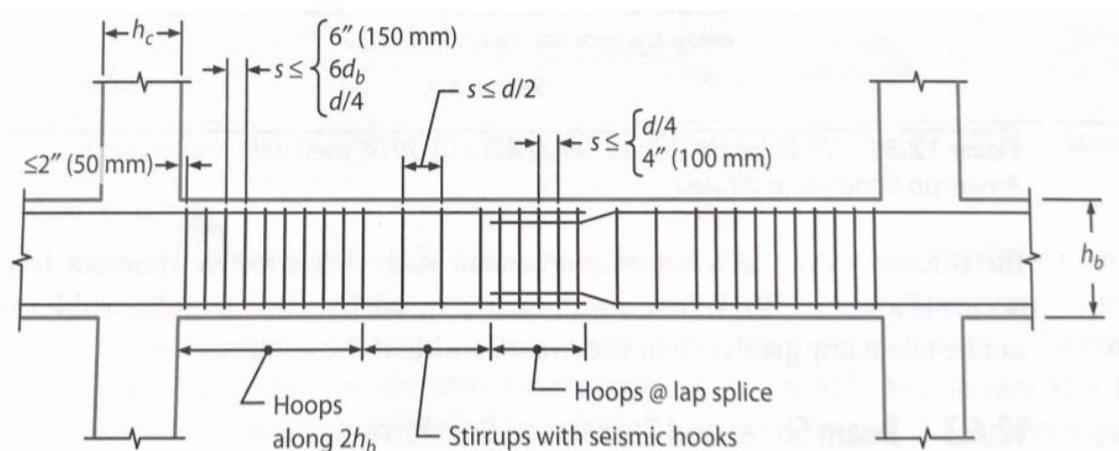


Figura 1.21. Ubicación y espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento según ACI 318-14. (Moehle J. P., 2015).

La zona $2h_b$ tiene unos requerimientos de espaciamiento estrictos porque es la zona donde se espera la fluencia a flexión y los cortantes serían grandes si es que ocurre ese mecanismo, por consiguiente, debe existir un buen confinamiento. La zona del empalme por traslape es considerada una zona débil, por lo tanto, también se requiere un espaciamiento restrictivo, como se puede ver en la Figura 1.21. Fuera de las zonas mencionadas, el espaciamiento puede ser mayor.

El ACI 318-14 propone que todas las varillas longitudinales esquineras estén restringidas por un estribo y que varillas alternadas también estén soportadas lateralmente (con ganchos suplementarios o estribos). Además, plantea que una varilla no arriostrada lateralmente no puede estar a más de 150 mm libres de una que sí lo está. También presenta que el espaciamiento entre varillas longitudinales restringidas debe ser máximo 360 mm.

La resistencia al cortante ϕV_n se obtiene normalmente del aporte del hormigón y del refuerzo transversal, representado en la siguiente ecuación:

$$\phi V_n = \phi V_s + \phi V_c$$

En donde ϕV_s es la resistencia de diseño aportada por el refuerzo transversal y ϕV_c es la resistencia de diseño aportada por el hormigón. El ACI 318-14 propone las siguientes ecuaciones para los aportes mencionados (en unidades del SI).

$$\phi V_s = \phi \frac{A_v f_y d}{s}$$

$$\phi V_c = \phi (0.17 \sqrt{f'c} b_w d)$$

En donde, “ A_v ” son las áreas de las ramas de estribos que resisten cortante, “ f_y ” es el esfuerzo de fluencia del acero, “ d ” es el peralte efectivo de la sección transversal, “ s ” es la separación entre estribos, “ $f'c$ ” es la resistencia a la compresión del hormigón (MPa), “ b_w ” es el ancho del alma de la sección transversal y “ ϕ ” es el factor de reducción de resistencia que para cortante es 0.75.

1.9.3. Refuerzo longitudinal en columnas

El ACI 318-14 en el capítulo 18 estipula que una columna debe tener una cuantía de acero de refuerzo longitudinal entre el 1% y 6%. El límite inferior tiene el propósito de controlar de que el momento de fluencia sea mayor que el momento de agrietamiento de la columna. Por otro lado, el límite superior permite que no exista congestión de varillas y también para reducir los esfuerzos cortantes en los nudos.

Por otro lado, es necesario que se cumpla el criterio de columna fuerte – viga débil. Por tal motivo, el ACI 318-14 capítulo 18 propone que se cumpla la siguiente inecuación en cada nudo de las edificaciones, o en cada nudo de los pórticos especiales:

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb}$$

En donde, “ M_{nc} ” son los momentos flectores nominales de las columnas que llegan a un nudo y que son evaluados en la cara del mismo nudo. “ M_{nb} ” son los momentos flectores nominales de las vigas que llegan al nudo e igualmente son evaluados en la cara.

1.9.4. Refuerzo transversal en columnas

El Refuerzo transversal en columnas es necesario para resistir los cortantes, para confinar los empalmes por traslape y las zonas donde se anticipa la fluencia por flexión.

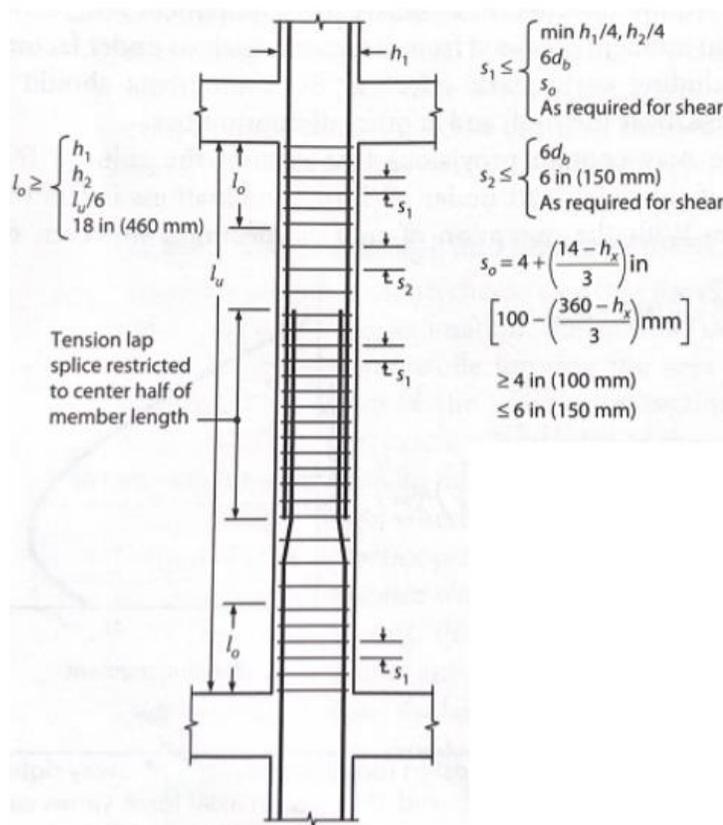


Figura 1.22. Zonas “ l_o ” y separaciones de estribos máximas en las diferentes posibles zonas en una columna de pórtico especial resistente a momento. (Moehle J. P., 2015).

En la Figura 1.22. Zonas “ l_o ” y separaciones de estribos máximas en las diferentes posibles zonas en una columna de pórtico especial resistente a momento., se pueden observar las zonas “ l_o ” o las zonas donde se esperan las rótulas plásticas; deben tener espaciamientos máximos de estribos como los descritos por “ s_1 ”. La zona donde se haga el empalme por traslape debe tener la misma separación máxima que en las zonas de fluencia. Fuera de las zonas mencionadas, se puede utilizar una separación máxima “ s_2 ”.

A partir de la Figura 1.23 se pueden establecer otras restricciones. Todas las varillas longitudinales esquineras y alternadas deben estar soportadas lateralmente por un estribo o vincha. Ninguna varilla que no esté soportada puede estar alejada a más de 150 mm de otra que si lo está. La distancia “ x_i ” no debe ser mayor a 360 mm.

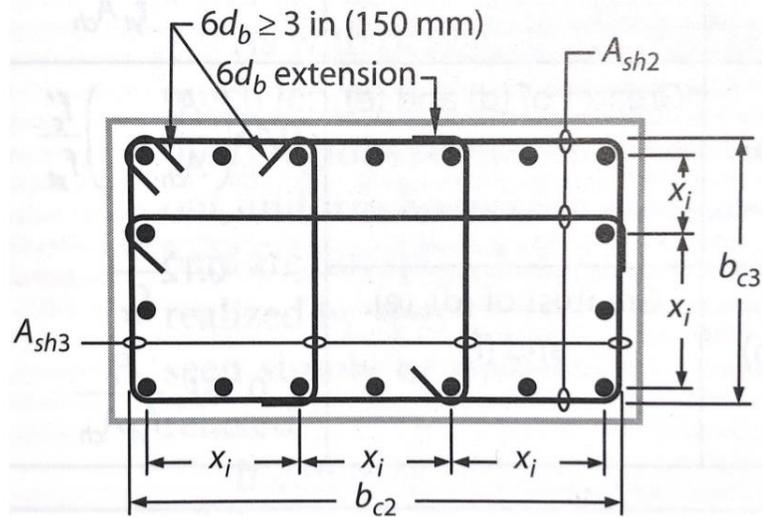


Figura 1.23. Sección transversal típica de una columna que forma parte de un pórtico especial resistente a momento. (Moehle J. P., 2015).

En la Figura 1.24 se muestra el requerimiento de refuerzo transversal para tener bien confinadas las zonas críticas de una columna, es decir, la zona “lo” y la del empalme por traslape. Según (Moehle J. P., 2015) lo ideal es mantener la carga axial máxima menor a $0.30 A_g f'_c$ de tal forma que cuando ocurran las rótulas plásticas el hormigón no fluya y no se pierda capacidad de deformación. En consecuencia, las ecuaciones que deberían usarse son la (a) y (b). “ A_g ” es el área gruesa, o sea, es la multiplicación de las dimensiones de la sección transversal de la columna. “ A_{ch} ” es el área confinada y se obtiene de la multiplicación de “ b_{c2} ” y “ b_{c3} ” (Figura 1.23.). “ A_{sh} ” se encuentra explicada en la misma figura; este parámetro y el “ b_c ” van a depender de la dirección de análisis.

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)

Figura 1.24. Requerimiento mínimo de refuerzo transversal de confinamiento en zonas críticas. (Comité ACI 318, 2015).

Una vez calculada la cantidad de área de estribos de confinamiento (A_{sh}). Se calcula resistencia nominal a cortante tomando en cuenta el aporte del acero y del hormigón (si es que aplica) como en el análisis de las vigas.

1.9.5. Resistencia de los nudos

La resistencia nominal del nudo debe ser determinada de acuerdo con la Figura 1.25. Una viga confina una cara del nudo cuando el ancho de la viga es por lo menos 0.75 veces el ancho de la cara del nudo. El factor de reducción de resistencia ϕ es 0.85. En la Figura 1.26 se explica la obtención del parámetro “ A_j ”, el cual es el área efectiva del nudo.

Configuración del nudo	V_n
Para nudos confinados por vigas en sus cuatro caras ^[1]	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ ^[2]
Para nudos confinados por vigas en tres de sus caras o en dos caras opuestas ^[1]	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ ^[2]
Para otros casos	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ ^[2]

Figura 1.25. Resistencia nominal al corte de los nudos en función del confinamiento conferido por las vigas que se conectan al mismo. (Comité ACI 318, 2015).

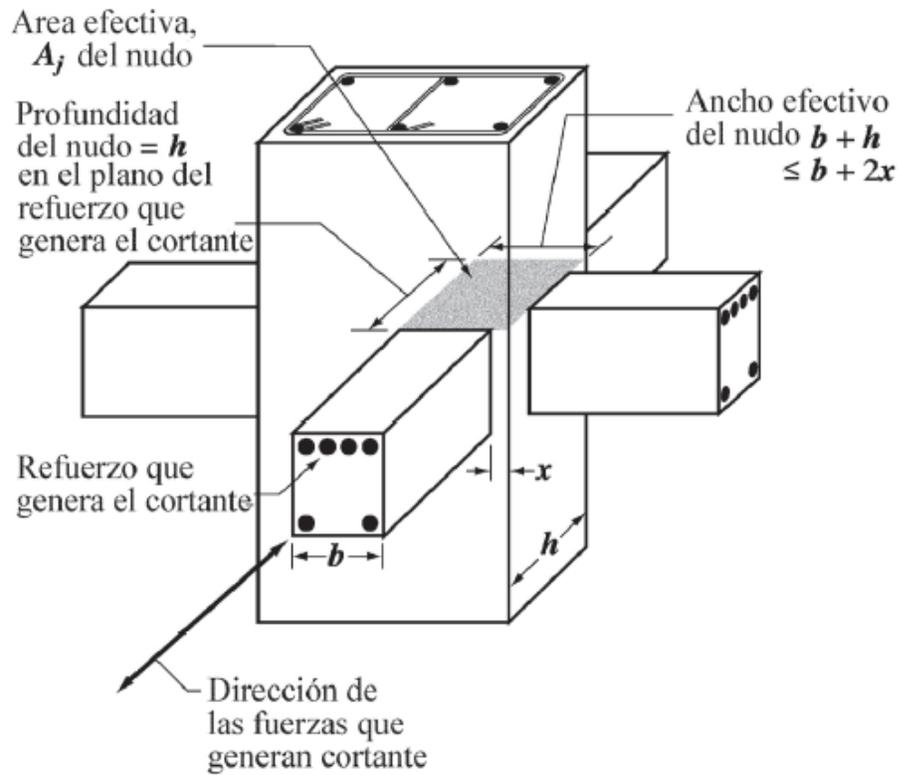


Figura 1.26. Esquema de un nudo viga - columna. Se definen las dimensiones para calcular la resistencia nominal del nudo. (Comité ACI 318, 2015).

CAPÍTULO 2: MUROS ESPECIALES DE HORMIGÓN ARMADO

2.1. Definición y tipo de muros

Un muro es un elemento vertical que es capaz de resistir diferentes combinaciones de carga, esencialmente, combinaciones de fuerza cortante, momentos flectores y cargas axiales.

Los muros pueden ser clasificados de la siguiente manera (McCormac & Brown, 2016):

- *Muros de carga:* son aquellos que resisten cargas gravitacionales actuando en la parte superior de su cuerpo; estas solicitaciones pueden generarle una flexión en su eje más débil. Forman parte de una estructura que los arriostra lateralmente.
- *Muros de corte o de cortante:* son muros que resisten cargas laterales provenientes de fuentes ambientales como: el viento o un movimiento sísmico, actuando sobre un edificio. Además de resistir las cargas laterales mencionadas, estos elementos también se encargan de resistir cargas gravitacionales según su área de influencia. Son llamados muros estructurales según el ACI 318-14.
- *Muros de contención:* son aquellos que no resisten cargas gravitacionales, sino que fuerzas laterales provenientes de la retención de suelo o agua, o una combinación de ambos.

2.2. Muros estructurales especiales en edificios

Un muro especial es un muro de corte que satisface los requisitos del ACI 318-14, Capítulo 18.10, destinado a dar como resultado una resistencia suficiente para resistir los efectos de terremotos en edificios asignados a categorías de diseño sísmico D, E o F, es decir, edificios que se encuentran en zonas de alta

amenaza sísmica. En edificios son utilizados en distintas configuraciones como se puede observar en la Figura 2.1; la figura (a) muestra un muro pequeño o chato, (b) un muro con perforaciones para ventanas, (c) un muro esbelto unido a vigas y columnas y (d) un muro acoplado (Wight, 2016).

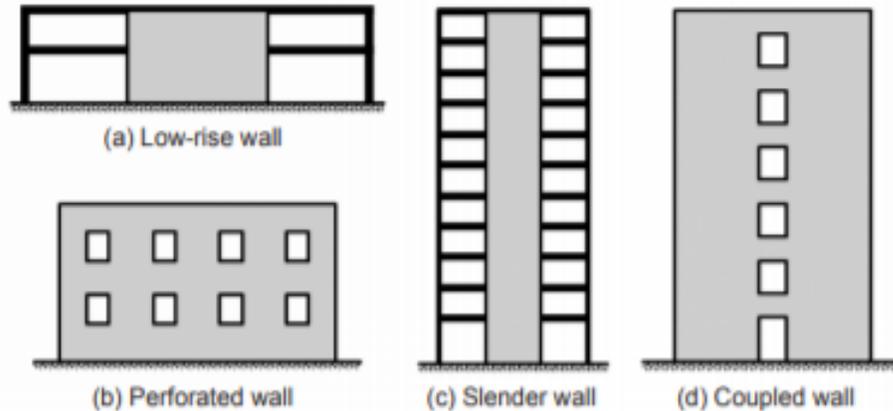


Figura 2.1. Distintas configuraciones de muros estructurales especiales. (Moehle, Ghodsi, Hooper, Fields, & Gedhada, 2012).

2.3. Secciones transversales típicas

Los muros estructurales especiales pueden ser configurados de diversas maneras. En la Figura 2.2 se observan algunos ejemplos de secciones transversales comunes utilizadas en la construcción de edificios.

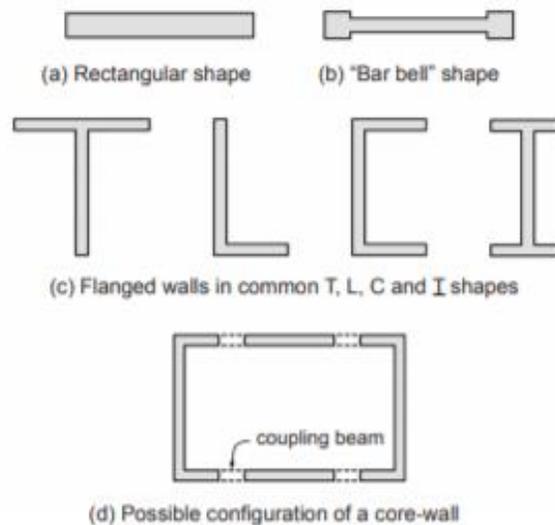


Figura 2.2. Secciones transversales típicas en la construcción de muros estructurales especiales. (Moehle, Ghodsi, Hooper, Fields, & Gedhada, 2012)

Secciones transversales rectangulares son fáciles de diseñar y construir. Los muros con forma de mancuerna de gimnasio tienen columnas de borde o elementos de borde que contienen una mayor concentración de varillas longitudinales arriostradas lateralmente por refuerzos transversal, lo cual, mejora la resistencia nominal a momento, la estabilidad del muro y crea un elemento para que las vigas de los pórticos adyacentes se puedan conectar. Por otro lado, se pueden unir diferentes segmentos rectangulares de muro para construir muros con alas en forma de T, L, C e I. Es muy común en edificios altos que los muros formen un rectángulo encerrando las escaleras y los ascensores; en esos casos, los muros se conectan entre sí por vigas de acople que pasan por encima de las puertas y que tienen una luz libre pequeña, lo que las convierte en vigas con detalles de varillas especiales.

2.4. Ubicación de muros en planta

Los muros deben estar bien distribuidos dentro del plano del edificio, con múltiples muros que proporcionan resistencia a los cortantes en cada dirección principal. Además, éstos deben colocarse de tal manera que su centro de rigidez esté cerca del centro de masa, evitando así la torsión inherente. Los muros ubicados cerca del perímetro podrían preferirse porque maximizan la resistencia a la torsión. Las cargas de gravedad tributarias ayudan a resistir los momentos de volteo del muro, reduciendo las demandas de refuerzo y levantamiento de la cimentación. Por lo tanto, puede ser conveniente mover las paredes hacia adentro desde el perímetro y que estén lejos de columnas adyacentes para que puedan soportar más cargas de gravedad, aunque esto reduce la resistencia a la torsión en planta. Demasiada fuerza axial puede dar lugar a un comportamiento de flexión controlada por compresión, la cual es indeseada. Un buen diseño se genera por una buena colaboración entre ingenieros y arquitectos (Wight, 2016).

2.5. Comportamiento de los muros de corte

Una característica muy importante en este tipo de elemento es la relación de esbeltez. Se trata de un condicionante en la forma de comportarse el muro y de resistir las fuerzas laterales que van a presentarse en su vida útil.

El comportamiento y la resistencia de un muro estructural chato o pequeño, generalmente, están dominados por cortante. Un muro se considera como pequeño cuando el edificio tiene uno o dos pisos o, cuando la relación de esbeltez h_w/l_w es menor o igual a 2 (Wight, 2016).

Si el muro forma parte de un edificio con 4 o más pisos o, cuando la relación de esbeltez h_w/l_w es mayor o igual a 3, el muro se comporta como un elemento en voladizo, es decir, las cargas laterales son resistidas principalmente por acción de flexión más que por cortante (Wight, 2016).

Aquellos muros que tengan una relación de esbeltez h_w/l_w intermedia, es decir, entre 2 y 3, tendrán un comportamiento combinado de flexión y cortante.

2.6. Interacción de muros de corte y pórticos

Este tipo de sistema estructural resistente a cargas laterales es utilizado generalmente en edificios que tienen de 8 a 30 pisos, es decir, edificios de mediana y elevada altura. Una parte de la carga lateral es resistida por los muros y otra parte por los pórticos conformados por vigas y columnas (Wight, 2016).

La división de las fuerzas laterales entre los muros y los pórticos puede ser analizado utilizando un modelo bidimensional si el edificio es simétrico en planta y si el sistema de piso funciona como un diafragma rígido, de lo contrario es necesario realizar un modelo tridimensional. Típicamente, se utiliza el método de análisis de elementos finitos en el cual se modelan las vigas y las columnas como elementos rectilíneos o elementos tipo “frame” y los muros como elementos superficiales o elementos tipo “shell thin”. Las conexiones de las vigas con los muros pueden ser rígidas o articuladas. En la Figura 2.3 se observa la

representación para el análisis de un sistema combinado de pórtico - muro bidimensional de un edificio simétrico.

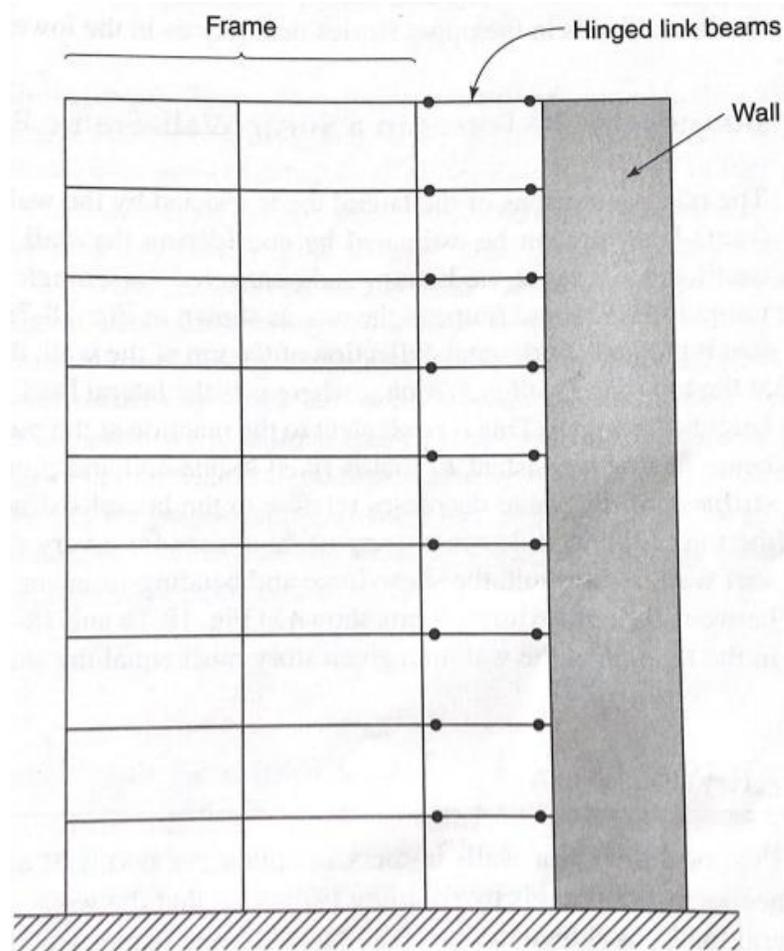


Figura 2.3. Representación de la interacción de un muro y pórtico (Wight, 2016).

Un factor muy importante para tomar en cuenta es la rigidez relativa del muro y del pórtico. Las fuerzas cortantes y momentos flectores en los muros dependerán de qué tan rígido o flexible sea el pórtico actuando en el mismo plano del muro. Las fracciones de la carga lateral total por piso resistida por los elementos mencionados van a diferir de piso a piso. Generalmente, en los pisos superiores, la fracción mencionada va a aumentar a favor de los pórticos. En la Figura 2.4 se representa de forma esquemática el rango de variación de las fuerzas internas

en los muros en función de la rigidez lateral de los pórticos actuando en su mismo plano.

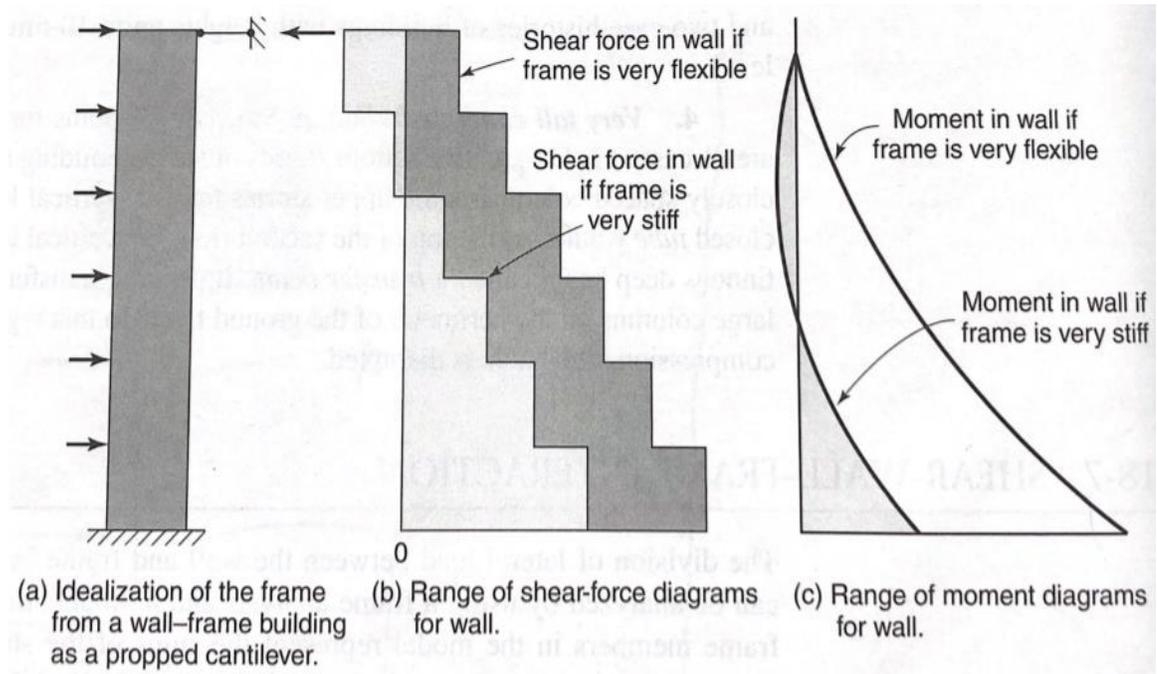


Figura 2.4. Incidencia en la distribución de cortante y momento de la rigidez de un pórtico interactuando con un muro (Wight, 2016).

2.7. Consideraciones generales en el uso de muros de corte

Deben considerarse los siguientes aspectos a la hora de decidir utilizar muros estructurales en una edificación:

- El edificio debe tener suficiente rigidez para que las deflexiones y vibraciones no superen un valor máximo debido a las solicitaciones durante su vida en servicio.
- Los muros deben estar localizados en zonas donde tengan suficiente influencia sobre las cargas gravitacionales, de tal forma que actúen las cargas axiales necesarias para evitar levantamientos en sus cimentaciones.
- La ubicación de muros y pórticos debe ser tal que se minimice las deformaciones torsionales del edificio alrededor de su eje vertical.
- Los muros deben tener una suficiente resistencia al corte y a la acción combinada de flexión y carga axial.

2.8. Configuración típica de los refuerzos

En la Figura 2.5 se ilustra la configuración típica de un muro especial de sección transversal rectangular. Como mínimo el muro debe tener refuerzo distribuido vertical y horizontal o también conocidos como refuerzos distribuidos longitudinales y transversales, respectivamente. Además, como se dijo, en ciertos casos es necesario el uso de elementos de borde en donde se concentra el refuerzo longitudinal y donde se confina el hormigón mediante el uso de refuerzos transversales (estribos).

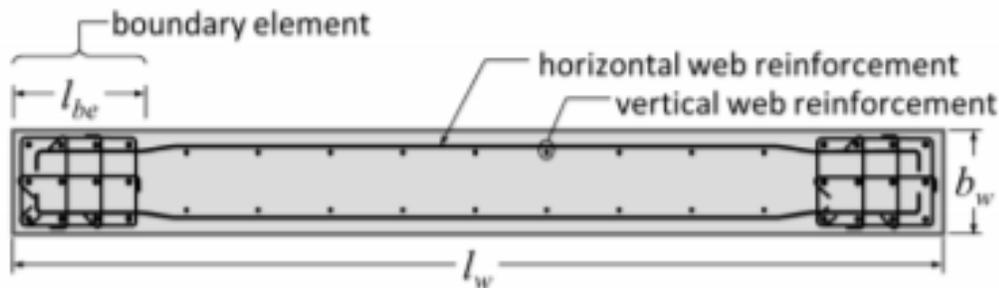


Figura 2.5. Configuración de los refuerzos en muros especiales y nomenclatura de dimensiones (Moehle, Ghodsi, Hooper, Fields, & Gedhada, 2012).

2.9. Resistencia a la flexión y carga axial

La sección transversal de un muro debe satisfacer las siguientes inequaciones:

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

En donde los términos de la izquierda de las inequaciones se tratan de las resistencias y en el lado derecho están las cargas o fuerzas mayoradas que provienen del análisis estructural.

Para la combinación de flexión y carga axial en un muro, el factor de reducción de resistencia ϕ es determinado con el mismo procedimiento que en columnas. La elección del factor depende de la deformación unitaria a tensión de la fila de varillas de acero más alejada de la fibra de máximos esfuerzos a compresión en el momento en el que la sección llega a su capacidad nominal, es decir, cuando la deformación unitaria a compresión en el hormigón alcanza $\epsilon_{cu}=0.003$. Si la

deformación unitaria a tensión mencionada es mayor 0.005, $\phi=0.90$, la sección es considerada como “controlada por tensión”; si es menor a la deformación unitaria de fluencia (ϵ_y), $\phi=0.65$ (cuando se usan estribos rectangulares), la sección es considerada como “controlada por compresión”; si la deformación unitaria a tensión se encuentra en el rango intermedio, el valor de ϕ debe ser interpolado, la sección se encontraría en una zona de transición.

Por otro lado, los cálculos de las resistencias nominales de flexión y carga axial también coinciden con los de las columnas. Se asumen distribución de deformaciones unitarias lineales en la sección transversal (Figura 2.6), se utilizan las curvas de esfuerzo – deformación unitaria de los materiales involucrados (acero y hormigón) y, además, los límites de las deformaciones unitarias expresadas en el ACI 318-14. Todas las varillas longitudinales del alma y de los elementos de borde del muro deben ser consideradas en este análisis para la conformación del diagrama de interacción de carga axial y momento flector (Moehle, Ghodsi, Hooper, Fields, & Gedhada, 2012).

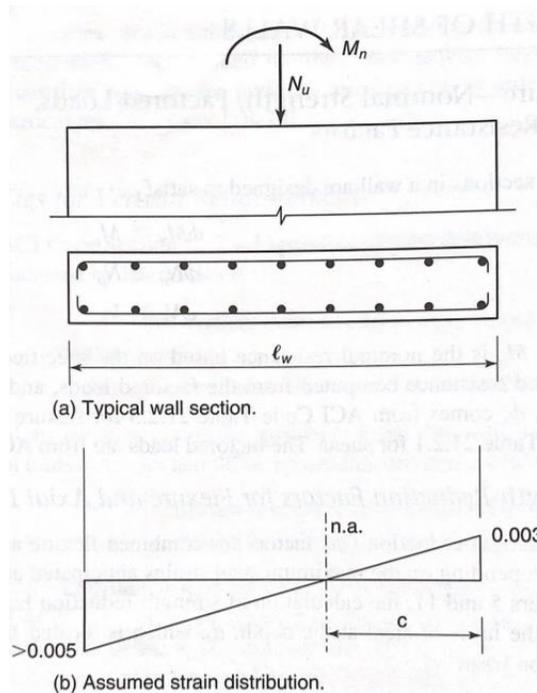


Figura 2.6. Distribución de deformaciones unitarias lineales en sección transversal de muro rectangular para análisis y diseño con diagrama de interacción (Wight, 2016).

La carga axial de diseño “Pu” debe ser colocada correctamente. Usualmente, la ubicación correcta de la carga axial es en el centroide de las cargas tributarias al muro, incluyendo su propio peso. Generalmente, los programas computacionales consideran correctamente la carga axial sobre el muro en el modelo analítico.

El diseño utilizando los diagramas de interacción al final se convierte en un proceso de prueba y error en el cual las variables a evaluar son los diámetros de las varillas longitudinales y sus separaciones, ya que, la geometría y las características de los materiales son previamente seleccionados. Los refuerzos transversales de los elementos de borde proveen arriostamiento lateral a las varillas verticales, razón por la cual ambos diseños deben hacerse simultáneamente.

El comentario R18.10.5 del ACI 318-14 aclara que la resistencia se debe determinar considerando las fuerzas axiales y laterales aplicadas, es decir, las resistencias por acción combinada de carga axial y momento se establecen a partir de las combinaciones de diseño consideradas en el análisis (Comité ACI 318, 2015).

2.9.1. Elementos de borde

Los elementos de borde son una parte a lo largo de los bordes de los muros estructurales que son reforzados con varillas longitudinales y con refuerzos transversales. Cuando existe la acción combinada de cargas sísmicas y gravitacionales y se generan compresiones elevadas en los bordes del muro, el ACI 318-14 demanda la necesidad de colocar elementos de borde especialmente reforzados. Si las demandas de compresión no son elevadas, entonces no se necesitan elementos de borde especiales, sino que se debe evaluar la necesidad de colocar refuerzos transversales de una manera diferente al detallamiento especial. En la Figura 2.6, la longitud del elemento de borde se representa con la nomenclatura “ l_{be} ”.

2.10. Resistencia contra fuerza cortante

El diseño por cortante de muros especiales de hormigón armado no considera la interacción de fuerza cortante y fuerza axial. El ACI 318-14 capítulo 18.10 define la resistencia nominal al corte igual a:

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

En donde, A_{cv} es el área del alma de la sección del muro ($l_w * b_w$), λ es un factor que considera si el hormigón es liviano o de peso normal, f'_c es la resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días, ρ_t es la cuantía de refuerzo horizontal del muro y f_y es el esfuerzo de fluencia de las varillas de refuerzo horizontal. Por último, el parámetro α_c depende de la relación h_w/l_w ; si es mayor a 2, $\alpha_c = 0.53$; si es menor a 1.5, $\alpha_c = 0.80$. Estos últimos valores se utilizan con el sistema de unidades MKS con los esfuerzos en kg/cm^2 . La relación h_w/l_w se refiere a las dimensiones globales del muro desde su base hasta la parte más alta cuando el muro no tiene huecos; al presentarse un muro con discontinuidades, el análisis es de otra forma. La ecuación representa la contribución del hormigón y de las varillas de acero horizontales en la resistencia al cortante.

En el diseño corte de muros, como en todos los elementos de hormigón armado, se debe aplicar la siguiente inecuación:

$$\phi V_n \geq V_u$$

El factor de reducción de resistencia que acompaña a la resistencia nominal V_n es igual a 0.60 según el ACI 318-14 tabla 21.2.4.1 para muros que resistan cargas sísmicas y en los cuales la resistencia nominal a cortante del elemento es menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a momento del elemento para las condiciones de carga existentes. Esto es común en elementos controlados por cortante como en muros chatos.

Por otro lado, según el ACI 318-14 tabla 21.2.1, el factor de reducción de resistencia para cortante es 0.75. Esto aplicaría para muros esbeltos.

Finalmente, en el artículo 18.10.3 del ACI 318 – 14 se estipula que la fuerza de diseño V_u debe obtenerse del análisis para carga lateral de acuerdo con las combinaciones de diseño establecidas.

2.11. Requerimientos del ACI 318-14

La sección 18.10 del ACI 318-14 trata sobre el diseño de muros estructurales especiales de hormigón armado. Los artículos más importantes en este apartado son los siguientes:

- Las cuantías de refuerzos longitudinales (ρ_l) y transversal (ρ_t) en el alma del muro deben ser como mínimo 0.0025. Las cuantías se las obtienen de la siguiente manera:

$$\rho_l = \frac{A_{v,vert}}{b_w * s_1}$$

$$\rho_t = \frac{A_{v,horiz}}{b_w * s_2}$$

En donde b_w corresponde al espesor del alma del muro (Figura 2.6) y la nomenclatura restante se aclara en la Figura 2.7.

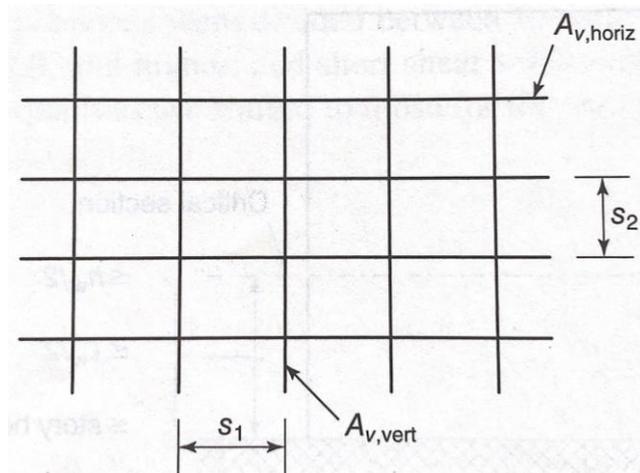


Figura 2.7. Nomenclatura del refuerzo longitudinal o vertical y transversal u horizontal (Wight, 2016).

- El espaciamiento del refuerzo vertical y horizontal no debe exceder 450 mm.
- Debe usarse al menos dos capas de refuerzo cuando $V_u > 0.53 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$ (en unidades del sistema MKS, con esfuerzos en kg/cm²) o cuando h_w/l_w es mayor a 2, donde h_w y l_w son las dimensiones globales del muro.
- Cada muro debe tomar máximo una fuerza cortante de $2.12 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$, en unidades del sistema MKS, con esfuerzos en kg/cm².
- Se puede determinar la necesidad de usar elementos de borde a partir de los siguientes dos métodos:

- $$c \geq \frac{l_w}{600 (1.5 \frac{\delta_u}{h_w})}$$

Donde “c” es la profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y la resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño δ_u . El cociente $\frac{\delta_u}{h_w}$ no debe tomarse menor a 0.005. Si se cumple la inecuación, se necesitan elementos de borde.

- Cuando el esfuerzo a compresión en la fibra extrema de la sección transversal sobrepase $0.20 f'_c$ se requieren elementos de borde. Cuando el esfuerzo sea menor a $0.15 f'_c$ ya no se necesita. Los esfuerzos deben ser calculados con un modelo elástico lineal y usando las propiedades de la sección bruta.
- El elemento de borde debe extenderse paralelamente al alma del muro desde la fibra extrema hacia adentro; el mayor, por lo menos, a una distancia entre “ $c-0.10 l_w$ ” y “ $c/2$ ”. En donde “c” se calcula con la carga axial mayorada y la resistencia nominal a momento, congruente con el desplazamiento de diseño δ_u .
- El ancho del elemento de borde debe ser revisado bajo las siguientes dos condiciones:

- $b \geq h_u/16$, donde h_u es la longitud no arriostrada del

elemento.

- Si $c/l_w \geq 3/8$, entonces $b \geq 300 \text{ mm}$.
- Los refuerzos transversales de los elementos de borde deben cumplir con los requisitos de columnas de pórticos especiales resistentes a momento, es decir, con los requerimientos de 18.7.5.2 (a) hasta (e) y 18.7.5.3 excepto que el valor de h_x no debe exceder, el menor, entre 350 mm y $2/3$ del ancho del elemento de borde.
- El límite de espaciamiento del refuerzo transversal que se establece para columnas especiales en el literal 18.7.5.3 (a) se reemplaza por un tercio de la menor dimensión del elemento de borde.
- El refuerzo horizontal del alma del muro debe anclarse al elemento de borde. Puede optarse por utilizar la longitud de desarrollo de la varilla o utilizar un gancho estándar doblado a 90 grados, sin embargo, debe estar embebido de tal forma que desde el extremo del muro hacia el extremo de la varilla desarrollada haya por lo menos 150 mm, como se puede observar en la Figura 2.8.

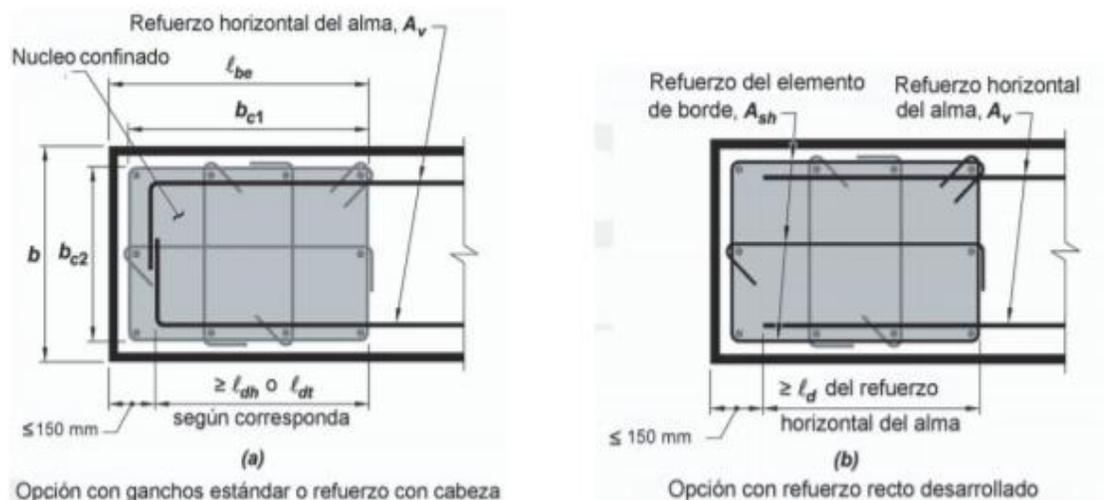


Figura 2.8. Formas de desarrollar el refuerzo horizontal del alma del muro en elementos de borde (Comité ACI 318, 2015).

- Las vigas de acople con $l_n/h \geq 4$, deben diseñarse y detallarse como una viga de pórtico especial resistente a momento. “L_n” corresponde a la luz libre de la viga y “h” al peralte de esta.

CAPÍTULO 3: ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO CON PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO

3.1. Modelo Estructural

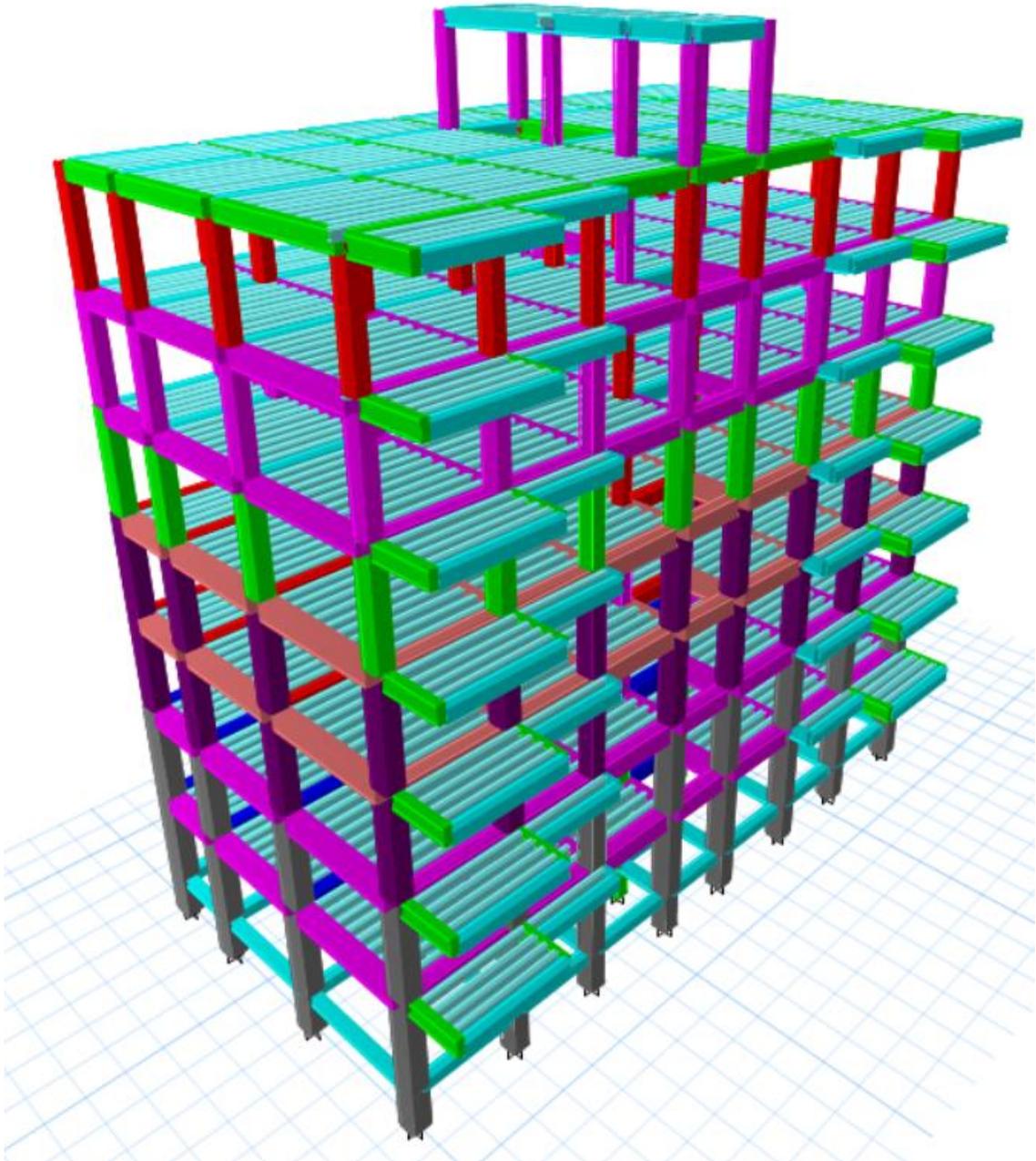


Figura 3.1. Modelo tridimensional del edificio con pórticos desarrollado en el programa ETABS 18.0.1.

3.1.1. Materiales

Tabla 3.1. Materiales utilizados en el análisis y diseño.

Material	Peso específico (kN/m ³)	Resistencia considerada	Relación de Poisson	Módulo de Young (MPa)
Hormigón normal para vigas y columnas	24	$f_c = 35$ MPa	0.20	27,703
Acero de refuerzo A615 Grado 60	78.50	$f_y = 420$ MPa	0.30	200,000

3.1.2. Hipótesis del modelo

Las columnas, vigas y viguetas son elementos cuyas longitudes son mucho mayores que sus dimensiones en sección transversal, por tal motivo se utilizó elementos tipo “frame” para su modelación.

Se tomaron en cuenta secciones transversales agrietadas de vigas y columnas según recomendaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), es decir, se aplicaron los factores de agrietamiento sobre las inercias de los elementos mostrados en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2. Inercias efectivas o agrietadas de vigas y columnas.

Inercia efectiva (I_e)	Factor de agrietamiento x Inercia gruesa (I_g)
I_e vigas	0.50 I_g
I_e columnas	0.80 I_g

Se asumieron que las conexiones entre vigas y columnas son completamente rígidas.

En cada piso se consideró un diafragma rígido puesto que se supone que la losa nervada tiene la suficiente rigidez en su plano como para considerarlo de esa manera.

3.1.3. Descripción de la estructura

Se trata de un edificio de vigas y columnas de hormigón armado de 6 pisos de uso residencial, una cubierta accesible para realizar reuniones y un apéndice de cubierta para cubrir el foso de ascensor y de escalera. Es una estructura analizada y diseñada sobre un suelo tipo E, típico de la ciudad de Guayaquil, con una capacidad portante máxima de 5 T/m².

3.1.4. Secciones transversales de vigas



Figura 3.2. Vigas de planta baja (Nivel: +0.00 metros).

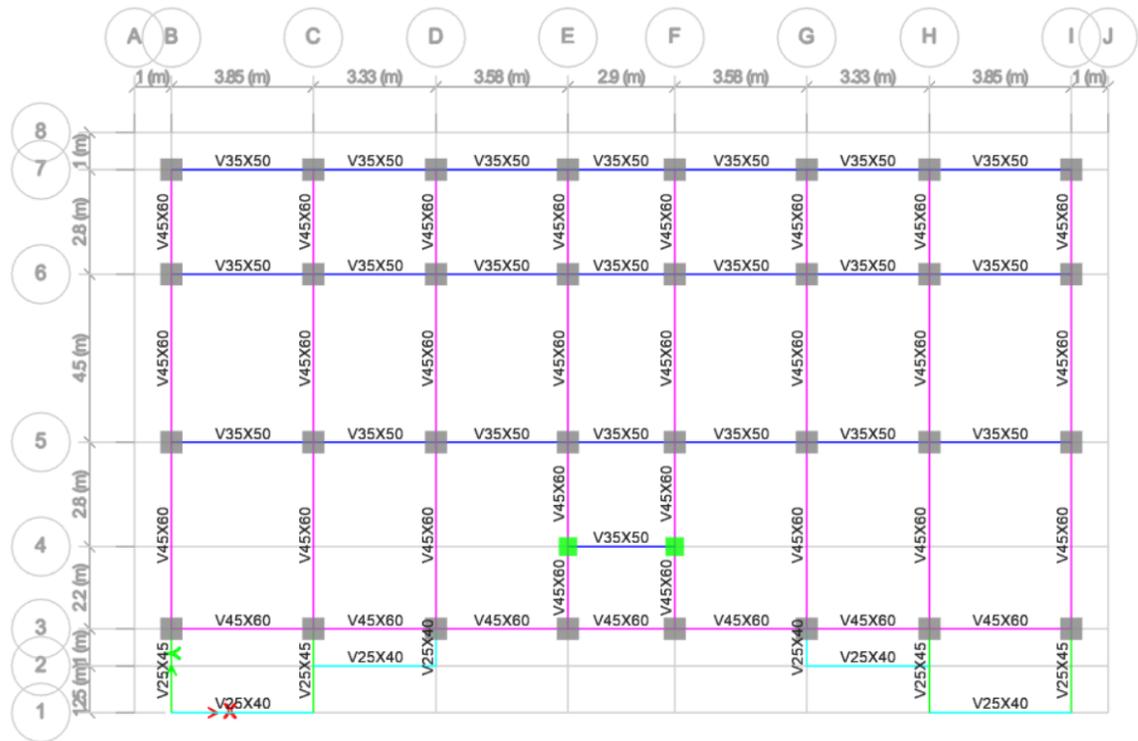


Figura 3.3. Vigas de los pisos 1 y 2 (Nivel: +3.40 y +6.80 metros).

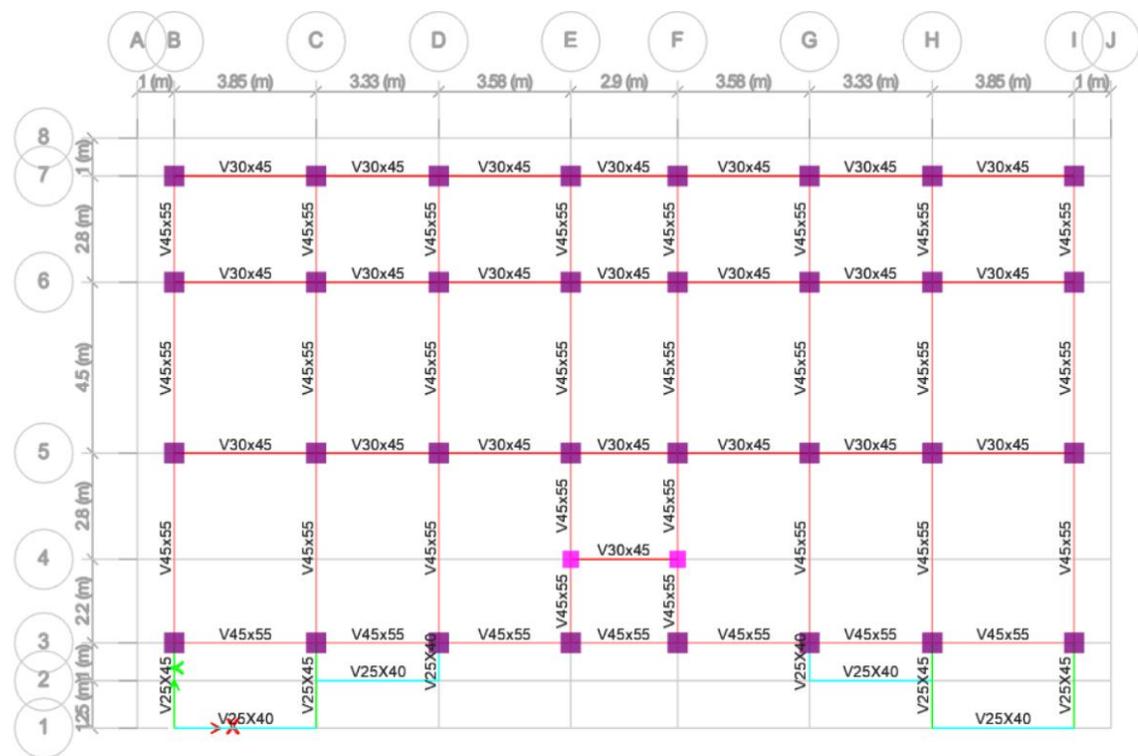


Figura 3.4. Vigas de los pisos 3 y 4 (Nivel: +10.20 y +13.60 metros).



Figura 3.5. Vigas de los pisos 5 y 6 (Nivel: +17.00 y +20.40 metros).

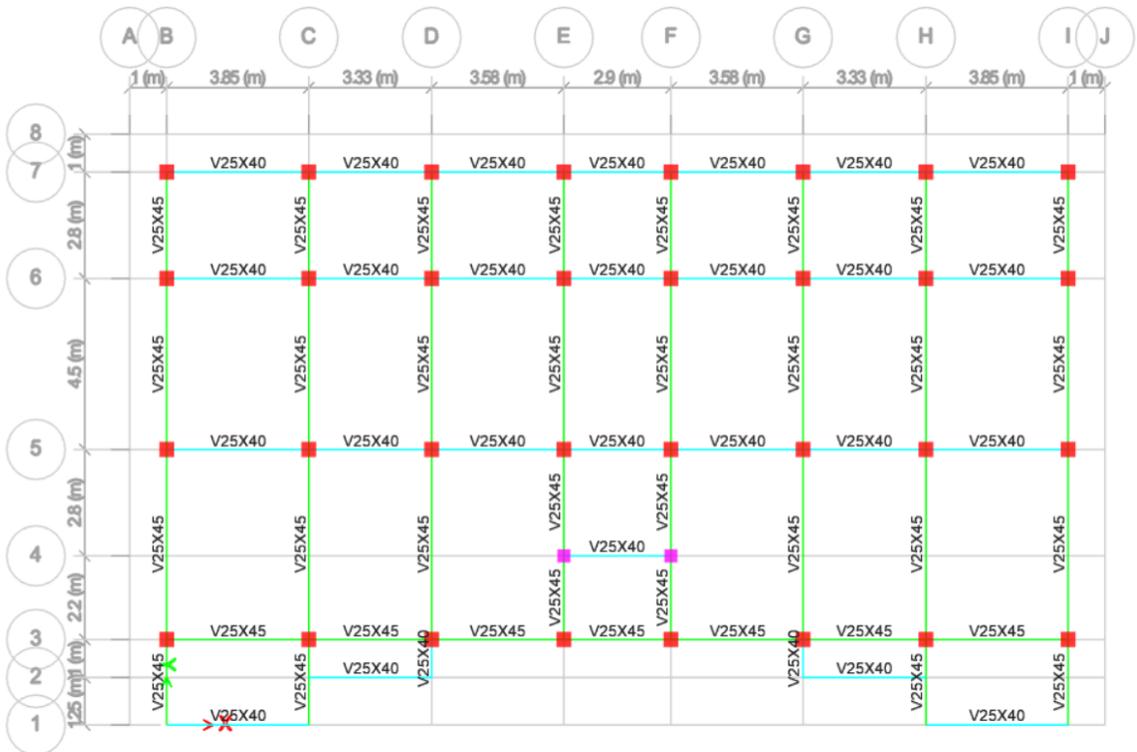


Figura 3.6. Vigas del piso 7: cubierta accesible (Nivel: +23.80 metros).

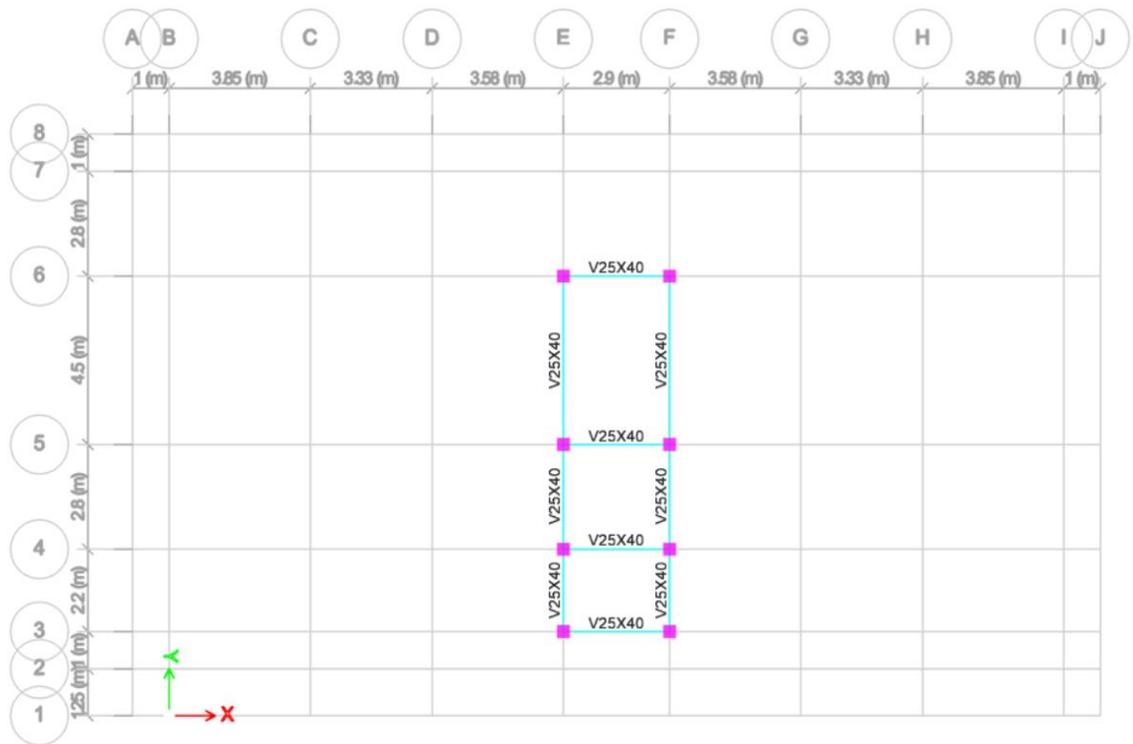


Figura 3.7. Vigas de apéndice de cubierta (Nivel: +27.20 metros).

3.1.5. Secciones transversales de columnas

Tabla 3.3. Secciones transversales de todas las columnas a excepción de las mostradas en la Tabla 3.4.

Entrepiso	Altura de entrepiso (m)	Sección transversal (mm x mm)
1 y 2	3.40	600 x 600
3 y 4	3.40	550 x 550
5	3.40	500 x 500
6	3.40	450 x 450
7 (Cubierta accesible)	3.40	400 x 400
8 (apéndice de cubierta)	3.40	350 x 350

Tabla 3.4. Secciones transversales de columnas en la intersección de ejes E-4 y F-4.

Entrepiso	Altura de entrepiso (m)	Sección transversal (mm x mm)
1 y 2	3.40	500 x 500
3 y 4	3.40	450 x 450
5 y 6	3.40	400 x 400
7 y 8 (apéndice de cubierta)	3.40	350 x 350



Figura 3.8. Alzado del pórtico del eje D. Se puede constatar lo indicado en la Tabla 3.3.

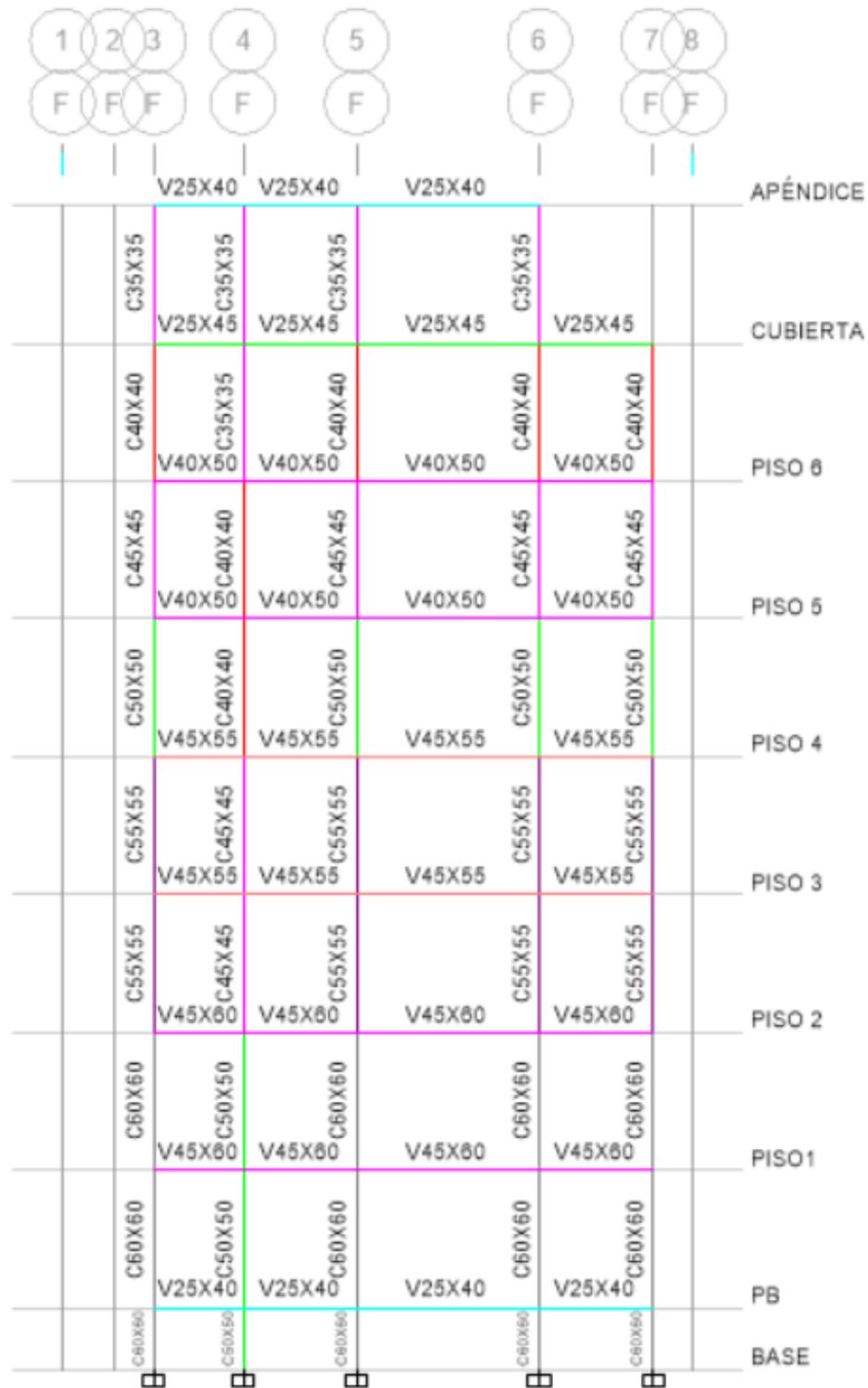


Figura 3.9. Alzado del pórtico del eje F. Se puede observar que las columnas del eje 4 son diferentes al resto; lo mismo ocurre en el pórtico del eje E.

3.1.6. Distribución de viguetas o nervios en la planta

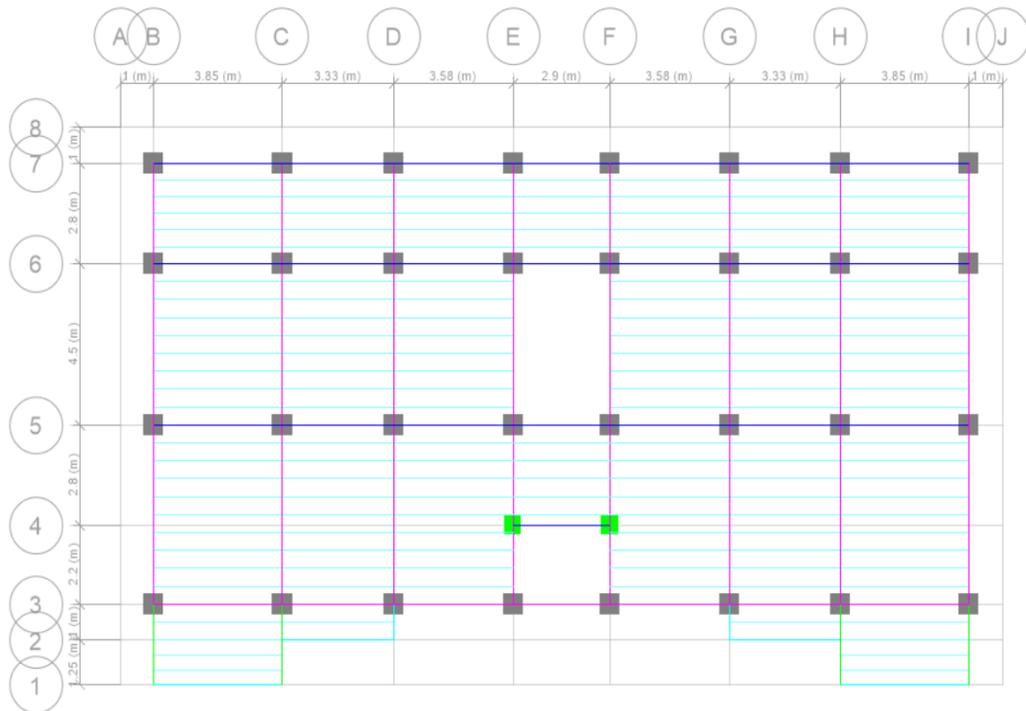


Figura 3.10. Distribución de viguetas o nervios en la planta del piso 1. Se encuentran espaciadas cada 500 mm y se replican en todos los pisos.

3.2. Estados de carga y combinaciones

3.2.1. Carga muerta (CM)

La carga muerta se define como toda carga estática gravitacional permanente sobre las estructuras. La carga muerta corresponde al peso propio de los elementos estructurales modelados, es decir: vigas, columnas y viguetas.

El programa las calcula automáticamente en función de los materiales y de las geometrías de los elementos y las distribuye uniformemente sobre ellos. Considera como peso específico del hormigón un valor de 24 kN/m^3 .

3.2.2. Carga muerta sobreimpuesta (CMS)

La carga muerta sobreimpuesta se refiere al peso propio de elementos no estructurales y de las losetas que van encima de las viguetas, las cuales no fueron modeladas.

Una parte de la CMS se consideró actuando sobre los nervios (se modelaron a 500 milímetros de separación) como carga linealmente distribuida ($3.25 \text{ kN/m}^2 \times 0.50\text{m} = 1.625 \text{ kN/m}$), en el que se tomó en cuenta el peso propio de los elementos no estructurales mostrados en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5. Desglose de componentes no estructurales con sus pesos.

Componente no estructural	Peso (kN/m²)
Cerámica	0.30
Nivelante (espesor = 2 cm)	0.44
Instalaciones eléctricas, sanitarias, de voz y datos, de climatización, entre otras	0.15
Tumbado de gypsum con sus elementos de soporte de aluminio	0.30
Loseta (espesor = 5 cm)	0.96
Bloque aligerante	1.10
TOTAL	3.25

Se consideró otra parte de la CMS actuando sobre todas las vigas de cada piso representando, como carga linealmente distribuida, el peso propio de las paredes de mampostería. Se asumió que la altura de la pared en promedio equivale a 3 metros y que está compuesta de bloques de 150 mm x 200 mm x 400 mm, incluidos los enlucidos en ambas caras. Este peso resultó en una carga linealmente distribuida de 6.20 kN/m.

3.2.3. Carga viva (CV) y sus casos

Como recomendación de la NEC-SE-CG, se usó en el modelo una carga viva de 2 kN/m² desde el piso 1 hasta el 6 debido a que esa carga corresponde a la ocupación que se tiene prevista para esas plantas, es decir, para uso residencial. Por otro lado, la cubierta es accesible, por lo tanto, la norma mencionada recomienda el uso de una carga viva de 4.8 kN/m².

Ambas cargas fueron repartidas como cargas linealmente distribuidas sobre las viguetas, por lo tanto, la carga sobre los nervios de los pisos 1 hasta el 6 es de 1 kN/m y en la cubierta accesible es de 2.4 kN/m.

El ACI 318-14 recomienda hacer las siguientes disposiciones de las cargas vivas para obtener las máximas solicitaciones posibles sobre cada viga. Se basa en la premisa de que las cargas vivas son fuerzas variables que no van a actuar uniformemente sobre todo el piso, más bien van a tener patrones diferentes. A continuación, se presentan figuras con los respectivos patrones de carga viva.

Se hizo una envolvente de fuerzas (Envolvente de carga viva) con los casos de cargas vivas mostrados desde la Figura 3.11 a la Figura 3.18 para obtener de manera rápida las distribuciones de las máximas fuerzas en cada viga para así facilitar el diseño.

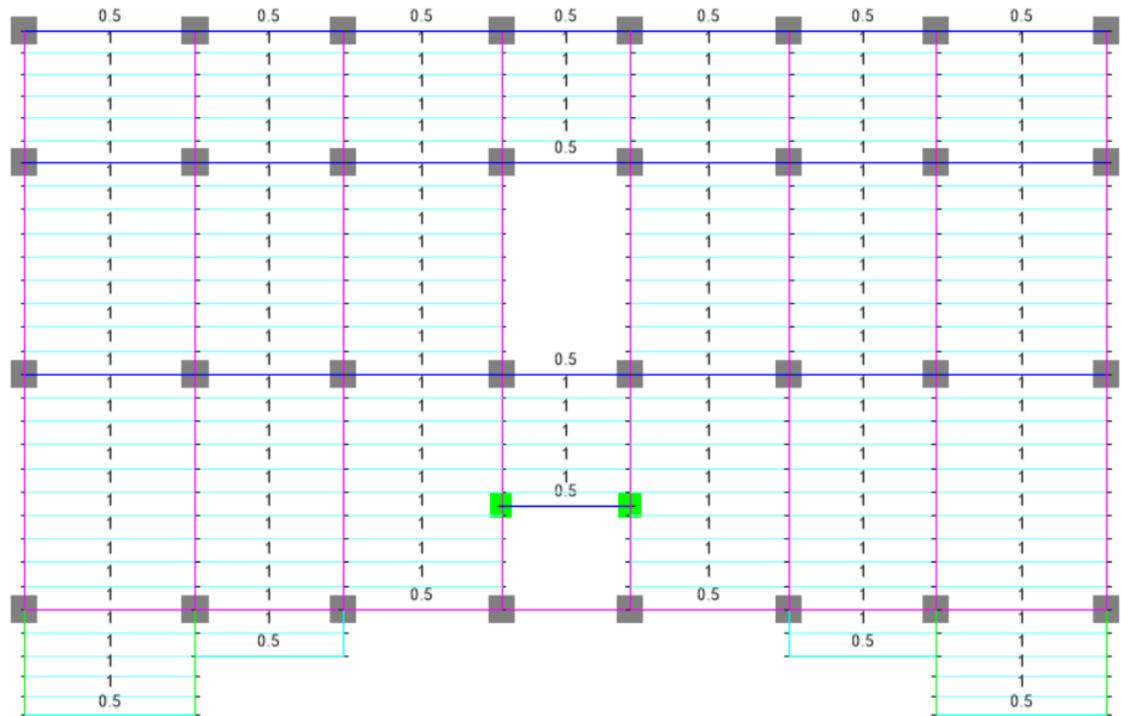


Figura 3.11. Caso de carga CV: Carga viva.

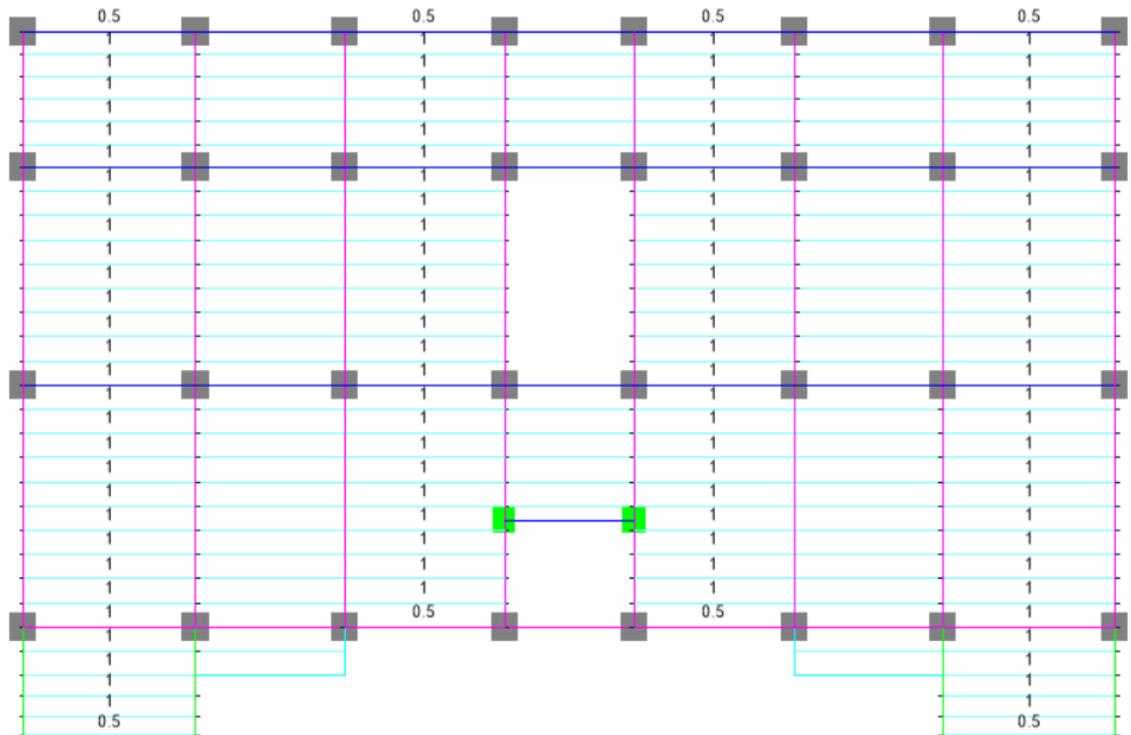


Figura 3.12. Caso de carga CV1: Carga viva 1.

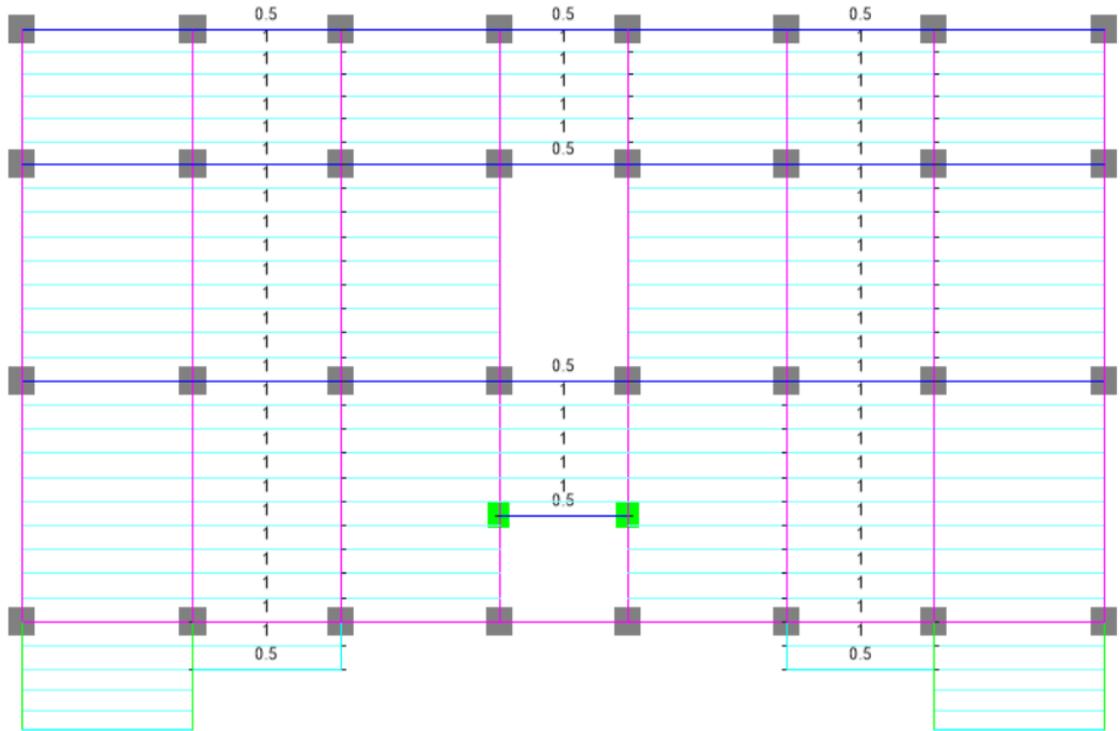


Figura 3.13. Caso de carga CV2: Carga viva 2.

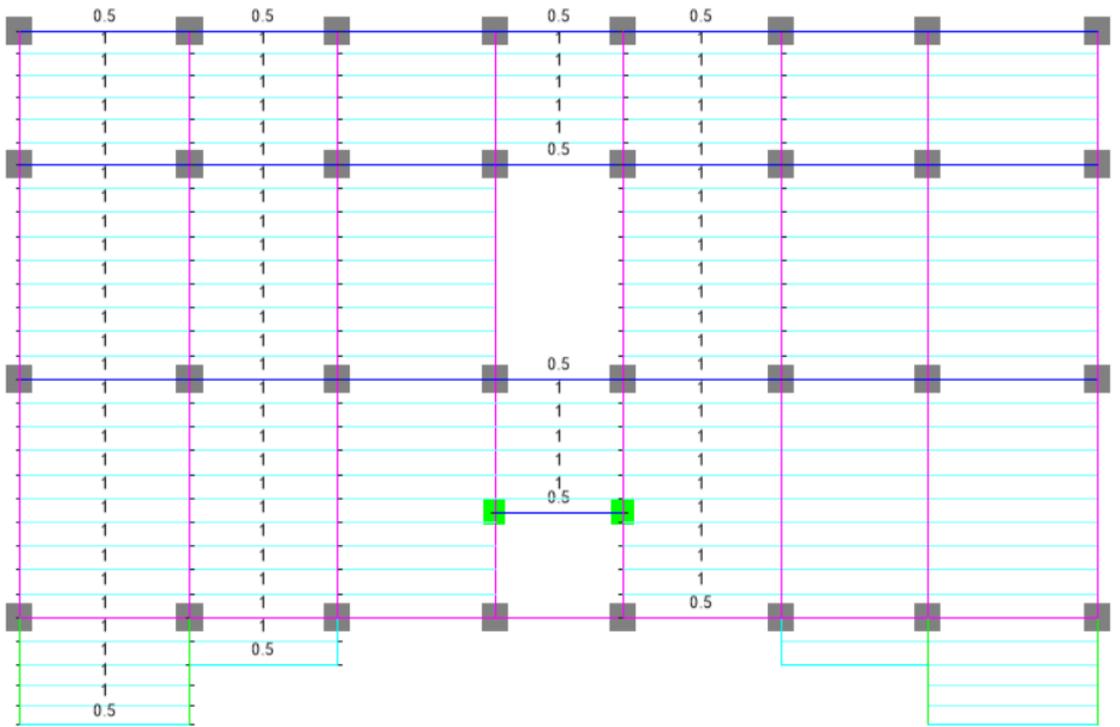


Figura 3.14. Caso de carga CV3: Carga viva 3.

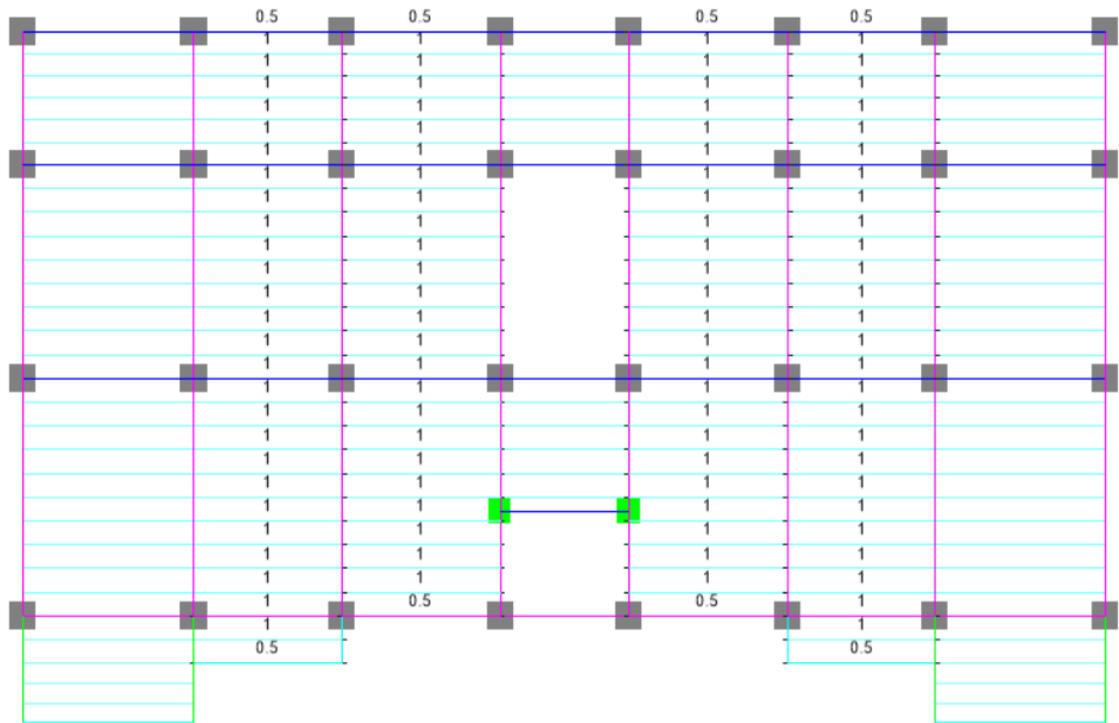


Figura 3.15. Caso de carga CV4: Carga viva 4.

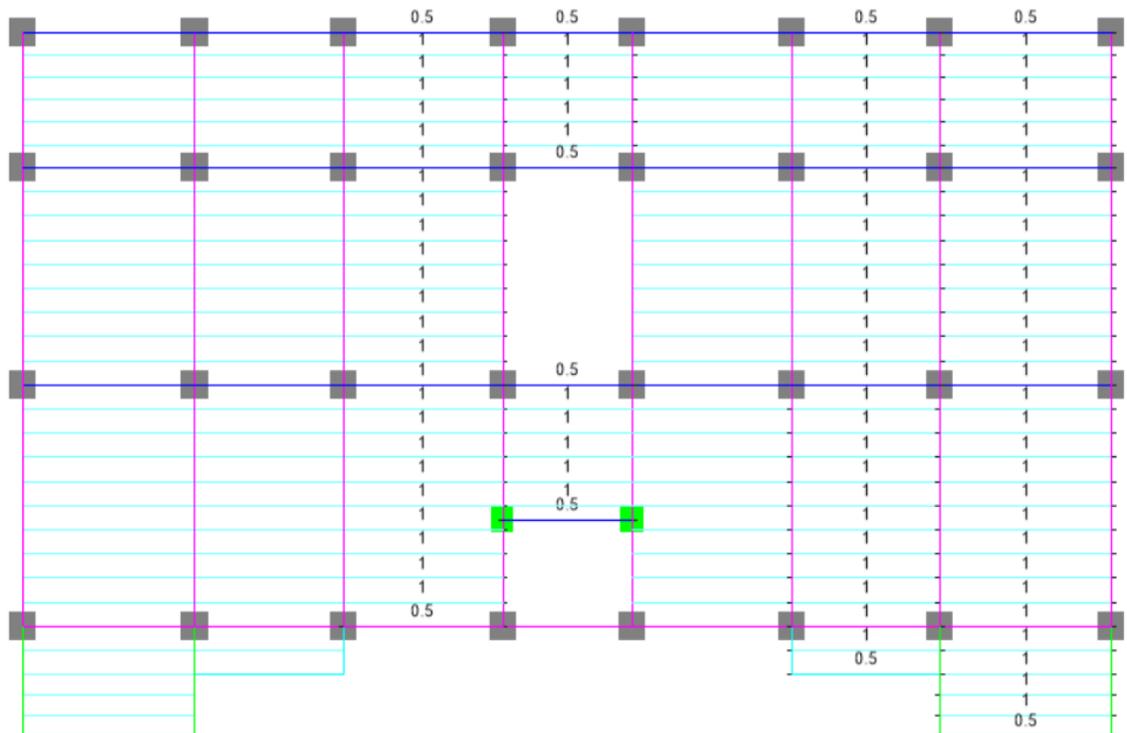


Figura 3.16. Caso de carga CV5: Carga viva 5.

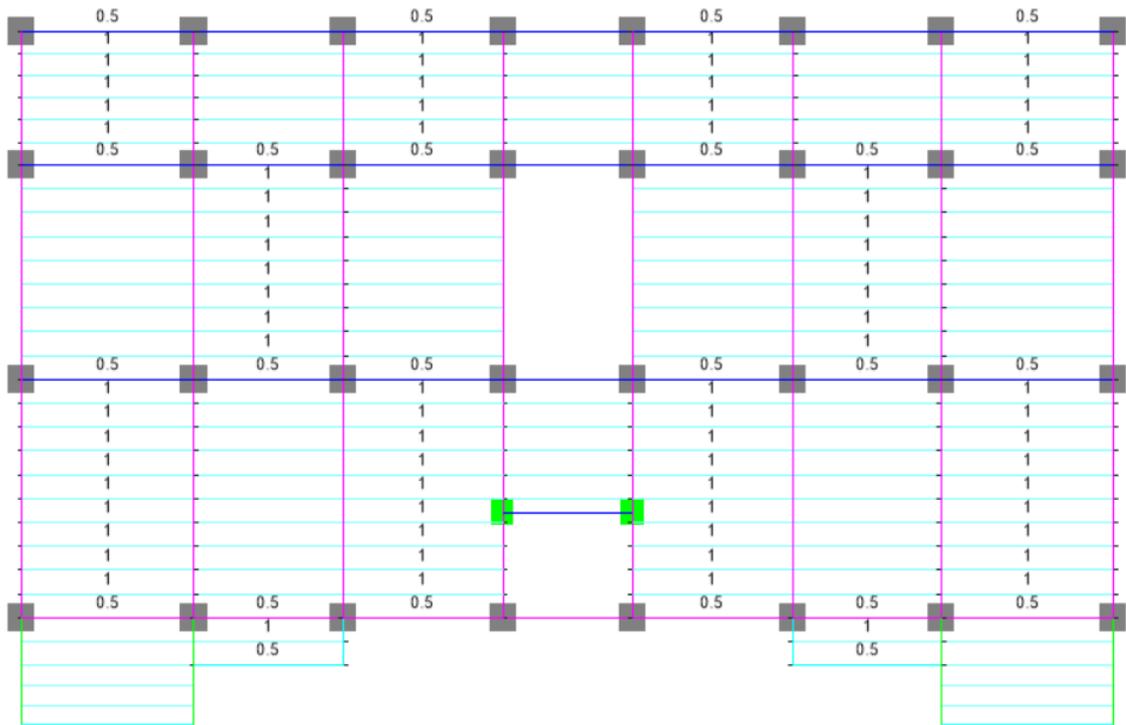


Figura 3.17. Caso de carga CV6: Carga viva 6.

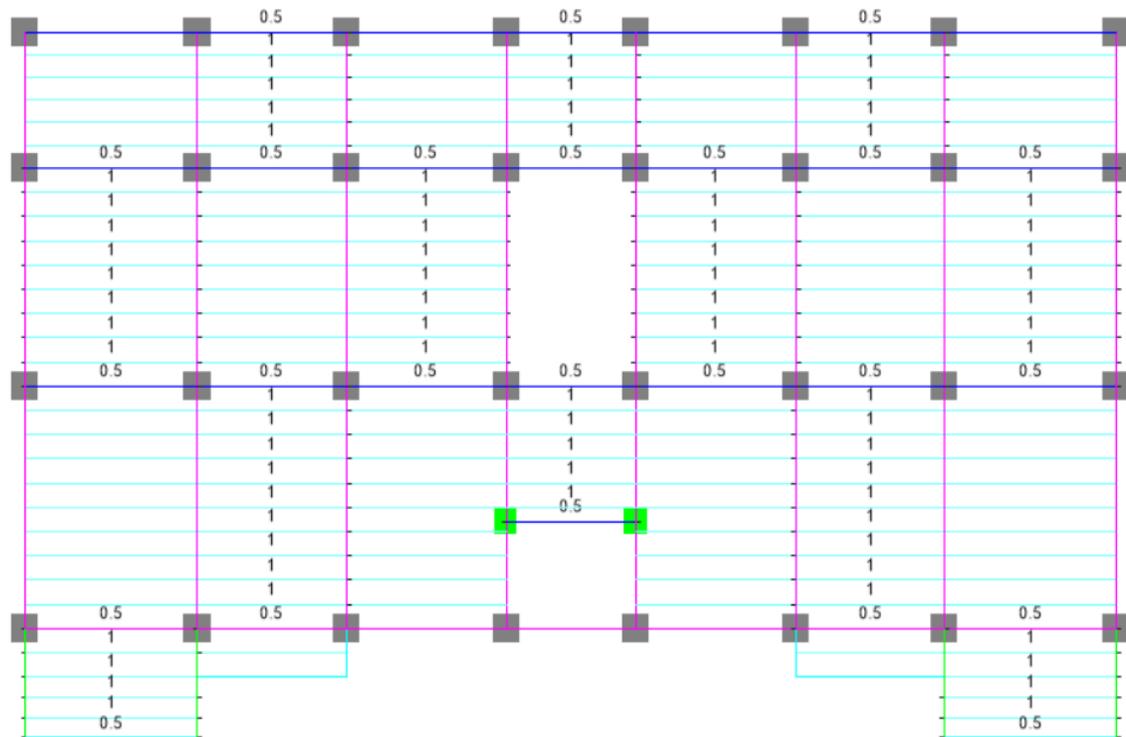


Figura 3.18. Caso de carga CV7: Carga viva 7.

3.2.4. Carga viva de Cubierta (CVC)

En el apéndice de la cubierta se consideró una carga viva de cubierta de 0.70 kN/m² como lo recomienda la norma NEC-SE-CG 2015, la cual fue repartida en los nervios como una carga linealmente distribuida de 0.35 kN/m.

3.2.5. Cargas sísmicas (Ex, Ey)

La carga sísmica, se establece como las fuerzas internas que se desarrollan en una estructura debido a la respuesta que presenta la misma frente a la intensidad de la aceleración presente en el suelo durante un movimiento sísmico. Ecuador es un país de alta sismicidad, por lo tanto, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), señala que todas las estructuras deben ser diseñadas para soportar fuerzas sísmicas.

Para analizar el comportamiento de la estructura sometida a solicitaciones sísmicas, se realizó un análisis modal espectral (RSA) mediante la aplicación de un espectro de diseño de aceleraciones. Se utilizó el espectro inelástico recomendado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015) que representa un evento sísmico con un periodo de retorno de 475 años, es decir, una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años.

Basados en las recomendaciones del NEC-2015 se observa en la Figura 3.19 los parámetros utilizados para construir el espectro de respuesta de diseño, los cuales son: la aceleración en roca esperada en Guayaquil ($Z=0.40g$), el tipo de suelo asumido (tipo E, típico de Guayaquil), el factor de importancia escogido ($I=1.0$ por ser un edificio de departamentos, o sea, es ordinario), los factores de sitio " F_a " y " F_d ", el factor de comportamiento inelástico del suelo " F_s ", el coeficiente " η " que depende de la región donde se encuentra la ciudad (Costa), el coeficiente de amortiguamiento ($\zeta=0.05=5\%$) y el factor de modificación de respuesta ($R=3$). La elección del valor de " R " se la hizo con la premisa de que existe la incertidumbre de qué tanta ductilidad y razón de ductilidad de capacidad va a tener realmente el edificio; la norma permite utilizar hasta un $R=8$ para pórticos dúctiles especiales a momento, sin embargo, queda a elección del diseñador el valor a utilizar.

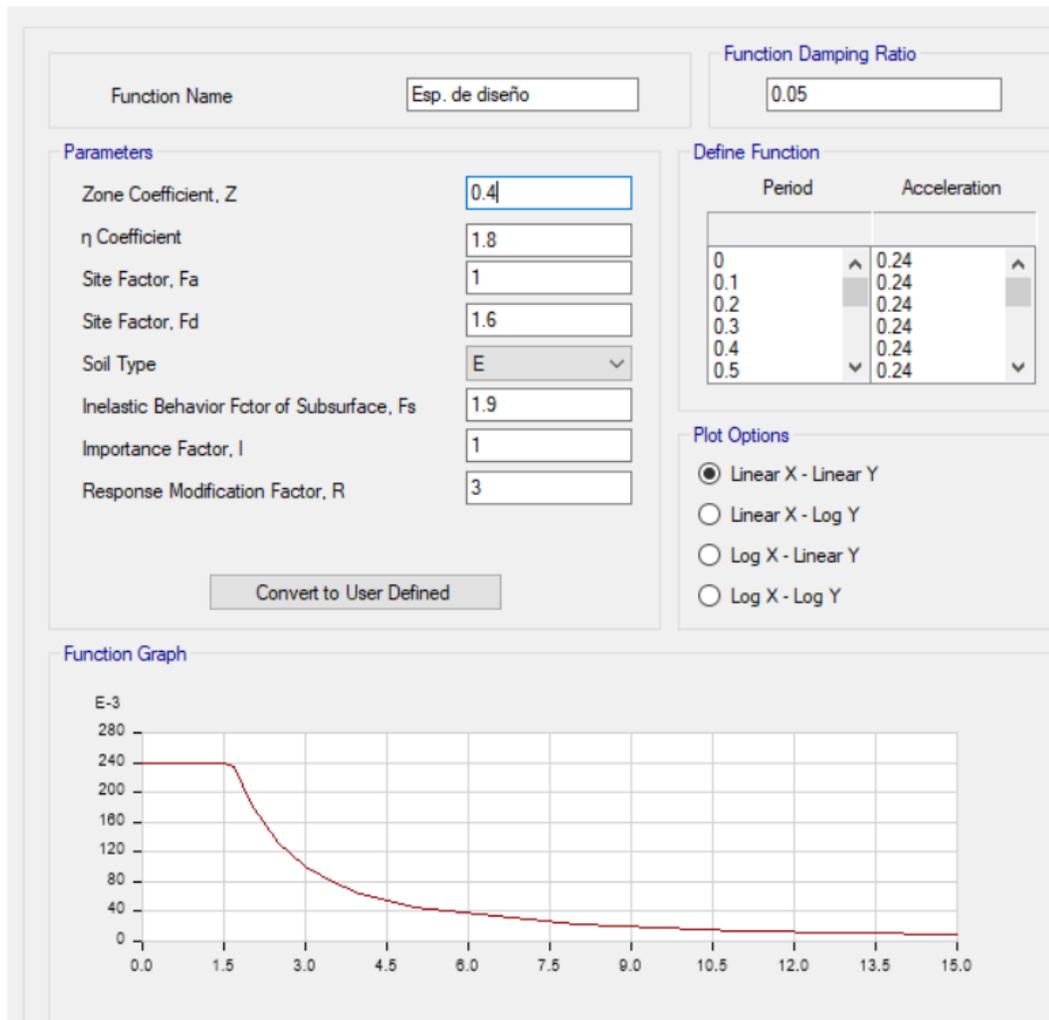
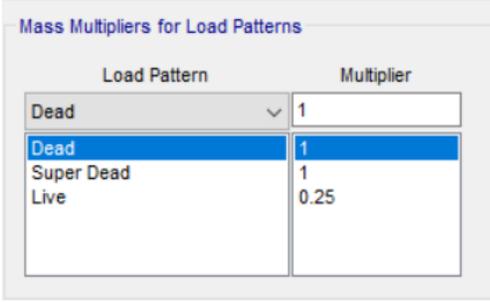


Figura 3.19. Espectro de respuesta de diseño en aceleraciones de un suelo típico de la ciudad de Guayaquil. La aceleración en la meseta es $S_a=0.24g$ hasta un $T \approx 1.65s$.

Para realizar el análisis modal de la estructura se consideró un número de modos de vibración adecuado para que la masa participativa acumulada sea representativa. Se utilizó una combinación modal espectral CQC (Complete Quadratic Combination) para la determinación de las cargas sísmicas en las direcciones X e Y. Se consideraron 2 tipos de carga sísmica: E_x e E_y aplicadas en las direcciones X e Y, respectivamente. (Wilson, Der Kiureghian, & Bayo, 1981)

Se definió la masa participativa para el análisis modal espectral como se muestra en la Figura 3.20.



Load Pattern	Multiplier
Dead	1
Dead	1
Super Dead	1
Live	0.25

Figura 3.20. Masa participativa para el análisis modal.

3.2.6. Combinaciones de carga

Se siguieron las combinaciones de carga propuestas por la NEC-SE-CG 2015 y ciertas recomendaciones del ACI 318-14 sobre el análisis con cargas vivas. En la Tabla 3.6 se muestran las combinaciones utilizadas.

Tabla 3.6. Combinaciones de carga para el análisis estructural.

	CM	CMS	Envolvente de carga viva	CVC	CV	CV1	CV2	CV3	CV4	CV5	CV6	CV7	Ex	Ey
Envolvente de carga viva					1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0		
Combinación 1	1.40	1.40												
Combinación 2	1.20	1.20	1.60	0.50										
Combinación 3	1.20	1.20	0.50	1.60										
Combinación 4	1.20	1.20	0.50										1.0	0.30
Combinación 5	1.20	1.20	0.50										0.30	1.0
Combinación 6	0.90	0.90											1.0	0.30
Combinación 7	0.90	0.90											0.30	1.0
Envolvente	Comb 1 + Comb 2 + Comb 3 + Comb 4 + Comb 5 + Comb 6 + Comb 7													
Servicio gravitacional	1.0	1.0		1.0	1.0									

3.3. Análisis estructural

3.3.1. Revisión del comportamiento global de la estructura

3.3.1.1. Regularidad de la configuración en planta y elevación

La norma NEC 2015 penaliza a las estructuras que presentan cierto grado de irregularidad con los factores ϕ_p y ϕ_e , que son ajustes por irregularidades en planta y elevación, respectivamente. Estos factores aumentan en cierto porcentaje las ordenadas del espectro de diseño, por lo tanto, aumenta el nivel de fuerzas sísmicas.

3.3.1.1.1. Factor de regularidad en planta

La NEC 2015 considera 4 casos de irregularidades en planta que permiten definir el factor ϕ_p .

El *primero*, trata de la irregularidad torsional, la cual existe cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura 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, es decir, debe cumplirse la siguiente inecuación:

$$\Delta_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}(\Delta_1, \Delta_2)} < 1.20 \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$$

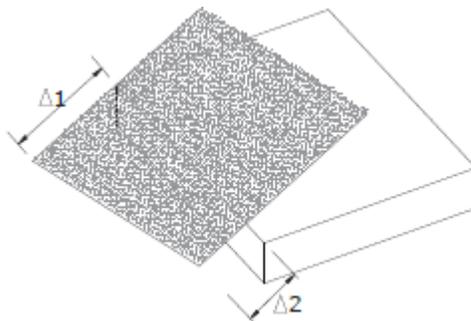


Figura 3.21. Derivas en extremos de un piso determinado bajo una carga sísmica determinada.

Se tomó en cuenta una excentricidad accidental del 5% (el centro de rigidez se movió un 5% de la dimensión más grande de cada planta en cada dirección y en cada sentido). Las revisiones se presentan en las Tabla 3.7 y Tabla 3.8.

Tabla 3.7. Revisión de irregularidad torsional por piso debido a fuerza sísmica Ex.

Piso	Deriva máxima (mm)	Deriva promedio (mm)	$\frac{\text{Deriva máxima}}{\text{Deriva promedio}}$	$\leq 1.20?$
APÉNDICE	6.57	6.174	1.064	Sí
CUBIERTA	8.75	8.458	1.034	Sí
PISO 6	13.129	12.782	1.027	Sí
PISO 5	14.885	14.479	1.028	Sí
PISO 4	15.009	14.605	1.028	Sí
PISO 3	15.367	14.95	1.028	Sí
PISO 2	13.957	13.52	1.032	Sí
PISO1	12.768	12.357	1.033	Sí
PB	2.38	2.185	1.089	Sí

Tabla 3.8. Revisión de irregularidad torsional por piso debido a fuerza sísmica Ey.

Piso	Deriva máxima (mm)	Deriva promedio (mm)	$\frac{\text{Deriva máxima}}{\text{Deriva promedio}}$	$\leq 1.20?$
APÉNDICE	5.965	5.965	1	Sí
CUBIERTA	9.445	8.875	1.064	Sí
PISO 6	12.857	12.028	1.069	Sí
PISO 5	14.218	13.292	1.07	Sí
PISO 4	14.171	13.24	1.07	Sí
PISO 3	14.721	13.75	1.071	Sí
PISO 2	13.435	12.546	1.071	Sí
PISO1	12.932	12.048	1.073	Sí
PB	2.366	2.206	1.073	Sí

El *segundo* caso consiste en revisar si existen retrocesos excesivos en planta, los cuales no existen debido a que la planta es rectangular.

El *tercer* caso implica en revisar si es que el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables, es decir, cuando existen aberturas con áreas mayores al 50% del área total del piso; en este edificio, no existe tal caso.

El *cuarto* y último caso, considera la existencia de ejes estructurales no paralelos, que, de igual manera, no es el caso de este edificio.

Se concluye, por lo antes expuesto, que el edificio es regular en planta ($\phi_p=1.0$).

3.3.1.1.2. Factor de regularidad en elevación

La NEC 2015 considera 3 casos de irregularidades en elevación para definir el factor ϕ_e .

El *primero*, considera la flexibilidad de los pisos. La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores. Se hizo la revisión del primer criterio tanto en la Tabla 3.9 como en la Tabla 3.10 y se concluyó que no hay problema de pisos flexibles.

Tabla 3.9. Revisión de pisos flexibles en la dirección X a partir del primer criterio propuesto por la NEC 2015 en párrafos anteriores.

Piso	Cortante X (kN)	Rigidez lateral X (kN/mm)	Relación entre el piso "i" y piso "i+1"	≥ 0.70 ?
APÉNDICE	125.38	20.31		
CUBIERTA	1075.65	127.47	6.28	No
PISO 6	2390.55	187.27	1.47	No
PISO 5	3487.33	241.09	1.29	No
PISO 4	4426.53	303.41	1.26	No
PISO 3	5166.76	346.27	1.14	No
PISO 2	5705.47	422.95	1.22	No
PISO1	6017.61	486.97	1.15	No
PB	6045.72	2766.30	5.68	No

Tabla 3.10. Revisión de pisos flexibles en la dirección Y a partir del primer criterio propuesto por la NEC 2015 en párrafos anteriores.

Piso	Cortante Y (kN)	Rigidez lateral Y (kN/mm)	Relación entre el piso "i" y piso "i+1"	$\zeta < 0.70?$
APÉNDICE	127.02	21.29		
CUBIERTA	1075.35	121.17	5.69	No
PISO 6	2366.01	196.71	1.62	No
PISO 5	3444.54	259.15	1.32	No
PISO 4	4371.94	330.21	1.27	No
PISO 3	5110.70	371.69	1.13	No
PISO 2	5655.35	450.77	1.21	No
PISO1	5978.99	496.28	1.10	No
PB	6013.32	2725.99	5.49	No

El *segundo* criterio por considerar es sobre la distribución de las masas que participan en un sismo. La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces a la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que tiene que ser más liviano que el piso inferior, por tal motivo en la Tabla 3.11 no se toman en cuenta las relaciones elevadas que se obtuvieron.

Tabla 3.11. Revisión de la distribución de masas entre los distintos pisos del edificio.

Piso	Masa (Ton)	Relación entre masa de piso "i" y piso "i+1"	$\zeta < 1.50?$
APÉNDICE	23.55		No se toman en cuenta
CUBIERTA	249.24	10.58	
PISO 6	412.20	1.65	
PISO 5	423.23	1.03	Sí
PISO 4	452.92	1.07	Sí
PISO 3	460.12	1.02	Sí
PISO 2	478.29	1.04	Sí
PISO1	486.19	1.02	Sí

El *tercer* criterio y el último, consiste en revisar las irregularidades geométricas, es decir, retrocesos de las dimensiones en elevación de un pórtico. En el edificio

estudiado existe un apéndice de cubierta que se considera que no genera ningún problema de comportamiento y por lo tanto no se lo considera como irregularidad geométrica.

En definitiva, se concluye que el edificio tampoco es irregular en elevación y el factor ϕ_e es igual a 1.0.

3.3.1.2. Corrección del cortante basal dinámico

De acuerdo con las recomendaciones del código NEC 2015, se verificó que el cortante dinámico aplicado del análisis modal sea al menos el 80% del cortante basal obtenido por el método estático equivalente para este tipo de estructura, la cual es considerada regular.

Tabla 3.12. Cortantes basales dinámicos (E_x , E_y) sin ajustar y peso sísmico (W) basado en la Figura 3.20.

Caso de carga	F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kN-m)	M_y (kN-m)	M_z (kN-m)
E_x	5744.92	0.00	0.00	0.00	98546.21	48941.84
E_y	0.00	5791.21	0.00	98967.57	0.00	77609.67
W sísmico	0.00	0.00	31788.15	254207.90	-388133.25	0.00

$$V \text{ estático} = W \text{ sísmico} \times Sa(T)$$

$$T_x = T_y = 1.075 \text{ segundos}$$

$$Sa(T) = 0.24g$$

$$V \text{ estático} = 7629.15 \text{ Ton}$$

$$80\% V \text{ estático} = 6103.32 \text{ Ton}$$

$$E_x \text{ y } E_y < 80\% V \text{ estático}$$

$$\text{Factor de ajuste de } E_x = (80\% V \text{ estático}) / E_x = \mathbf{1.062}$$

$$\text{Factor de ajuste de } E_y = (80\% V \text{ estático}) / E_y = \mathbf{1.054}$$

Tabla 3.13. Cortantes basales dinámicos ajustados en función del cortante basal obtenido a partir de un análisis estático equivalente.

Caso de carga	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN-m)	My (kN-m)	Mz (kN-m)
Ex	6101.10	0.00	0.00	0.00	104655.87	51976.14
Ey	0.00	6103.91	0.00	104311.41	0.00	81800.28
W sísmico	0.00	0.00	31788.15	254207.90	-388133.25	0.00

3.3.1.3. *Períodos y modos de vibración*

Se calcularon 36 modos de vibración de la estructura y sus correspondientes períodos de vibración realizando un análisis modal en sentido transversal y longitudinal. Como resultado del análisis modal se determinó que el período dominante de vibración de la estructura fue de **1.038 segundos en dirección X** y **1.048 segundos en dirección Y**, con lo cual se obtuvieron factores de aceleración espectral de 0.24g para ambas direcciones. En la Tabla 3.14 se muestra una parte del análisis modal del edificio.

Tabla 3.14. Modos, períodos de vibración y porcentajes de masas participativas por cada modo. No se muestran los 36 modos de vibración.

Modo	Período (s)	Ux	Uy	Rz	SumRx	SumRy	SumRz
1	1.001	0.7442	0	0.0007	0	0.2649	0.0007
2	0.946	0	0.7499	0	0.26	0.2649	0.0007
3	0.909	0.0002	0	0.7542	0.26	0.2651	0.7549
4	0.373	0.1223	0	0.0004	0.26	0.6506	0.7554
5	0.353	0	0.1233	0	0.6552	0.6506	0.7554
6	0.339	0.001	0	0.1203	0.6552	0.6522	0.8757
7	0.217	0.0389	0	0.001	0.6552	0.7251	0.8766
8	0.208	0	0.0378	0	0.7343	0.7251	0.8766
9	0.195	0.0016	0	0.0396	0.7343	0.7277	0.9162
10	0.162	0.013	0	0.0001	0.7343	0.77	0.9163
11	0.155	0	0.0139	0	0.7793	0.77	0.9163
12	0.14	0.0016	0	0.0095	0.7793	0.7753	0.9258

3.3.1.4. *Deformaciones verticales*

Se debe revisar que las deformaciones verticales en las combinaciones de servicio sean menores que las deformaciones admisibles para evitar problemas de funcionalidad debido a deflexiones excesivas. Se considera que la

deformación admisible máxima es igual a $L/240$ debido al uso que tiene la estructura y se la compara contra la deformación producida por la suma de las cargas gravitacionales.



Figura 3.22. Deflexión máxima de viga del eje D entre ejes 3 y 5 (viga cargadora) en los pisos 1 y 2.



Figura 3.23. Deflexión máxima de viga del eje D entre ejes 3 y 5 (viga cargadora) en los pisos 3 y 4.

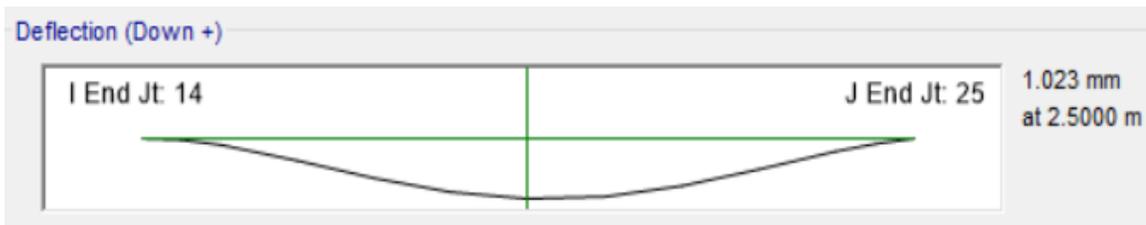


Figura 3.24. Deflexión máxima de viga del eje D entre ejes 3 y 5 (viga cargadora) en los pisos 5 y 6.

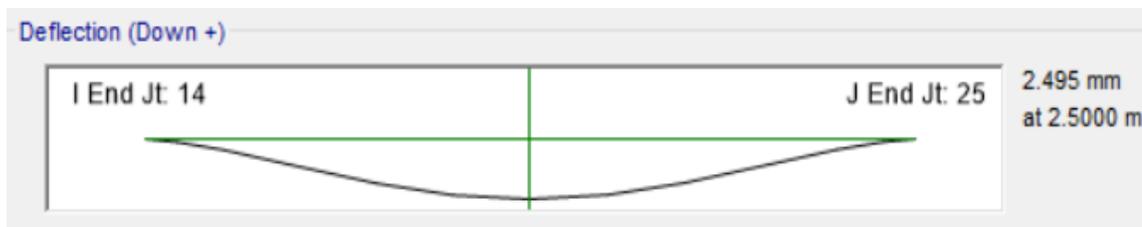


Figura 3.25. Deflexión máxima de viga del eje D entre ejes 3 y 5 (viga cargadora) en la cubierta accesible.

Tabla 3.15. Revisión de deflexiones en vigas cargadoras por fuerzas gravitacionales.

Elemento	δ (mm)	L (mm)	δ_{adm} (mm)	$\delta < \delta_{adm}$
Viga del eje D entre ejes 3 y 5 del piso 1 y 2	0.572	5000	20.83	OK
Viga del eje D entre ejes 3 y 5 del piso 3 y 4	0.717	5000	20.83	OK
Viga del eje D entre ejes 3 y 5 del piso 5 y 6	1.023	5000	20.83	OK
Viga del eje D entre ejes 3 y 5 en la cubierta accesible	2.495	5000	20.83	OK

3.3.1.5. Derivas inelásticas de entrepiso

Se procedió a revisar las derivas inelásticas de entrepiso en ambas direcciones (Δ_m), las cuales se recomiendan ser menores al 2.00 % basados en NEC-15 y se deben calcular por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta_m = \frac{\Delta_e C_d}{h} * 100$$

Δ_e : Desplazamiento relativo en el entrepiso considerado, obtenido por medio de un análisis elástico de la estructura.

C_d : Coeficiente de amplificación de deformaciones igual a 0.75 veces el coeficiente de reducción de respuesta ($R=3$).

h : Altura del entrepiso considerado.

Usando los casos de carga Ex y Ey se obtuvieron las derivas máximas de entrepiso en los pórticos.

Tabla 3.16. Revisión de derivas máximas inelásticas de entrepiso debido a la carga Ex .

Piso	Código	Deriva elástica Δe	Deriva inelástica Δm	$\Delta m < 2\%$?
APÉNDICE	9	0.20%	0.44%	Sí
CUBIERTA	8	0.26%	0.58%	Sí
PISO 6	7	0.39%	0.88%	Sí
PISO 5	6	0.44%	0.99%	Sí
PISO 4	5	0.45%	1.00%	Sí
PISO 3	4	0.46%	1.03%	Sí
PISO 2	3	0.41%	0.93%	Sí
PISO1	2	0.38%	0.85%	Sí
PB	1	0.16%	0.36%	Sí

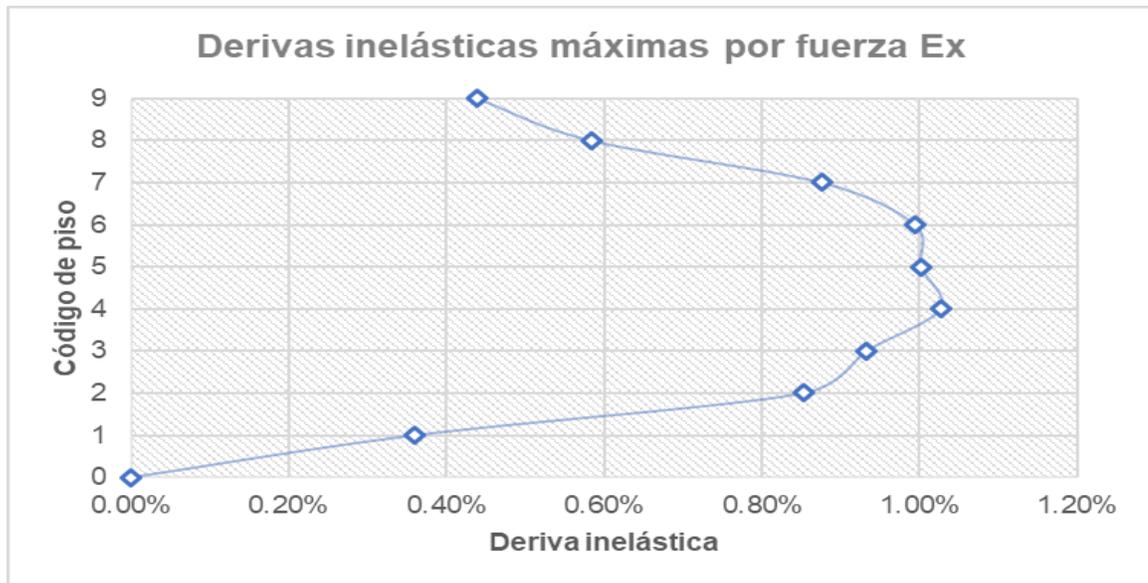


Figura 3.26. Distribución de derivas inelásticas por carga Ex .

Tabla 3.17. Revisión de derivas máximas inelásticas de entrepiso debido a la carga Ey .

Piso	Código	Deriva elástica Δe	Deriva inelástica Δm	$\Delta m < 2\%$?
APÉNDICE	9	0.18%	0.40%	Sí
CUBIERTA	8	0.28%	0.63%	Sí
PISO 6	7	0.38%	0.86%	Sí
PISO 5	6	0.42%	0.96%	Sí
PISO 4	5	0.42%	0.95%	Sí
PISO 3	4	0.44%	0.99%	Sí
PISO 2	3	0.40%	0.90%	Sí
PISO1	2	0.39%	0.87%	Sí
PB	1	0.16%	0.36%	Sí

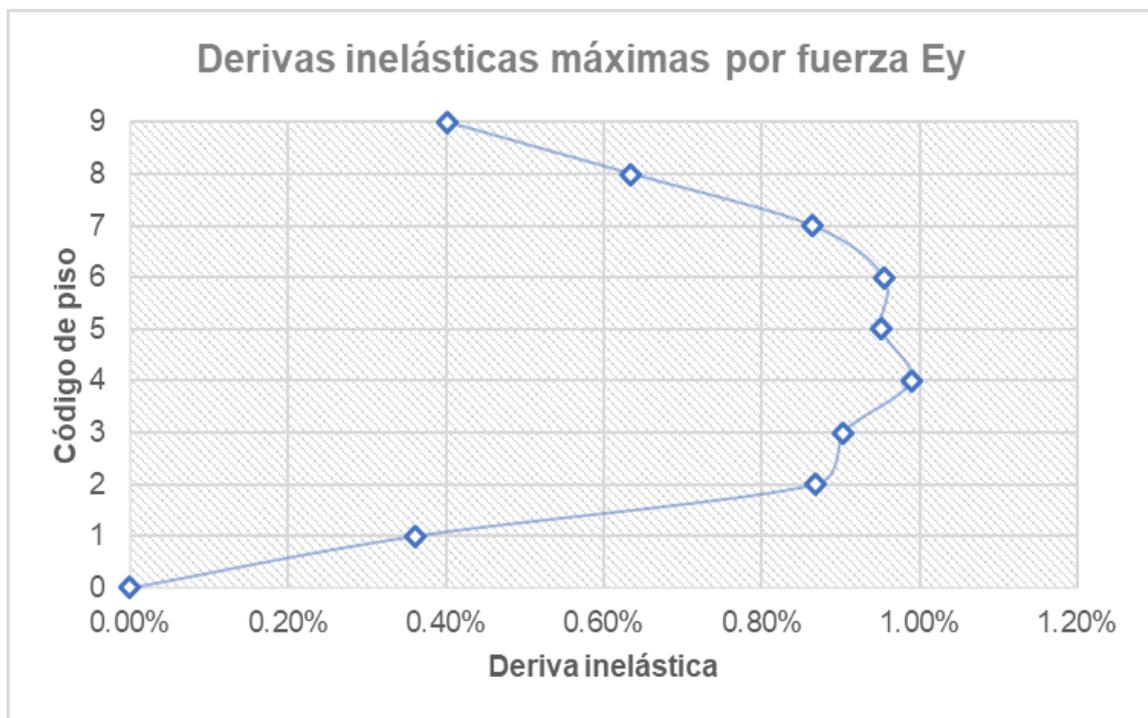


Figura 3.27. Distribución de derivas inelásticas por carga E_y .

3.3.1.6. Desplazamientos laterales por piso

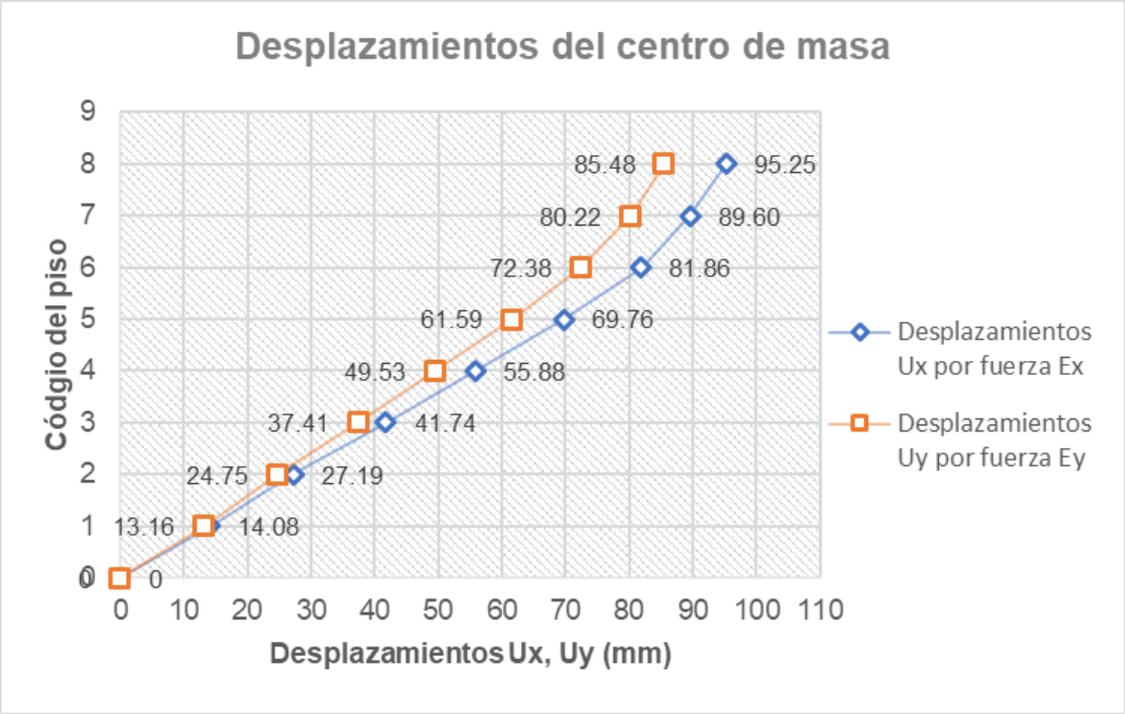


Figura 3.28. Desplazamientos laterales del centro de masa de cada piso debido a las fuerzas sísmicas E_x y E_y .

3.3.2. Fuerzas internas en vigas

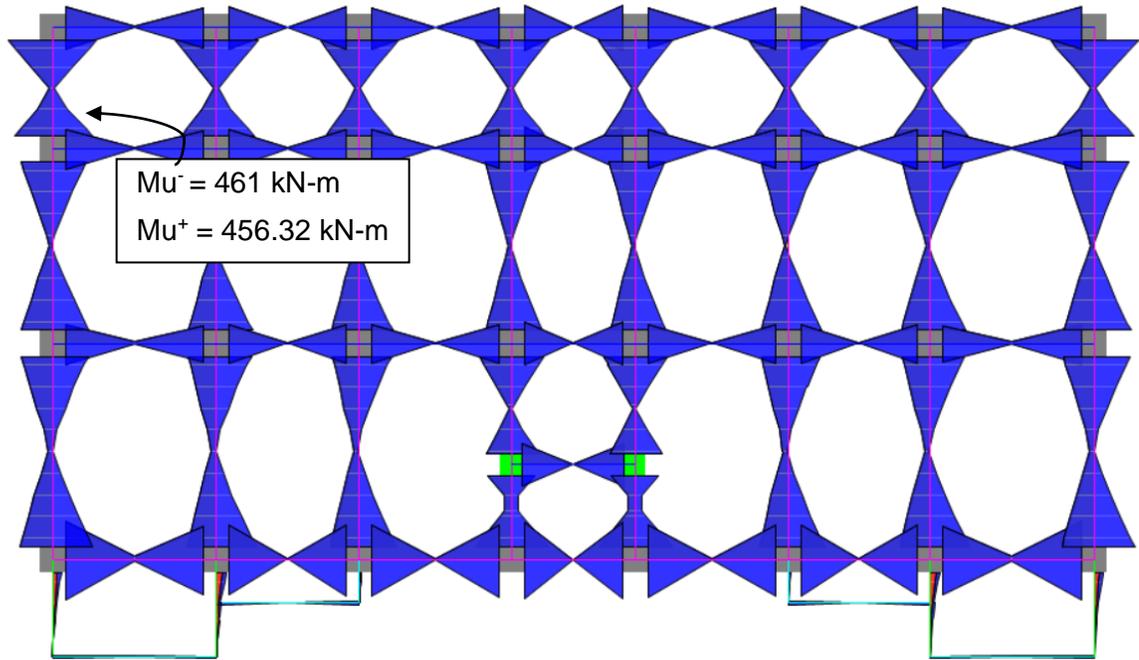


Figura 3.29. Diagrama de momentos M_{33} del piso 1 a partir de la envolvente de momentos.

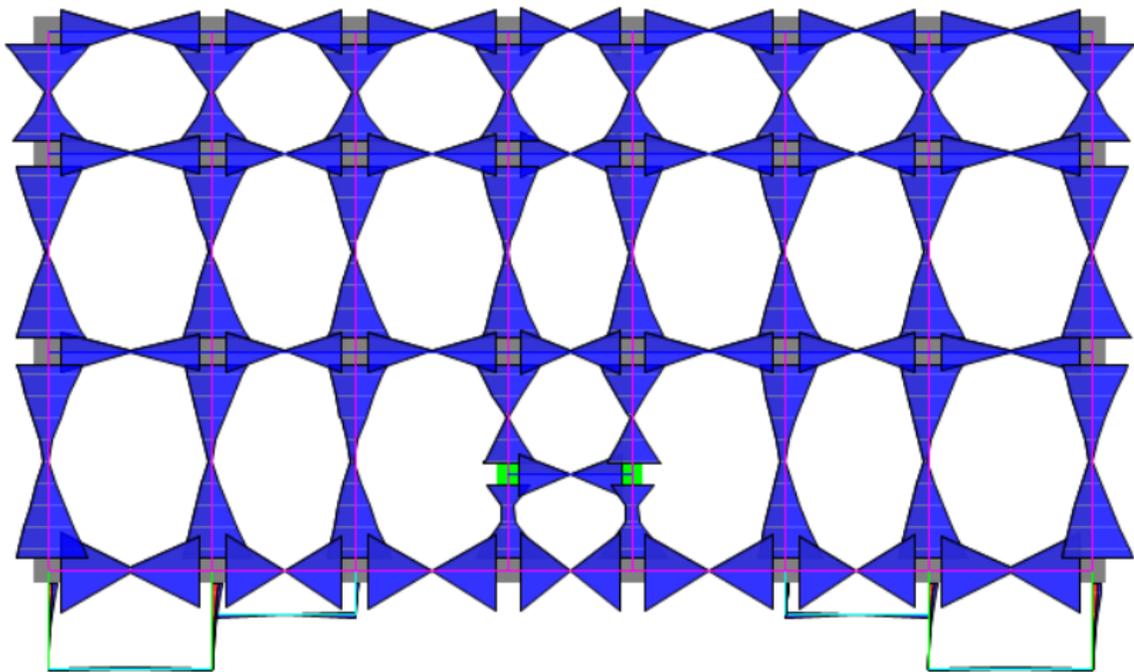


Figura 3.30. Diagrama de momentos M_{33} del piso 2 a partir de la envolvente de momentos.

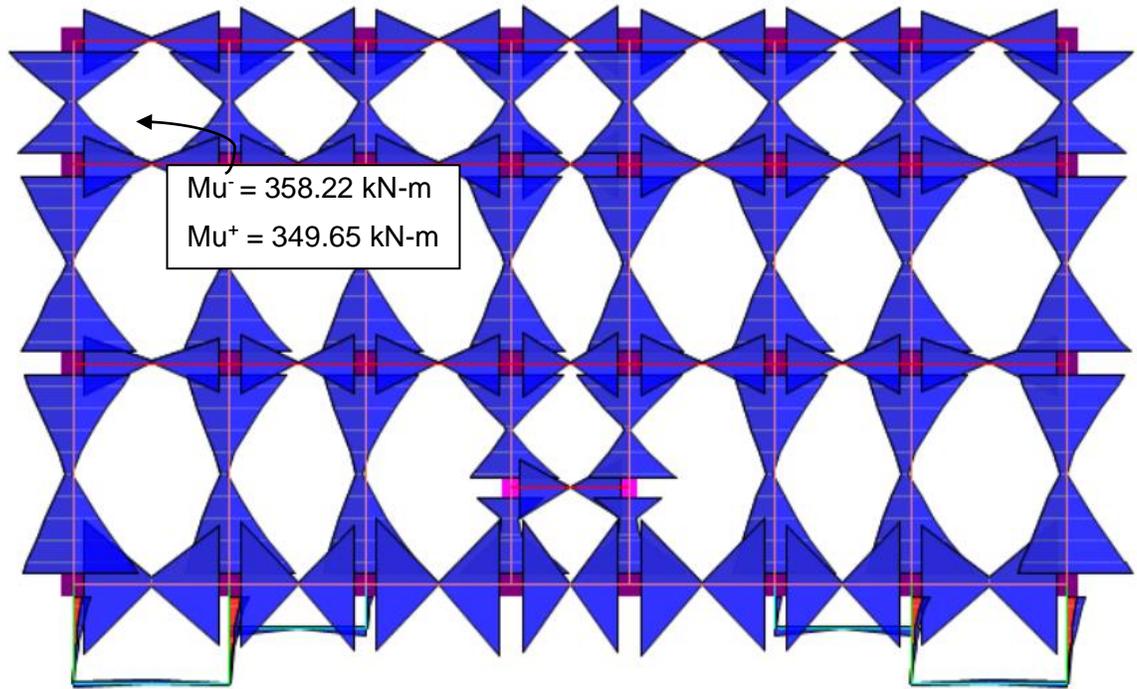


Figura 3.31. Diagrama de momentos M_{33} del piso 3 a partir de la envolvente de momentos.

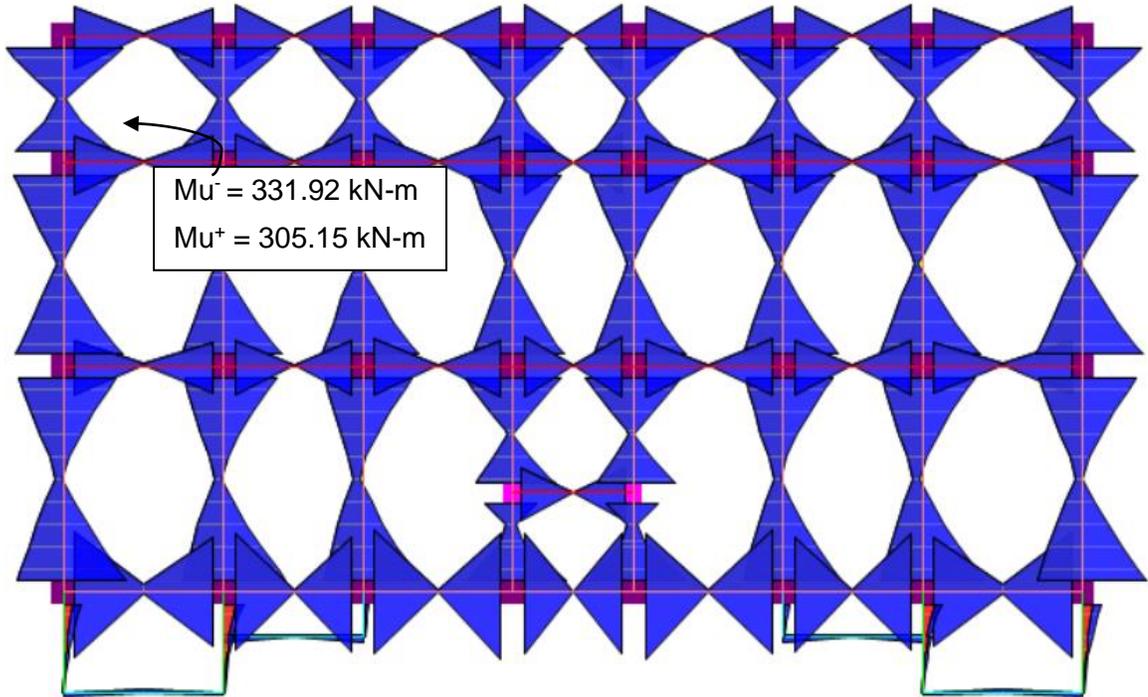


Figura 3.32. Diagrama de momentos M_{33} del piso 4 a partir de la envolvente de momentos.

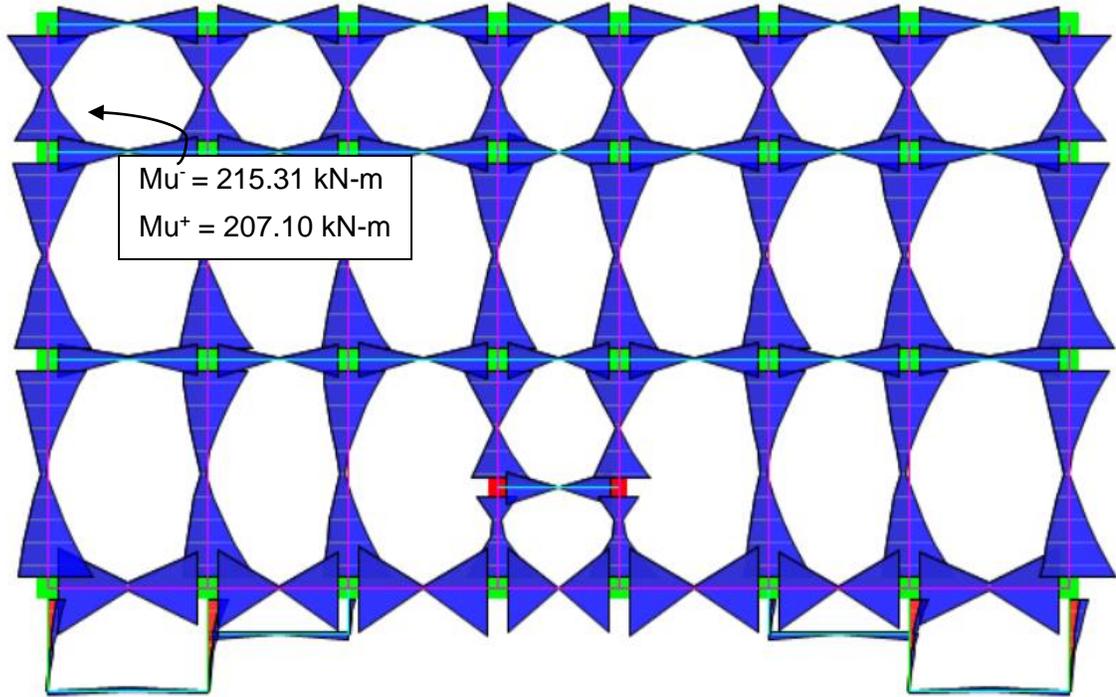


Figura 3.33. Diagrama de momentos M_{33} del piso 5 a partir de la envolvente de momentos.

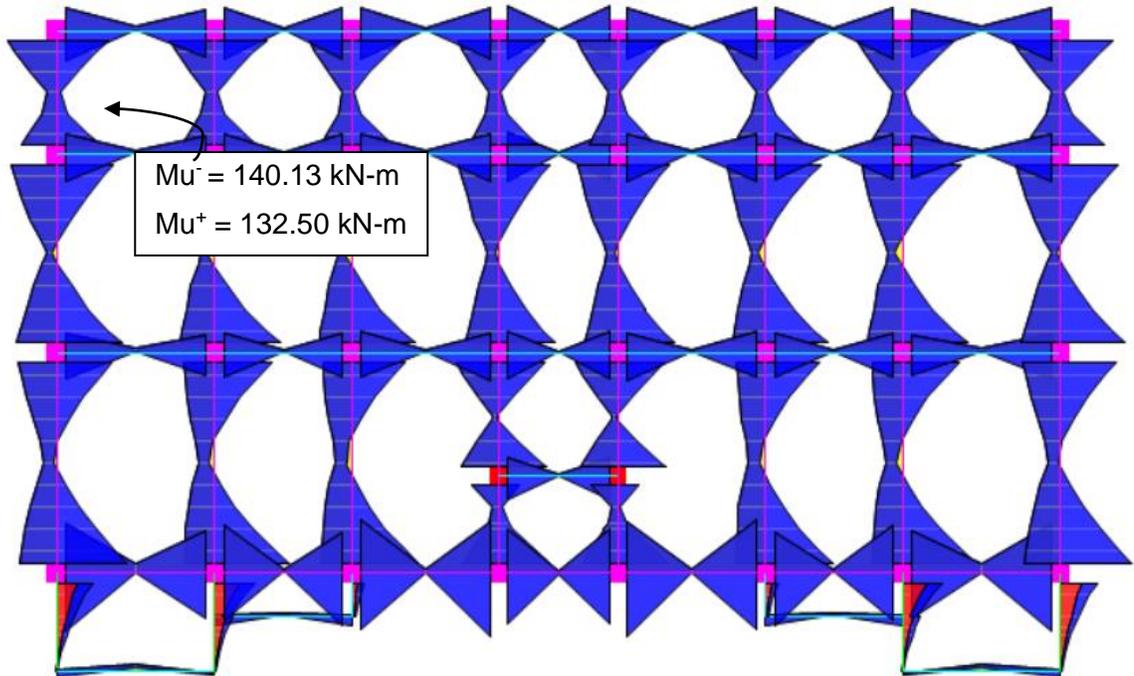


Figura 3.34. Diagrama de momentos M_{33} del piso 6 a partir de la envolvente de momentos.

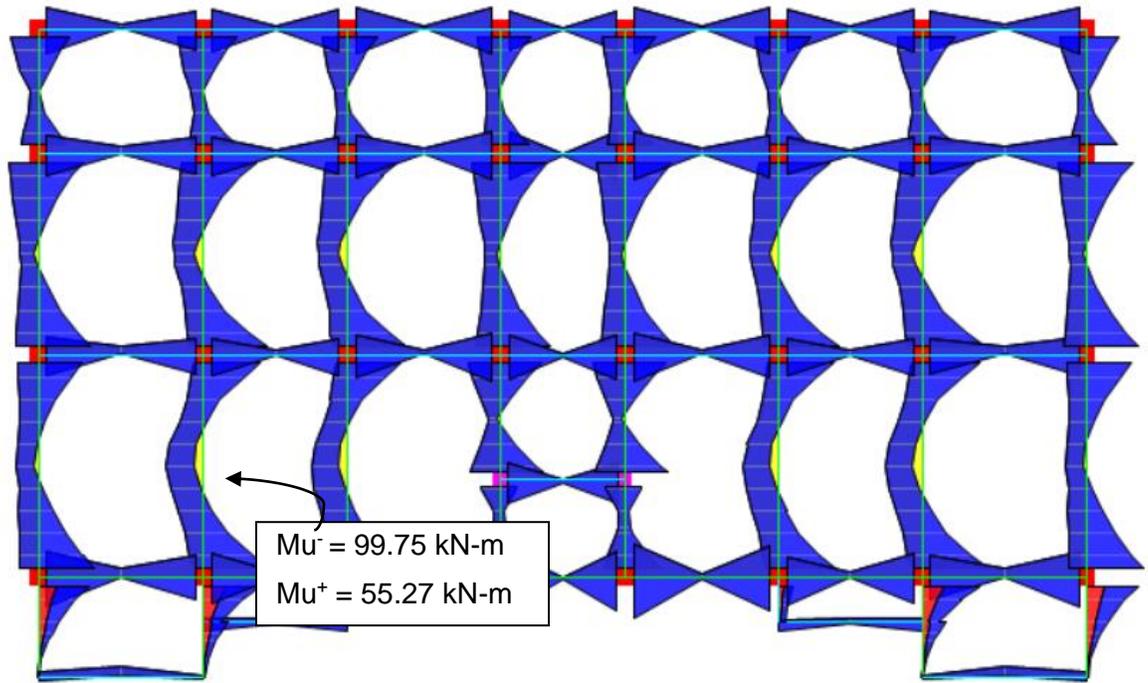


Figura 3.35. Diagrama de momentos M_{33} de la cubierta accesible a partir de la envolvente de momentos.

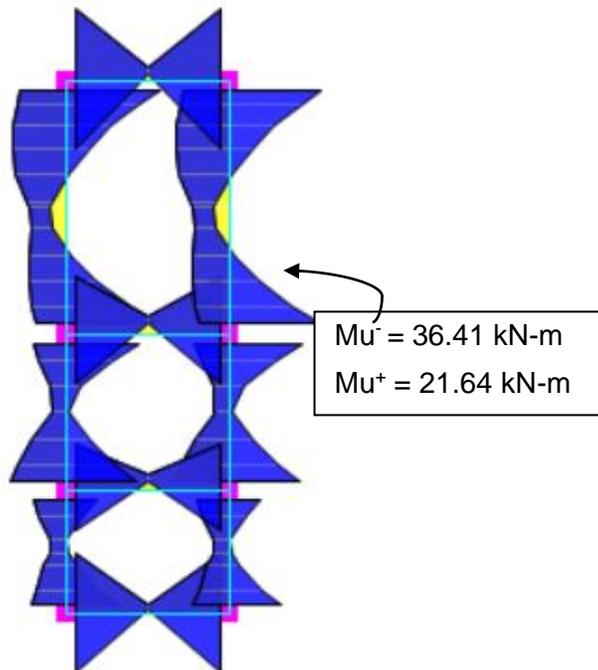


Figura 3.36. Diagrama de momentos M_{33} del apéndice de cubierta a partir de la envolvente de momentos.

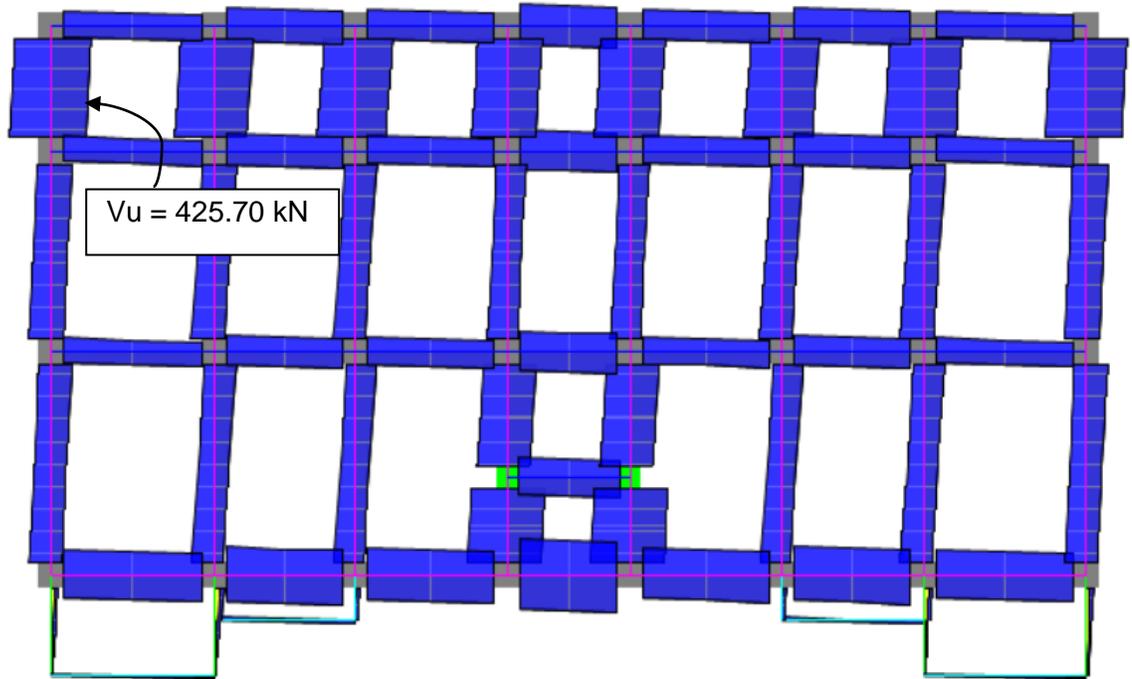


Figura 3.37. Diagrama de cortante V_{22} del piso 1 a partir de la envolvente de cortantes.

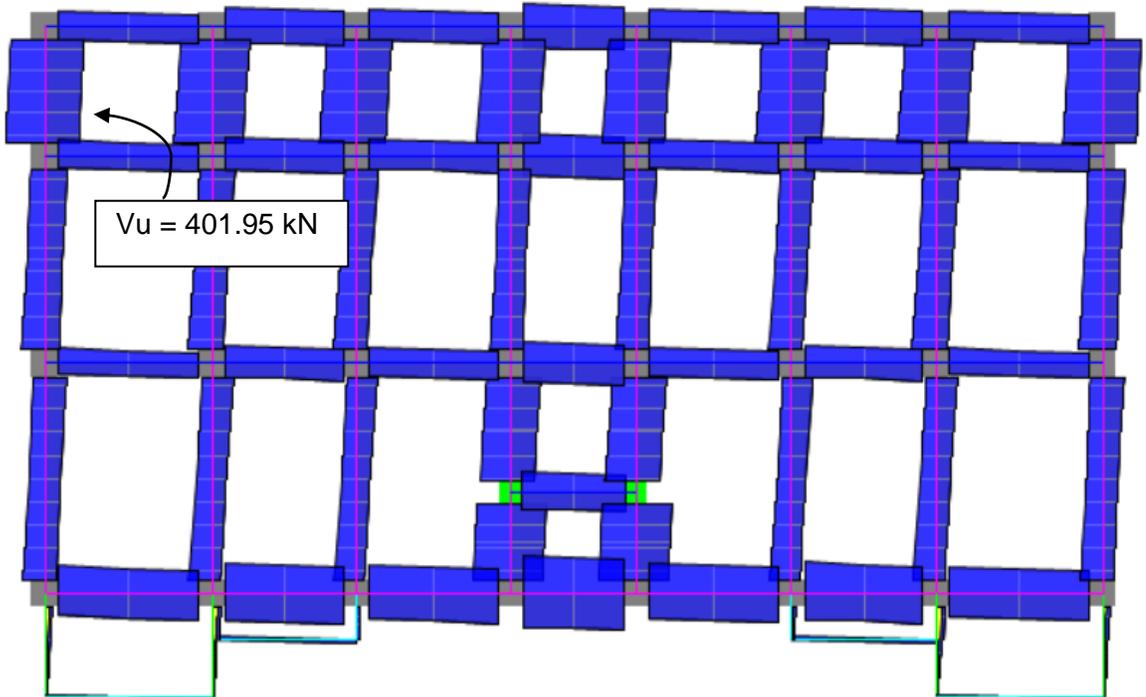


Figura 3.38. Diagrama de cortante V_{22} del piso 2 a partir de la envolvente de cortantes.

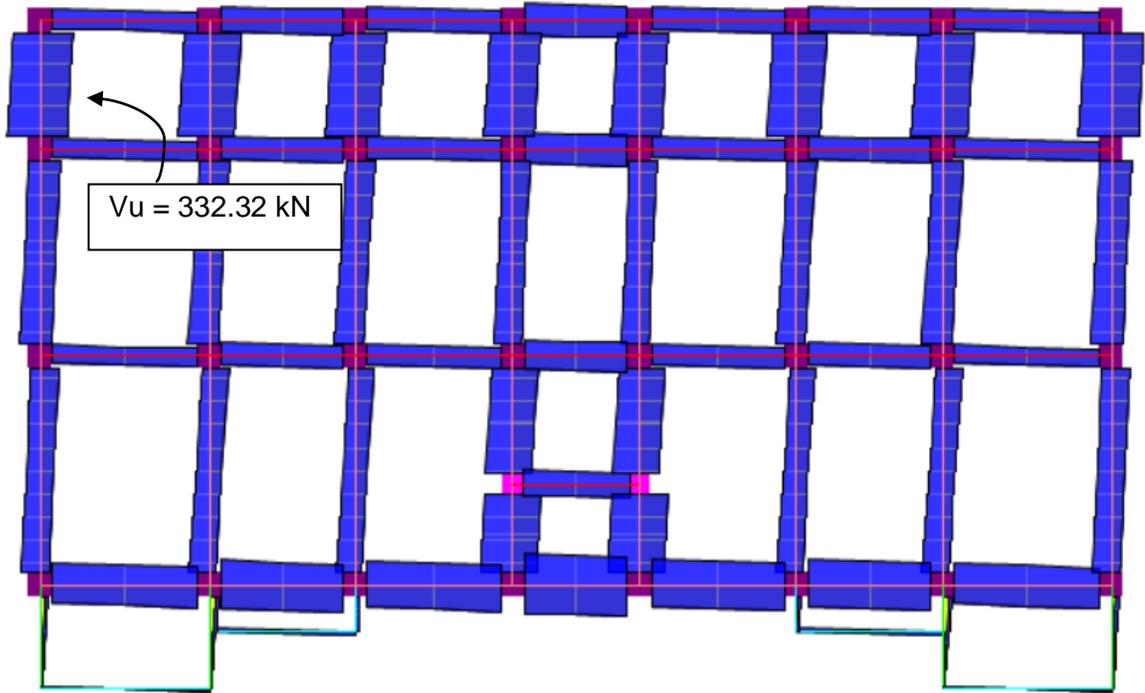


Figura 3.39. Diagrama de cortante V_{22} del piso 3 a partir de la envolvente de cortantes.

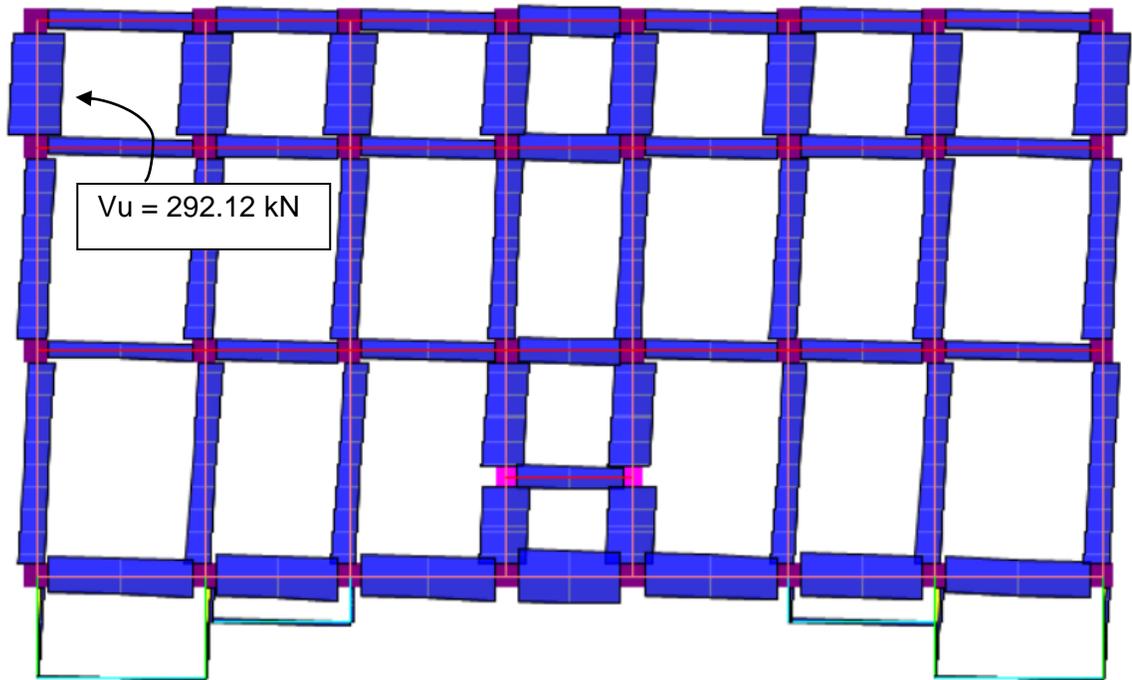


Figura 3.40. Diagrama de cortante V_{22} del piso 4 a partir de la envolvente de cortantes.

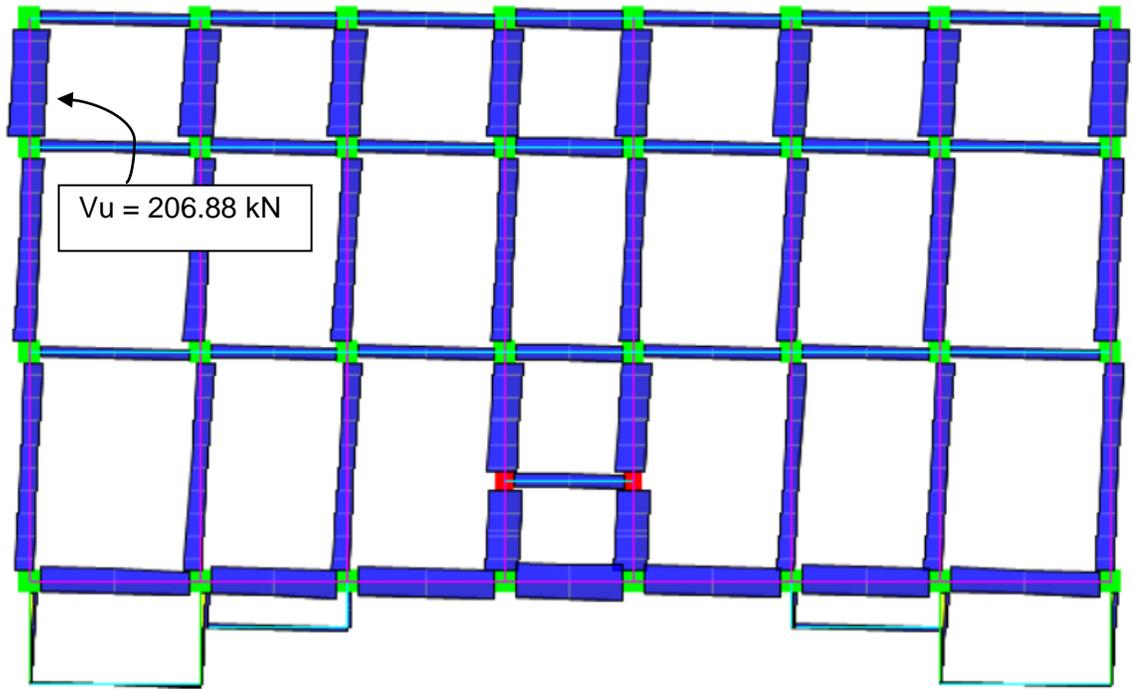


Figura 3.41. Diagrama de cortante V_{22} del piso 5 a partir de la envolvente de cortantes.

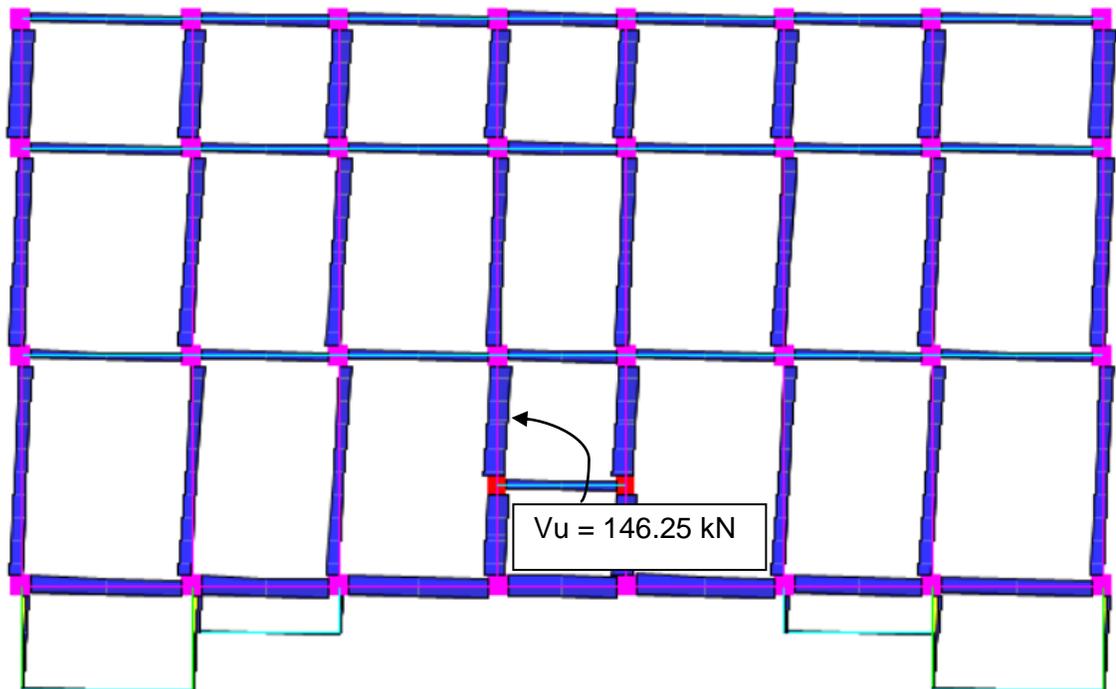


Figura 3.42. Diagrama de cortante V_{22} del piso 6 a partir de la envolvente de cortantes.

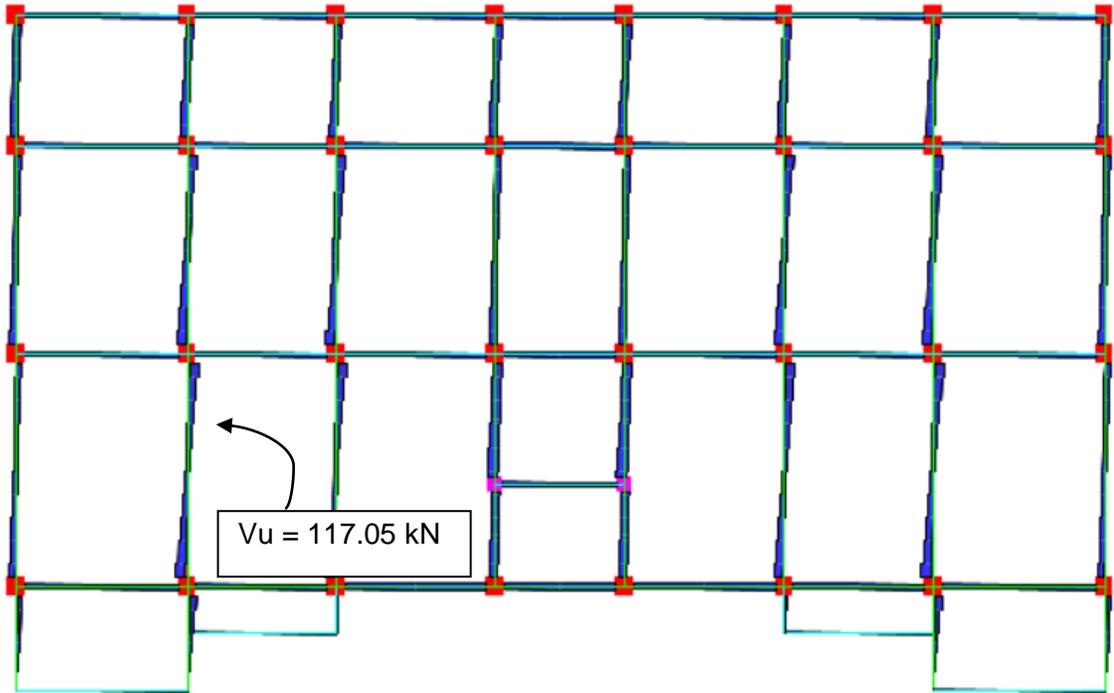


Figura 3.43. Diagrama de cortante V_{22} de la cubierta accesible a partir de la envolvente de cortantes.

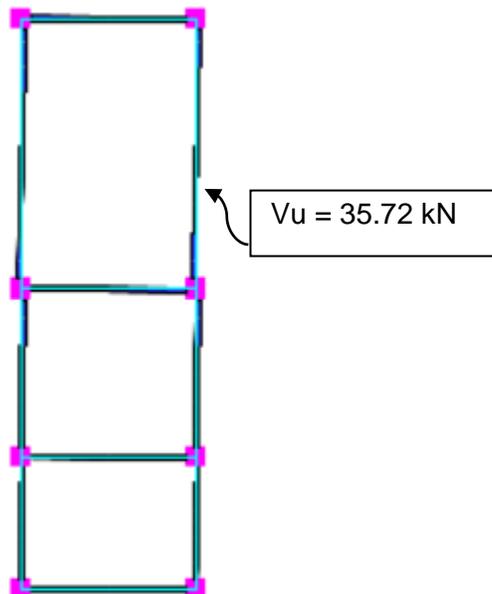


Figura 3.44. Diagrama de cortante V_{22} del apéndice de cubierta a partir de la envolvente de cortantes.

3.4. Diseño de secciones transversales de vigas más críticas

Se muestran desde la *Figura 3.45* hasta la *Figura 3.52* las secciones transversales de las vigas más críticas de cada piso con sus varillas longitudinales y sus refuerzos transversales. Se siguieron las recomendaciones del ACI 318-14 Capítulo 18 tanto para encontrar las fuerzas de diseño como para la provisión y disposición del refuerzo longitudinal y transversal.

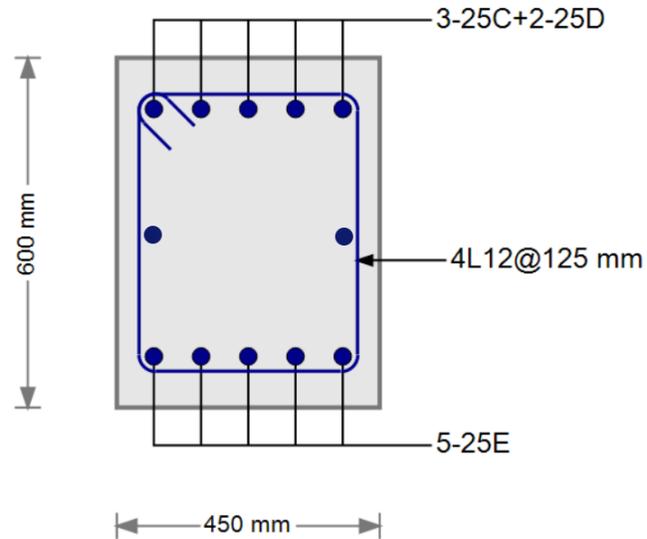


Figura 3.45. Sección transversal de la viga más crítica del piso 1. Se puede apreciar 2 refuerzos longitudinales con diámetros de 10 mm a media altura.

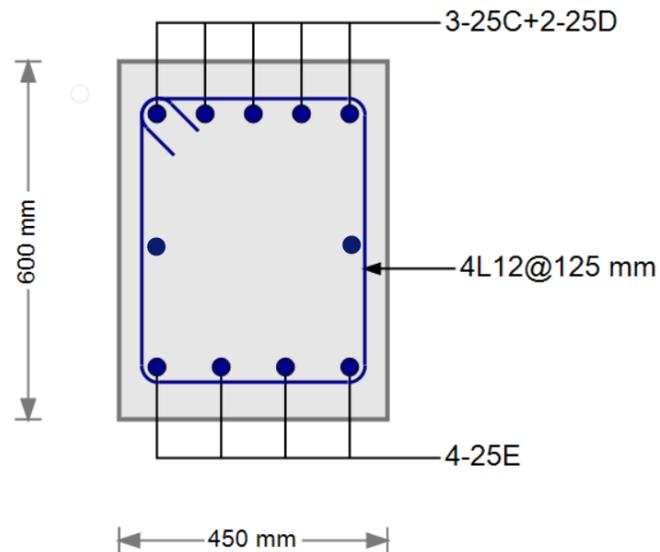


Figura 3.46. Sección transversal de la viga más crítica del piso 2. Se puede apreciar 2 refuerzos longitudinales con diámetros de 10 mm a media altura.

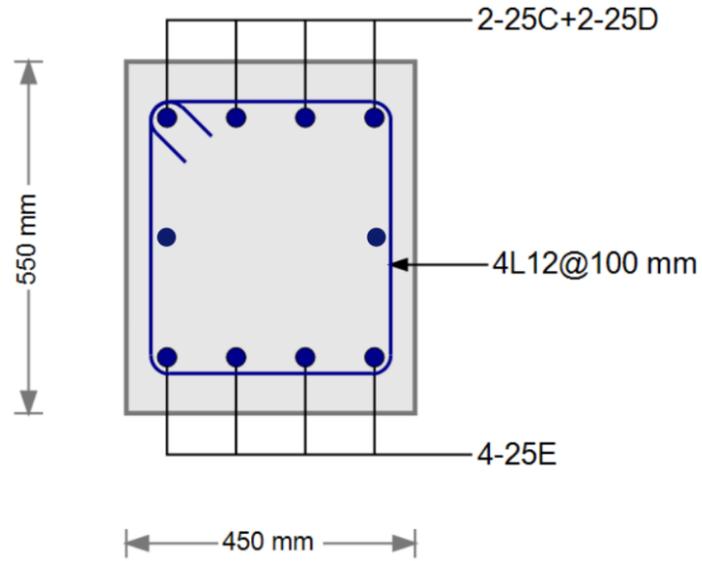


Figura 3.47. Sección transversal de la viga más crítica del piso 3. Se puede apreciar 2 refuerzos longitudinales con diámetros de 10 mm a media altura.

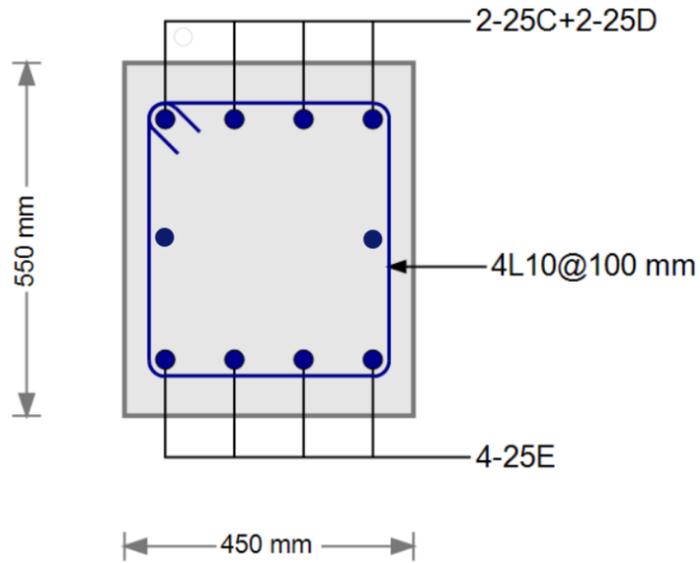


Figura 3.48. Sección transversal de la viga más crítica del piso 4. Se puede apreciar 2 refuerzos longitudinales con diámetros de 10 mm a media altura.

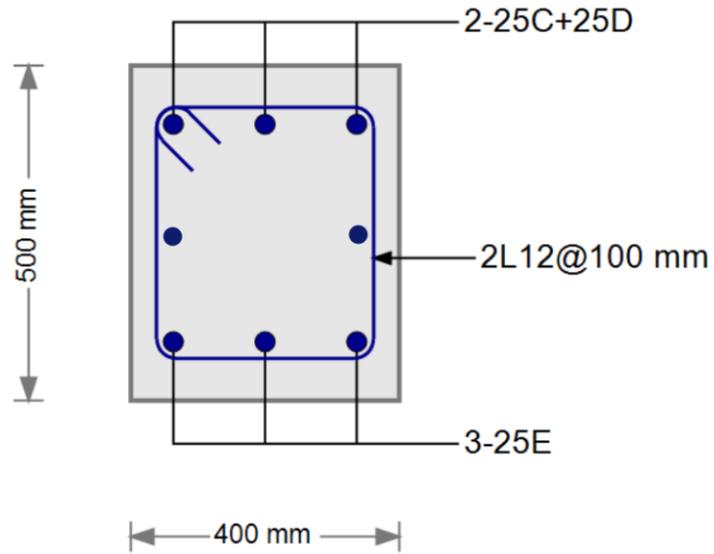


Figura 3.49. Sección transversal de la viga más crítica del piso 5. Se puede apreciar 2 refuerzos longitudinales con diámetros de 10 mm a media altura.

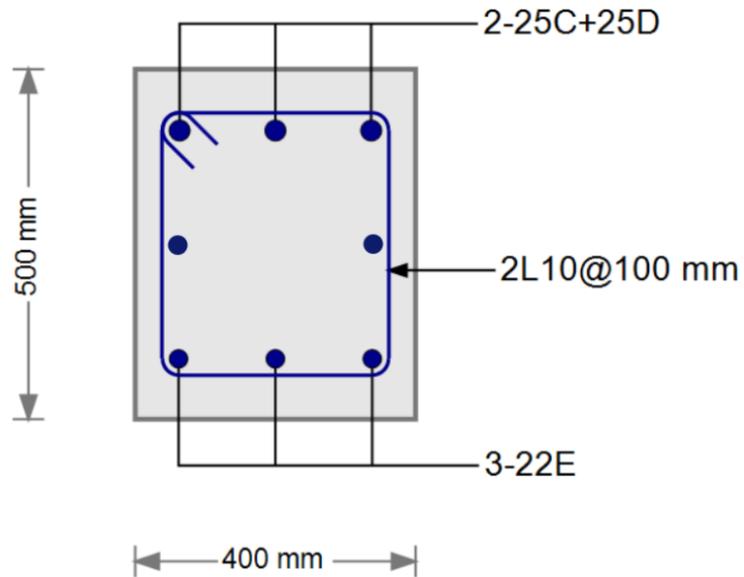


Figura 3.50. Sección transversal de la viga más crítica del piso 6. Se puede apreciar 2 refuerzos longitudinales con diámetros de 10 mm a media altura.

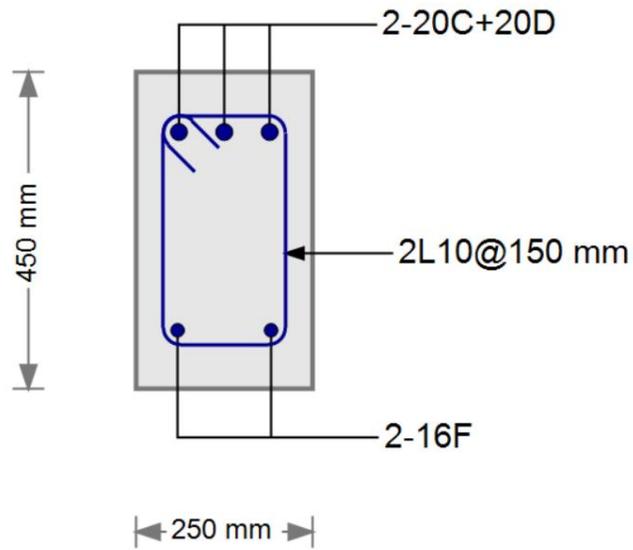


Figura 3.51. Sección transversal de la viga más crítica del piso de la cubierta accesible.

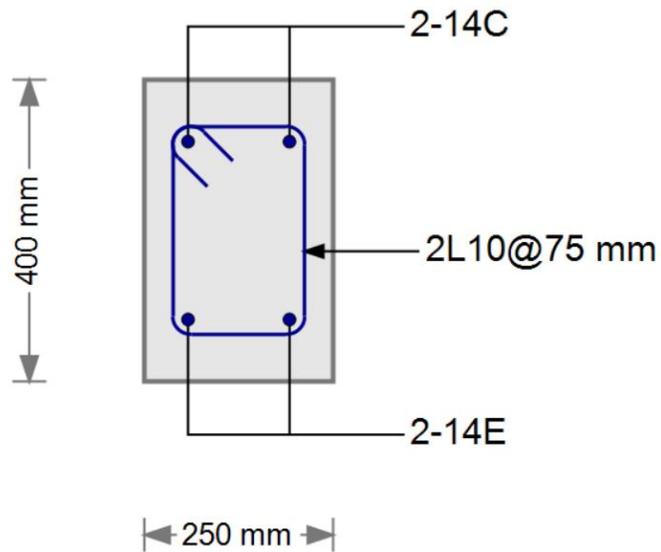


Figura 3.52. Sección transversal de la viga más crítica del apéndice de la cubierta.

3.5. Diseño y revisión de columnas

Se usaron diagramas de interacción uniaxiales para diseñar y revisar las columnas, siguiendo las recomendaciones del ACI 318-14 Capítulo 18 tanto para encontrar las fuerzas de diseño como para la provisión y disposición del refuerzo longitudinal y transversal.

En la Tabla 3.18 se muestran las cuantías de refuerzo longitudinal de las columnas del edificio; nótese que se cumple con el rango de cuantías impuestas por el ACI 318-14 para columnas especiales, es decir, que se cumple con que la cuantía esté entre el 1% y el 6%.

Tabla 3.18. Cuantías de refuerzo longitudinal de las columnas del edificio.

Piso	Sección transversal (mm x mm)	Varillas longitudinales	Cuantía longitudinal (%)
1 y 2	600 x 600	20 ϕ 25 mm	2.73
3 y 4	550 x 550	20 ϕ 22 mm	2.51
5	500 x 500	4 ϕ 22 mm + 16 ϕ 20 mm	2.62
6	450 x 450	20 ϕ 18 mm	2.51
Cubierta accesible	400 x 400	4 ϕ 18 mm + 16 ϕ 16 mm	2.65
Apéndice	350 x 350	4 ϕ 16 mm + 8 ϕ 14 mm	1.66

Por otro lado, desde la Figura 3.53 hasta la Figura 3.64 se muestran las secciones transversales de las columnas de cada piso con sus refuerzos longitudinales y transversales y, las revisiones mediante los diagramas de interacción. Cabe aclarar que los puntos en los gráficos corresponden a los pares de carga axial y momentos provenientes de las combinaciones de carga establecidas en la Tabla 3.6.

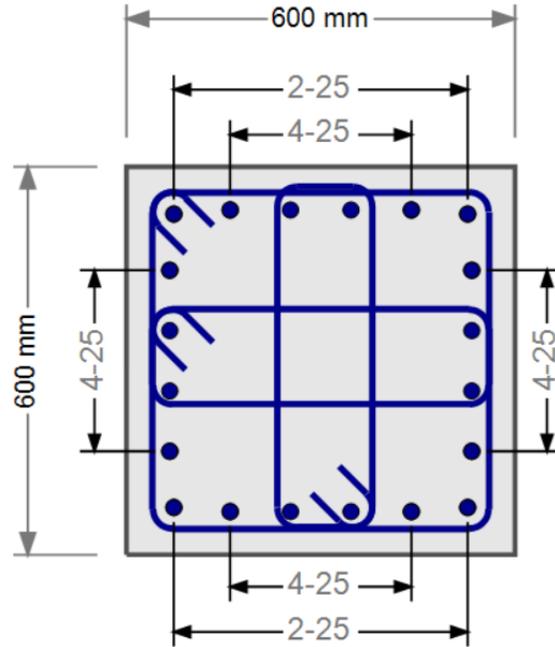


Figura 3.53. Sección transversal de columna de los pisos 1 y 2 de 600 mm x 600 mm. Se usaron estribos $\phi 10$ mm separados cada 100 mm en los extremos y 150 mm a media altura de la columna.

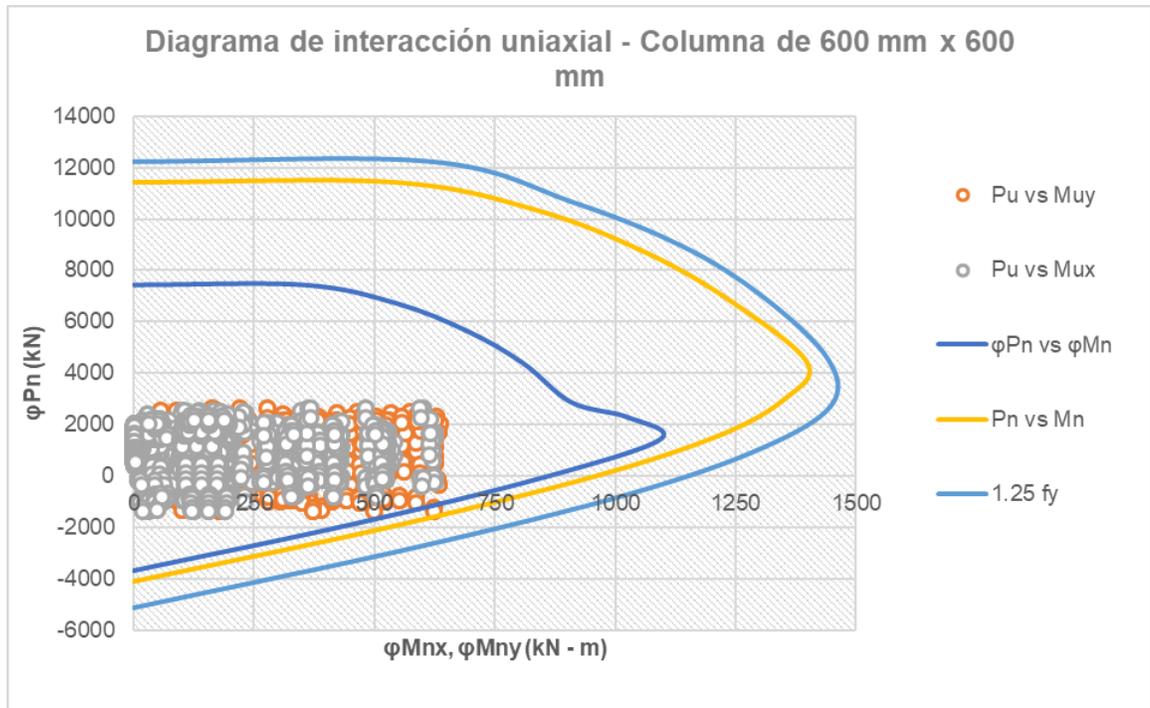


Figura 3.54. Diagrama de interacción de columna de 600 mm x 600 mm.

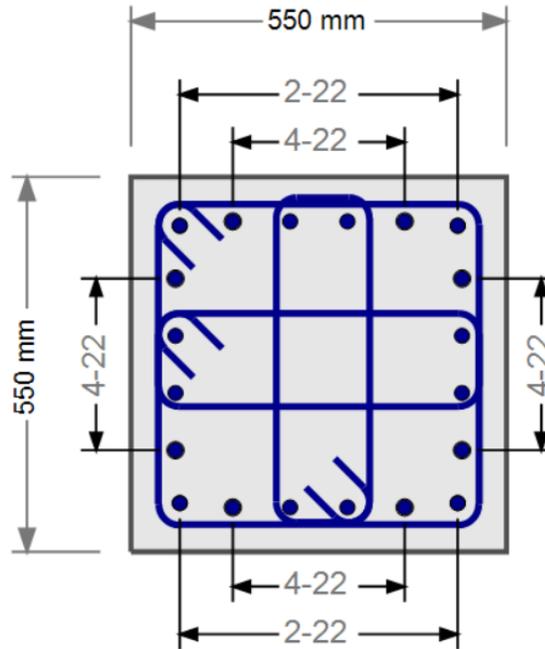


Figura 3.55. Sección transversal de columna de los pisos 3 y 4 de 550 mm x 550 mm. Se usaron estribos $\phi 10$ mm separados cada 100 mm en los extremos y 150 mm a media altura de la columna.

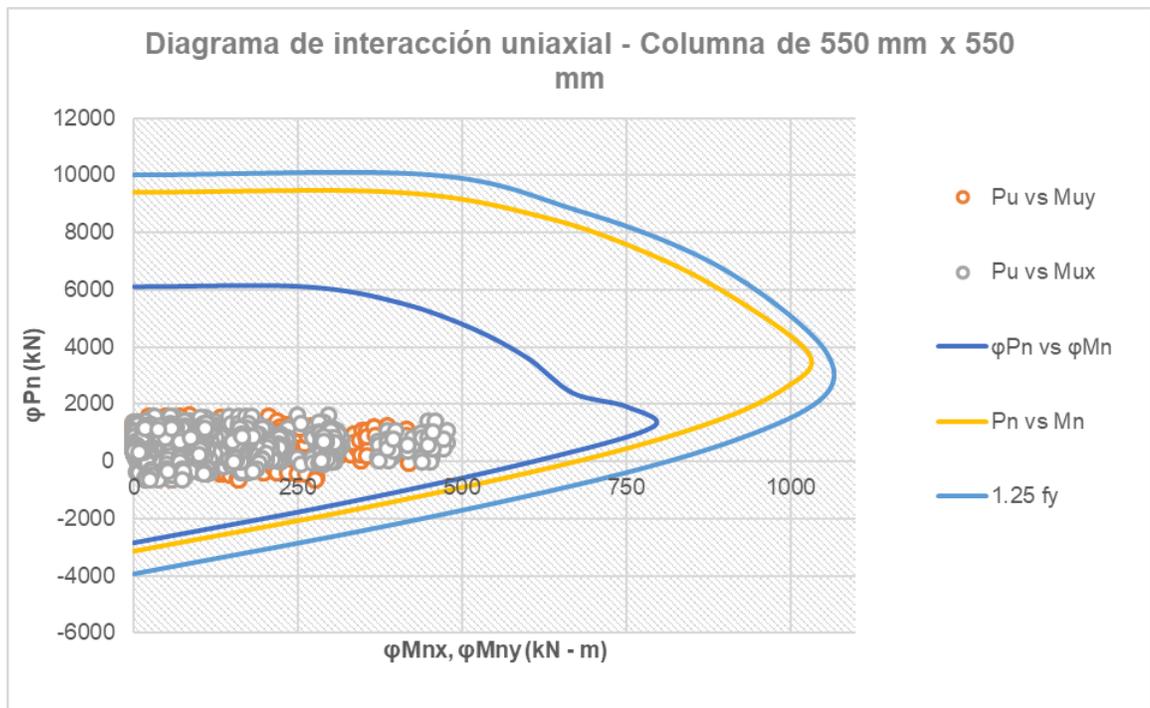


Figura 3.56. Diagrama de interacción de columna de 550 mm x 550 mm.

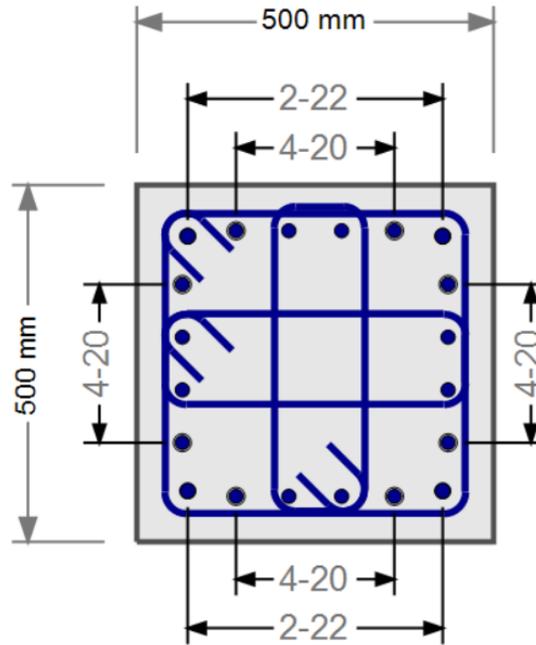


Figura 3.57. Sección transversal de columna del piso 5 de 500 mm x 500 mm. Se usaron estribos $\phi 10$ mm separados cada 100 mm en los extremos y 150 mm a media altura de la columna.

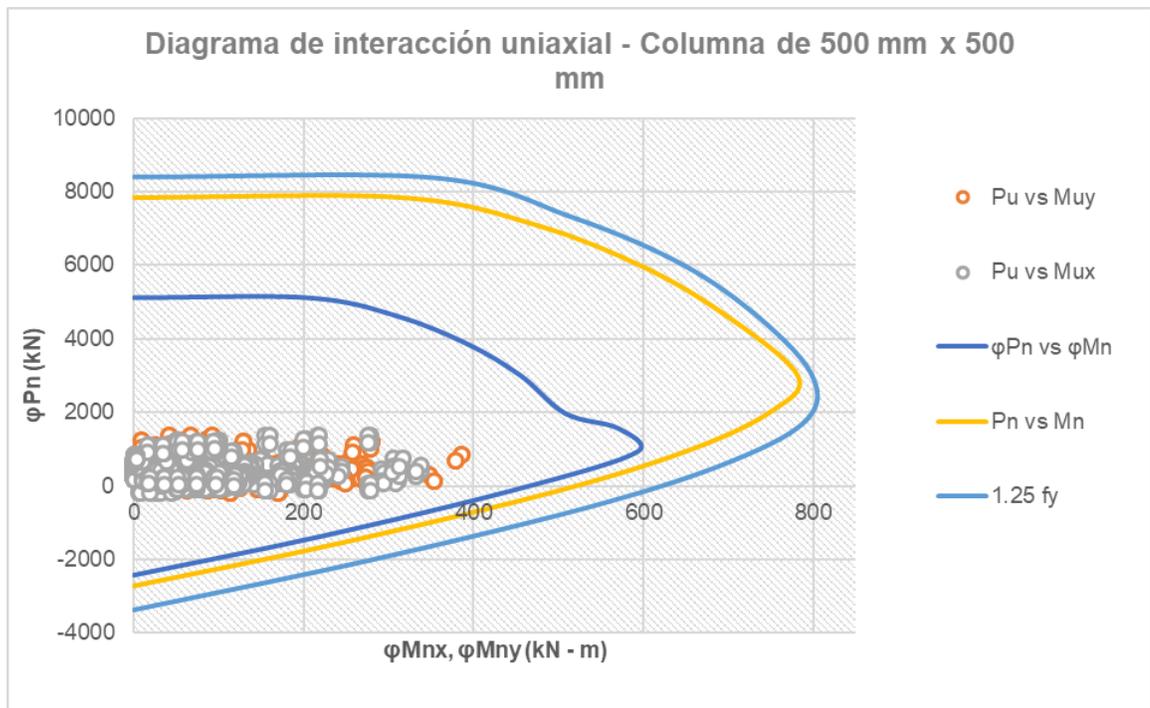


Figura 3.58. Diagrama de interacción de columna de 500 mm x 500 mm.

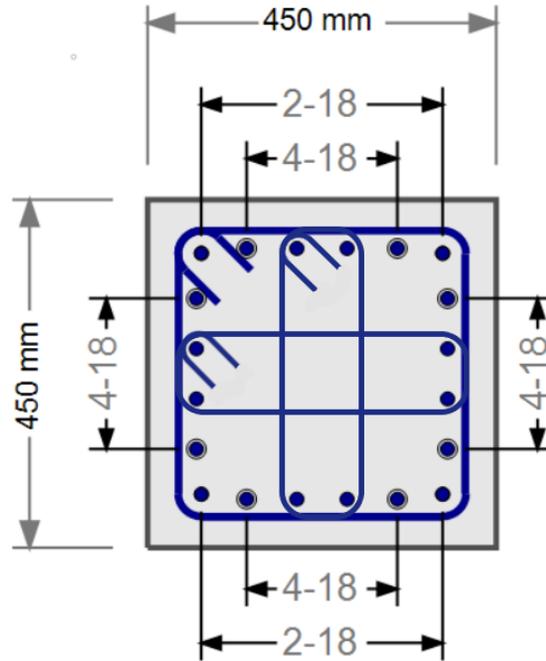


Figura 3.59. Sección transversal de columna del piso 6 de 450 mm x 450 mm. Se usaron estribos $\phi 10$ mm separados cada 100 mm en los extremos y 150 mm a media altura de la columna.

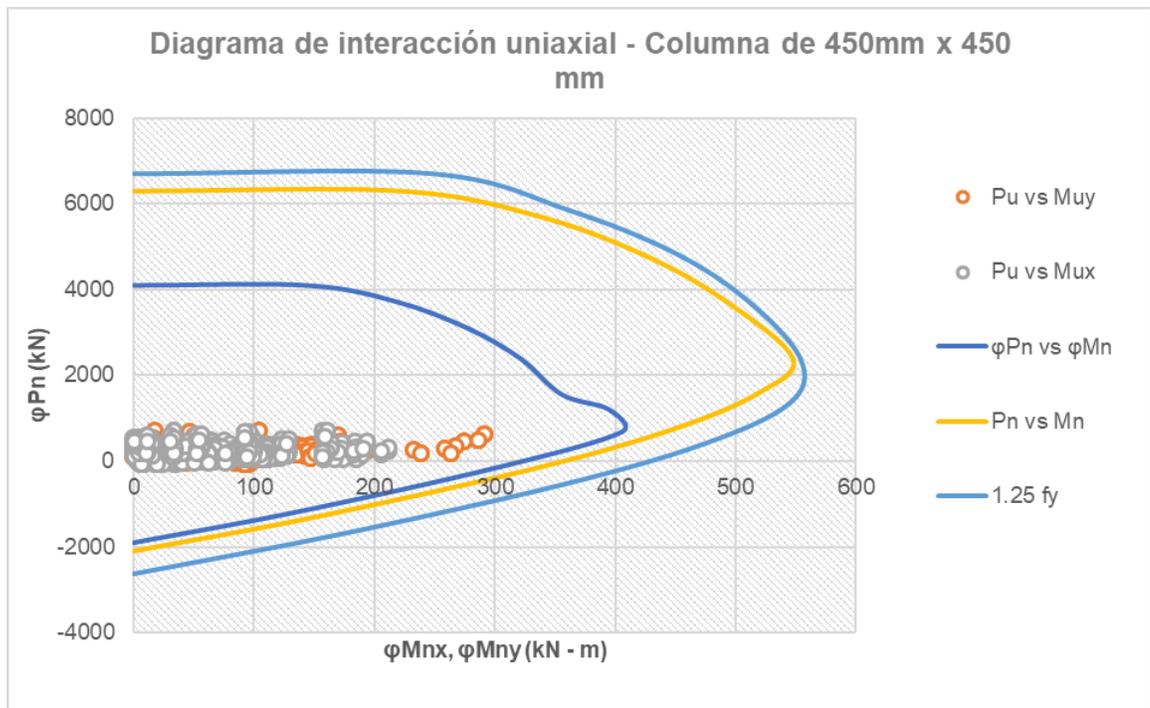


Figura 3.60. Diagrama de interacción de columna de 450 mm x 450 mm.

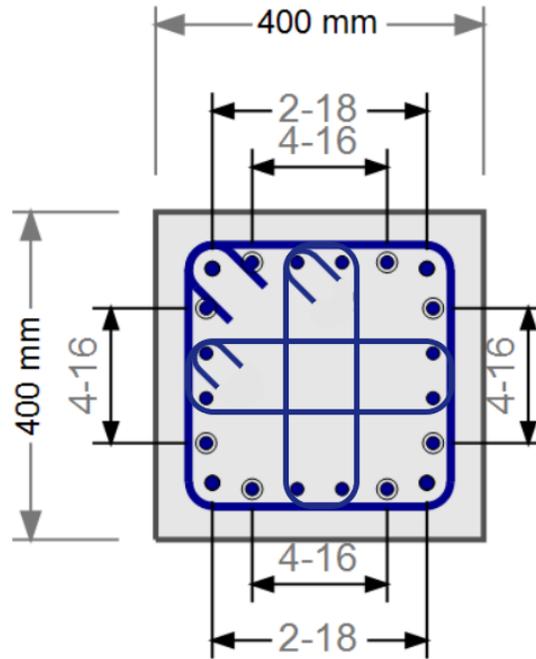


Figura 3.61. Sección transversal de columna del piso de la cubierta accesible de 400 mm x 400 mm. Se usaron estribos $\phi 10$ mm separados cada 100 mm en los extremos y 150 mm a media altura de la columna.

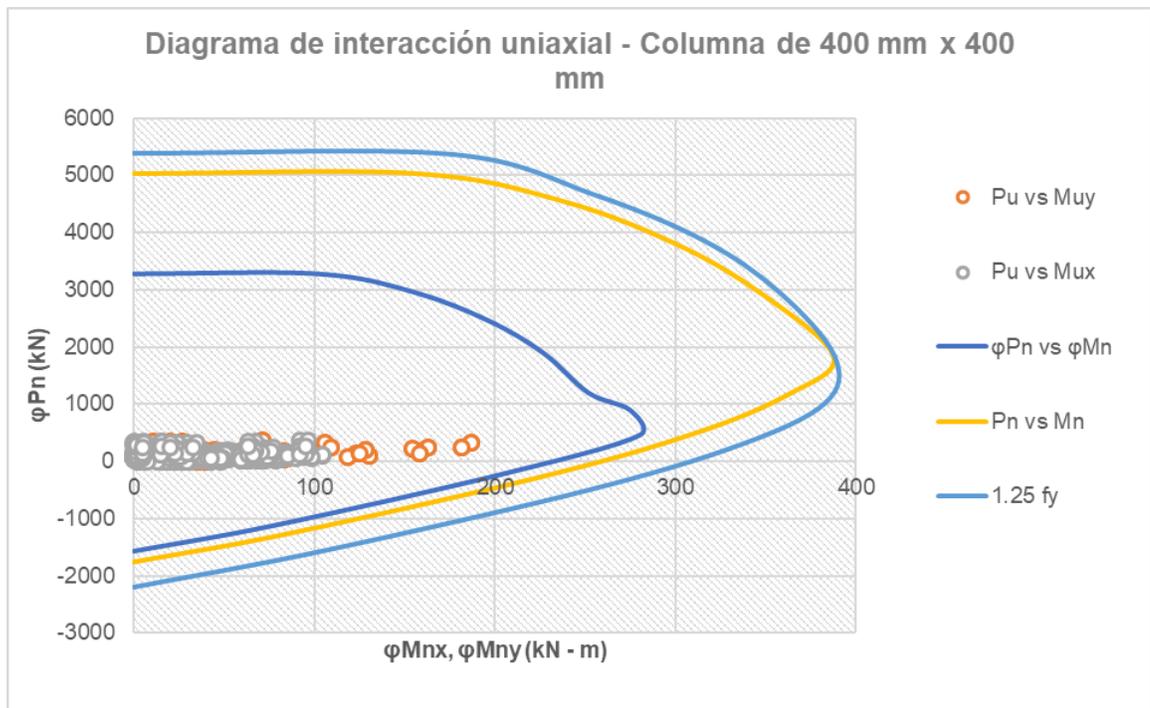


Figura 3.62. Diagrama de interacción de columna de 400 mm x 400 mm.

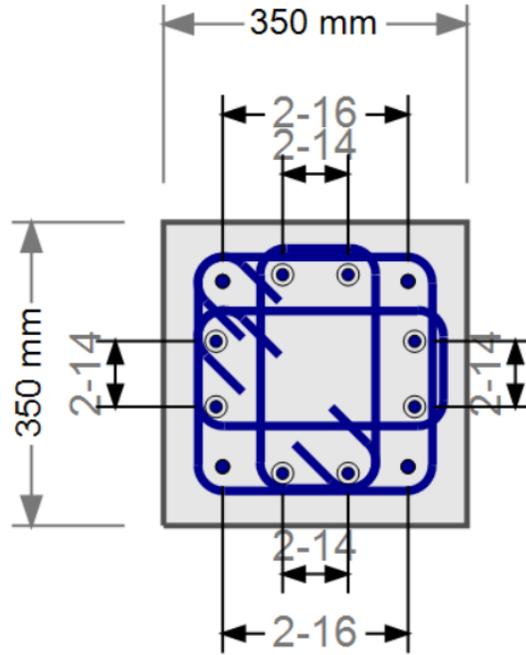


Figura 3.63. Sección transversal de columna del apéndice de cubierta de 350 mm x 350 mm. Se usaron estribos $\phi 10$ mm separados cada 100 mm en los extremos y 150 mm a media altura de la columna.

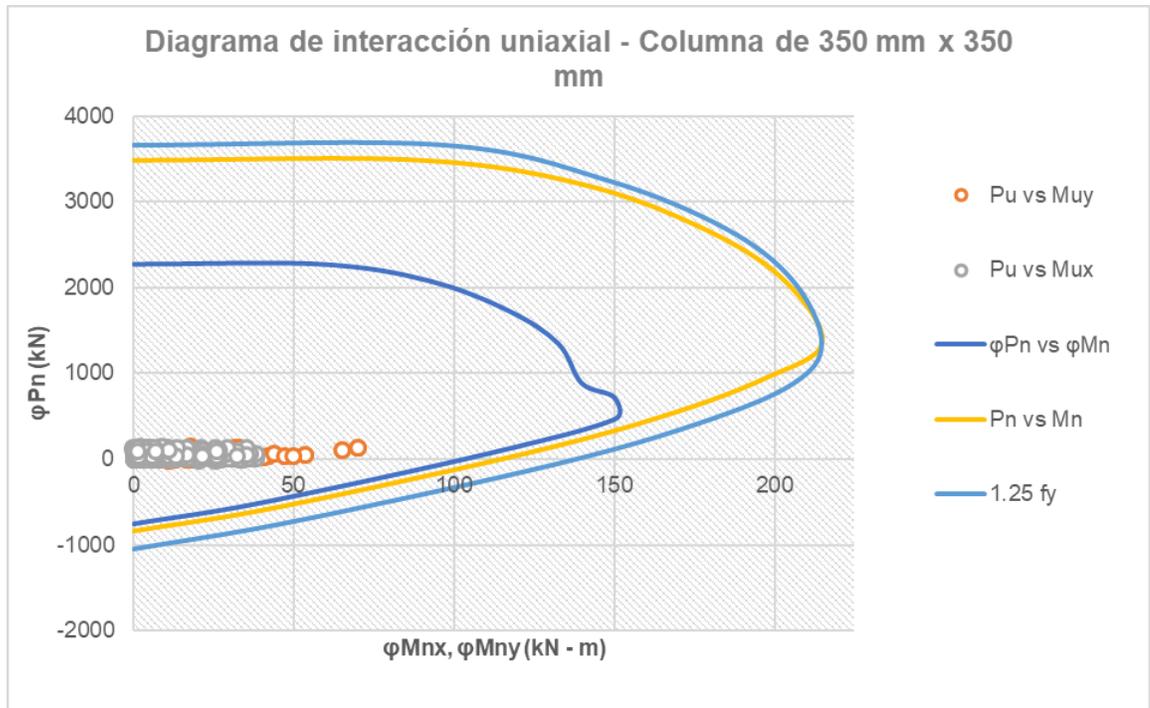


Figura 3.64. Diagrama de interacción de columna de 350 mm x 350 mm.

3.7. Revisión de criterio de demanda – capacidad de nudos

Otro aspecto importante a revisar en este tipo de sistema estructural es la capacidad de los nudos con respecto a la demanda de cortante. Con los armados de vigas propuestos se realizó la revisión de los nudos, comparando en una relación la demanda de cortante frente a su capacidad. En la Figura 3.66 se muestran las relaciones mencionadas.

0.138	0.367	0.378	0.378	0.353	0.304	0.273	0.194
0.318	0.789	0.864	0.763	0.758	0.724	0.583	0.471
0.297	0.671	0.690	0.687	0.630	0.531	0.442	0.362
0.299	0.749	0.826	0.728	0.728	0.701	0.591	0.522
0.295	0.678	0.711	0.700	0.650	0.550	0.460	0.388
0.284	0.707	0.782	0.688	0.690	0.664	0.575	0.501
0.266	0.712	0.754	0.734	0.686	0.589	0.486	0.357
0.267	0.656	0.730	0.642	0.644	0.618	0.542	0.433
0.266	0.712	0.754	0.734	0.686	0.589	0.486	0.357
0.267	0.656	0.730	0.642	0.644	0.618	0.542	0.433
0.255	0.678	0.711	0.700	0.650	0.550	0.460	0.388
0.284	0.707	0.782	0.688	0.690	0.664	0.575	0.501
0.297	0.671	0.690	0.687	0.630	0.531	0.442	0.362
0.299	0.749	0.826	0.728	0.728	0.701	0.591	0.522
0.138	0.367	0.378	0.378	0.353	0.304	0.273	0.194
0.318	0.789	0.864	0.763	0.758	0.724	0.583	0.471

Figura 3.66. Relaciones demanda - capacidad a corte de los nudos del pórtico del eje 6 (dirección X).

3.8. Cantidades parciales y totales de hormigón y de acero

En la *Tabla 3.19* se presentan los resultados de cantidades parciales y totales de hormigón y acero en vigas y columnas del sistema estructural de pórticos especiales resistentes a momento. Cabe destacar que las cuantías representan un promedio entre las cuantías de todos los elementos.

En las cantidades de las vigas no se han incluido las correspondientes a las viguetas debido a que se ha considerado las mismas dimensiones y refuerzos en los dos sistemas estructurales que se están comparando.

Tabla 3.19. Cantidades parciales y totales de hormigón y acero.

Columnas		
Hormigón	241.34	m3
Acero	70470.70	kg
Cuantía	292	kg/m3
Vigas		
Hormigón	259.43	m3
Acero	48772.84	kg
Cuantía	188	kg/m3
Total		
Hormigón vigas y columnas	500.77	m3
Acero vigas y columnas	119243.54	kg

3.9. Costos totales de hormigón y acero

En la *Tabla 3.20* se muestran los costos totales de hormigón y acero. Además, se calculó el costo por metro cuadrado del edificio, tomando en cuenta que el edificio tiene 7 pisos y que el área por piso es el mostrado en la tabla. Los precios unitarios establecidos provienen del mercado; en el Anexo 2 se muestra una proforma con el precio del hormigón por metro cúbico y el precio del acero por kilogramo fue obtenido de (Insucons, 2020).

Tabla 3.20. Costos totales de hormigón y acero.

	Unitario (\$/m3)	Total
Costo del hormigón	148.84	74534.31
	Unitario (\$/kg)	Total
Costo del acero de refuerzo	0.98	116858.67
Costo total	\$191,392.97	
Área por piso	324.35	m2
Costo por m2	84.30	\$/m2

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO CON MUROS Y PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO

4.1. Modelo Estructural

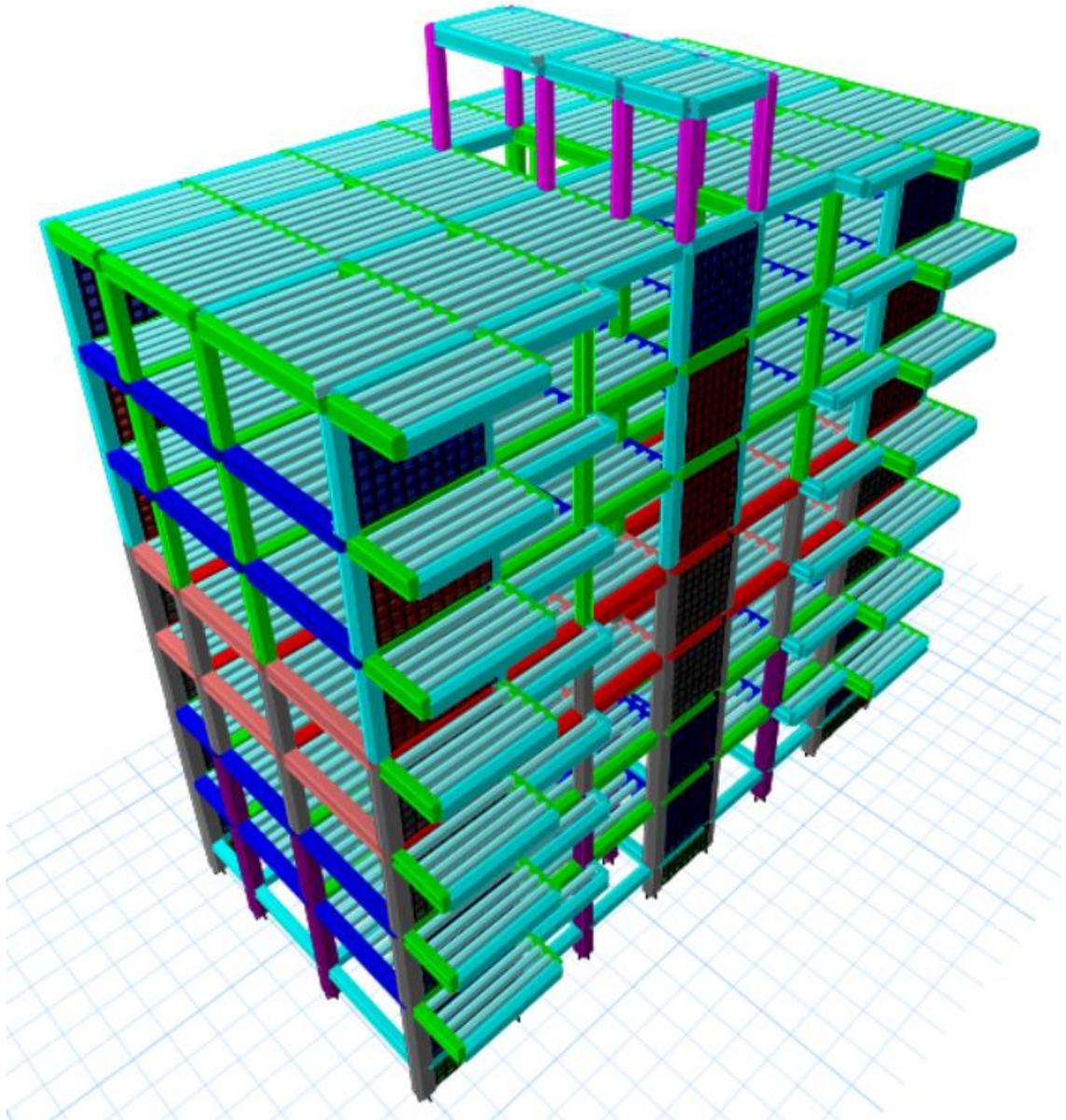


Figura 4.1. Modelo tridimensional del edificio con pórticos y muros desarrollado en el programa ETABS 18.0.1.

4.1.1. Materiales

Tabla 4.1. Materiales utilizados en el análisis y diseño.

Material	Peso específico (kN/m ³)	Resistencia considerada	Relación de Poisson	Módulo de Young (MPa)
Hormigón normal para vigas, columnas y muros	24	$f_c = 35$ MPa	0.20	27,703
Acero de refuerzo A615 Grado 60	78.50	$f_y = 420$ MPa	0.30	200,000

4.1.2. Hipótesis del modelo

Las columnas, vigas y viguetas son elementos cuyas longitudes son mucho mayores que sus dimensiones en sección transversal, por tal motivo se utilizaron elementos tipo “frame” para su modelación.

Los muros, en cambio, son elementos superficiales cuyo espesor es mucho menor que sus otras dimensiones y, por tal motivo, se utilizaron elementos tipo “shell thin” para su modelación.

Se tomaron en cuenta secciones transversales agrietadas de vigas y columnas según recomendaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), es decir, se aplicaron los factores de agrietamiento sobre las inercias de los elementos mostrados en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Inercias efectivas o agrietadas de vigas y columnas.

Inercia efectiva (I_e)	Factor de agrietamiento x Inercia gruesa (I_g)
I_e vigas	0.50 I_g
I_e columnas	0.80 I_g
I_e muros	0.60 I_g (dos primeros pisos)

Se asumieron que las conexiones entre vigas y columnas y, entre vigas y muros, son completamente rígidas.

Así también, se modelaron los elementos de borde como *elementos “frame”* para tomar en cuenta su rigidez y para conocer cuánta fuerza tomaban.

En cada piso se consideró un diafragma rígido, puesto que se supone que la losa nervada tiene la suficiente rigidez en su plano como para considerarlo de esa manera.

4.1.3. Descripción de la estructura

Se trata de un edificio de vigas, columnas y muros de hormigón armado de 6 pisos de uso residencial, una cubierta accesible para realizar reuniones y un apéndice de cubierta para cubrir el foso de ascensor y de escalera. Es una estructura analizada y diseñada sobre un suelo tipo E, típico de la ciudad de Guayaquil, con una capacidad portante máxima de 5 T/m².

4.1.4. Secciones transversales de vigas

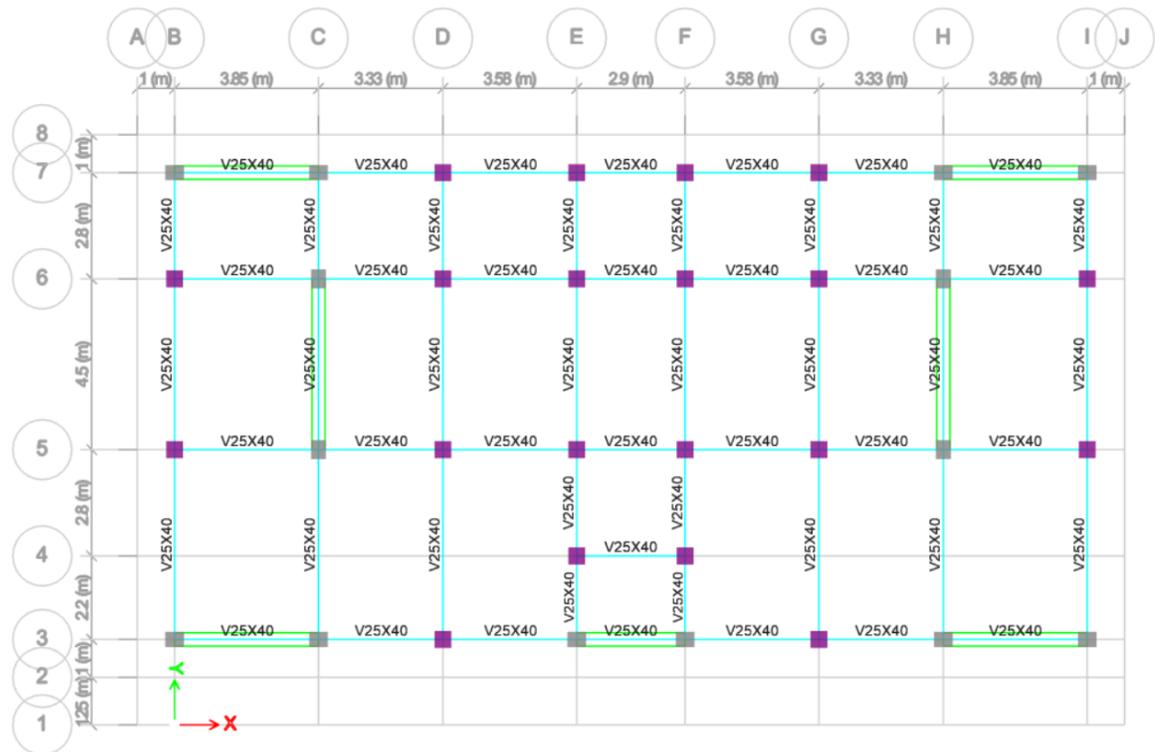


Figura 4.2. Vigas de planta baja (Nivel: +0.00 metros).

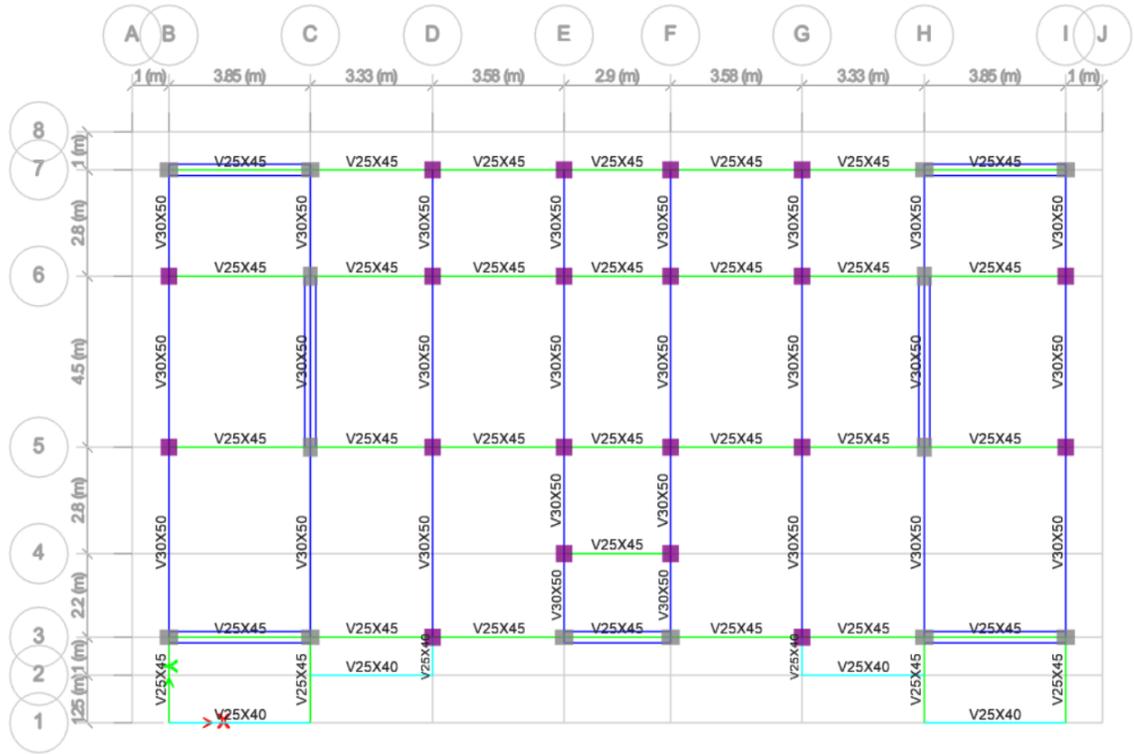


Figura 4.3. Vigas de los pisos 1 y 2 (Nivel: +3.40 y +6.80 metros).

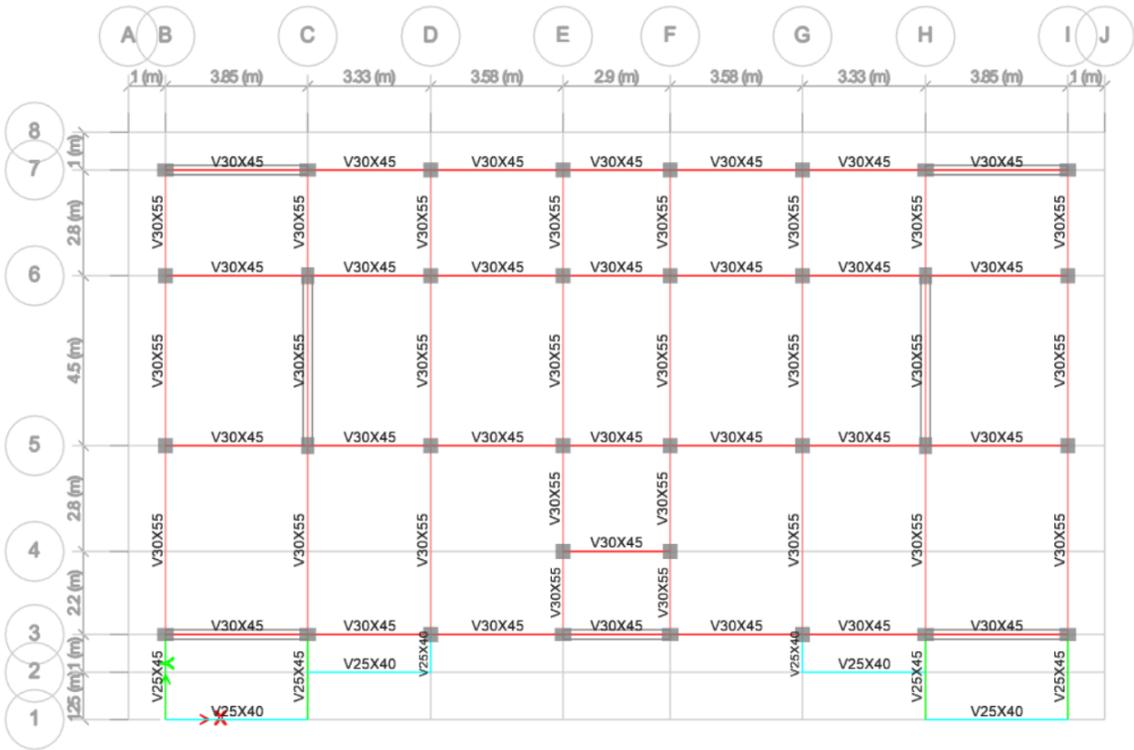


Figura 4.4. Vigas de los pisos 3 y 4 (Nivel: +10.20 y +13.60 metros).

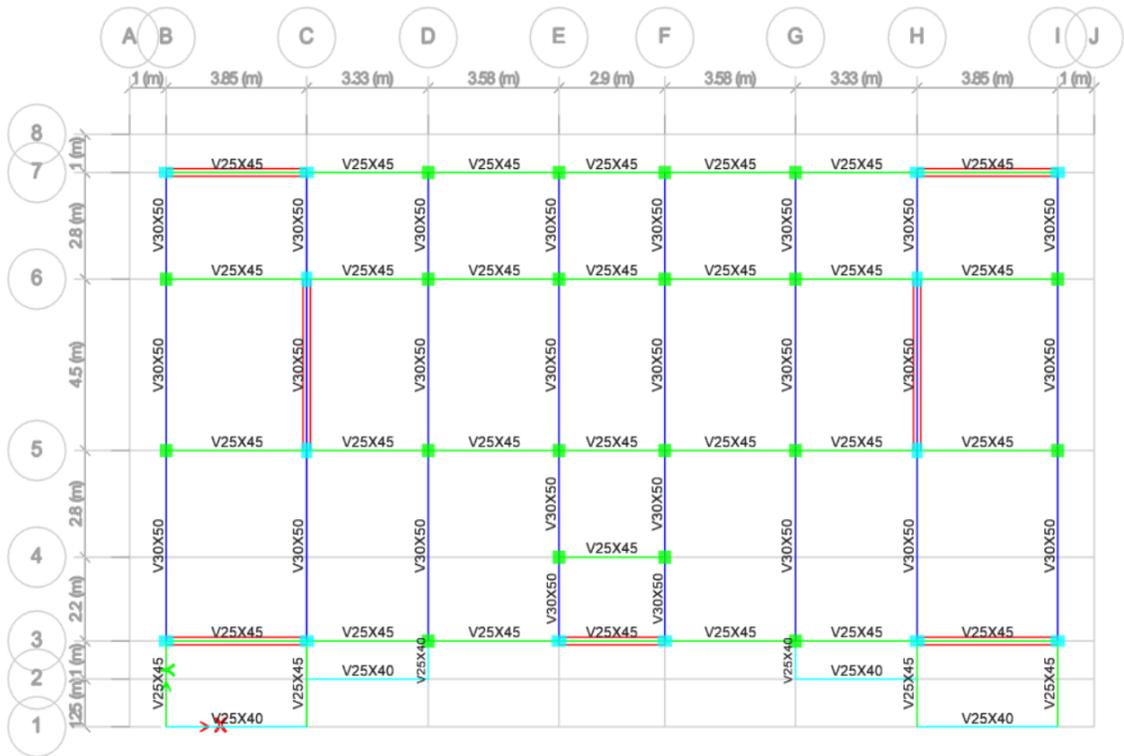


Figura 4.5. Vigas de los pisos 5 y 6 (Nivel: +17.00 y +20.40 metros).

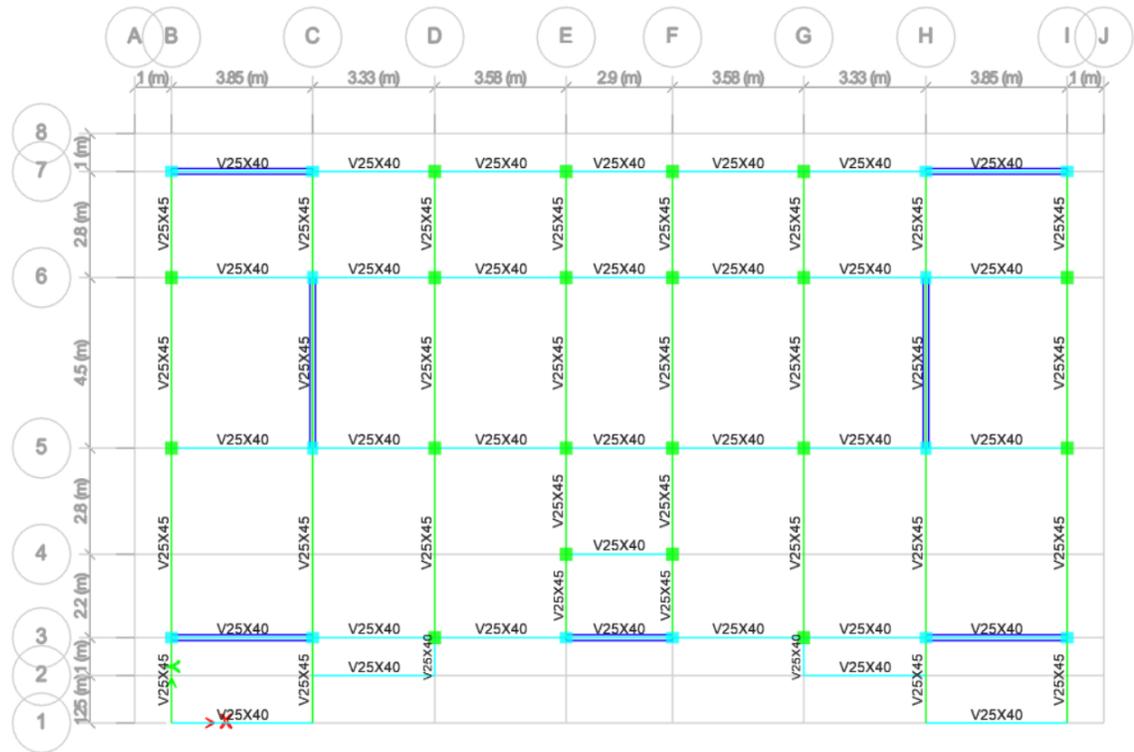


Figura 4.6. Vigas del piso 7: cubierta accesible (Nivel: +23.80 metros).

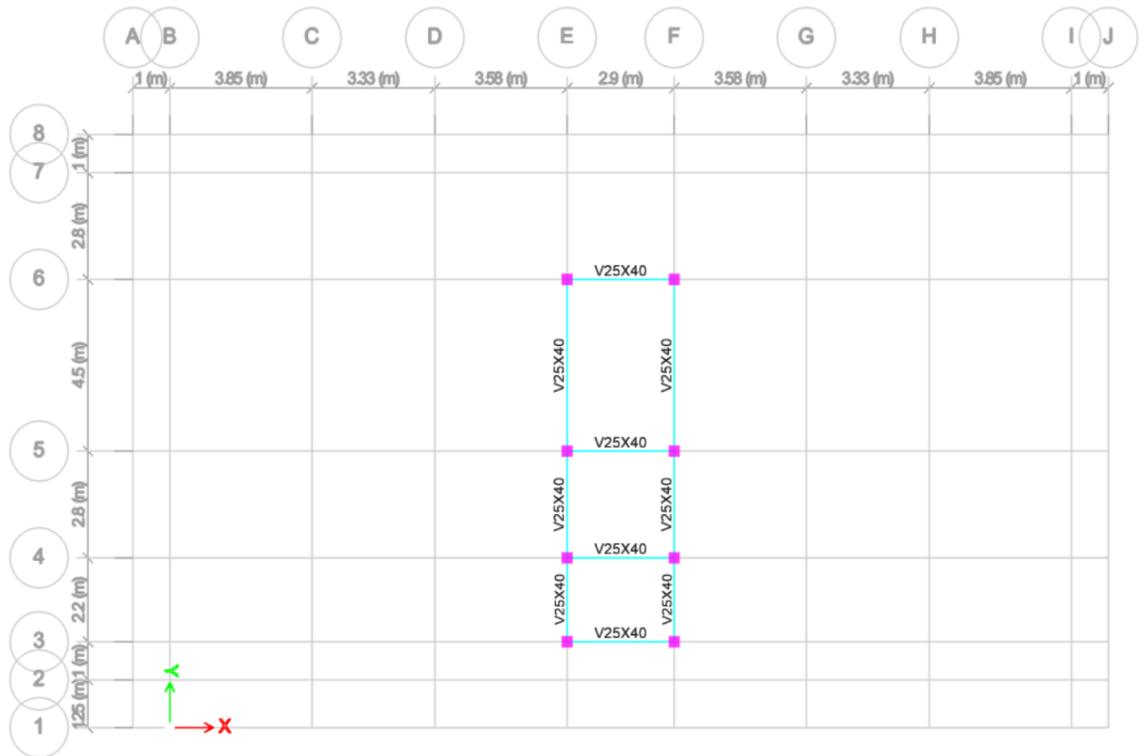


Figura 4.7. Vigas de apéndice de cubierta (Nivel: +27.20 metros).

4.1.5. Secciones transversales de columnas

Tabla 4.3. Secciones transversales de las columnas.

Entrepiso	Altura de entrepiso (m)	Sección transversal (mm x mm)
1 y 2	3.40	450 x 450
3 y 4	3.40	400 x 400
5, 6 y 7 (Cubierta accesible)	3.40	350 x 350
8 (apéndice de cubierta)	3.40	300 x 300

4.1.6. Secciones transversales de muros

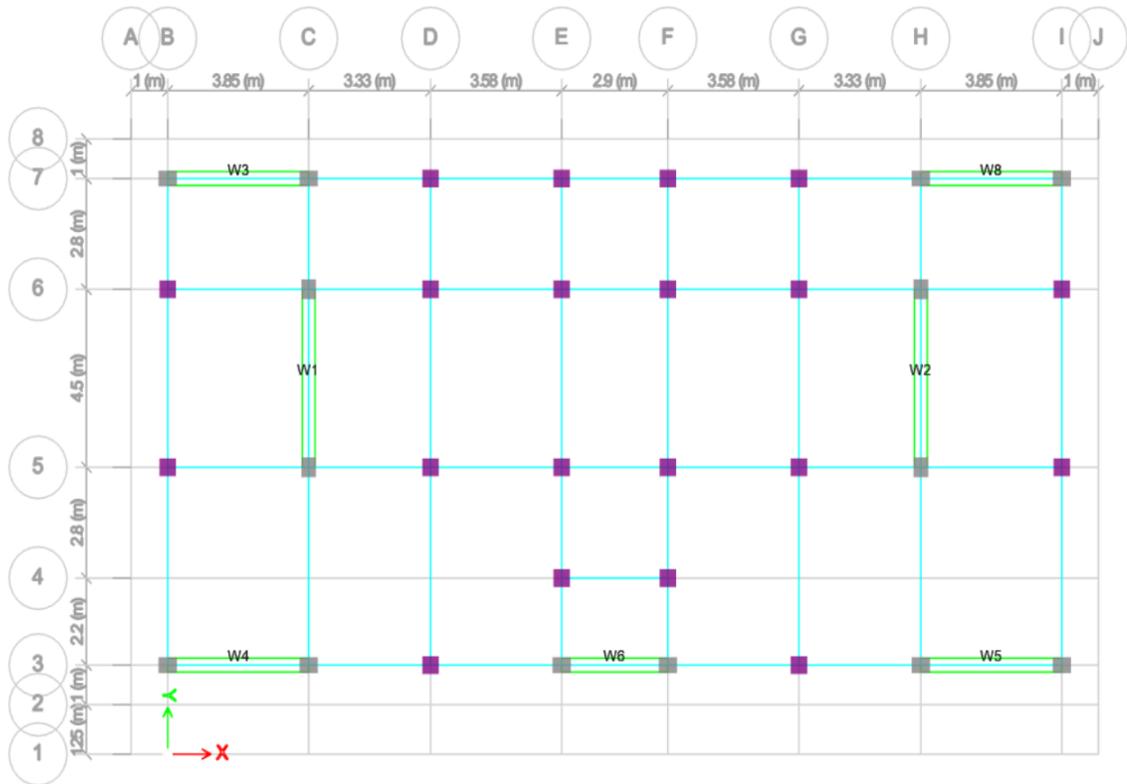


Figura 4.8. Etiquetas de muros para facilitar el uso de la Tabla 4.4.

Tabla 4.4. Secciones transversales de los muros.

Entrepiso	Etiqueta de muro	Altura de entrepiso (m)	l_w (mm)	b_w (mm)
Planta baja (PB)	W1, W2	3.40	4500	350
	W3, W4, W5, W8		3850	
	W6		2900	
1 y 2	W1, W2	3.40	4500	300
	W3, W4, W5, W8		3850	
	W6		2900	
3 y 4	W1, W2	3.40	4500	250
	W3, W4, W5, W8		3850	
	W6		2900	

	W1, W2		4500	
5 y 6	W3, W4, W5, W8	3.40	3850	200
	W6		2900	
7 (Cubierta accesible)	W1, W2		4500	
	W3, W4, W5, W8	3.40	3850	150
	W6		2900	

4.1.7. Distribución de viguetas o nervios en la planta

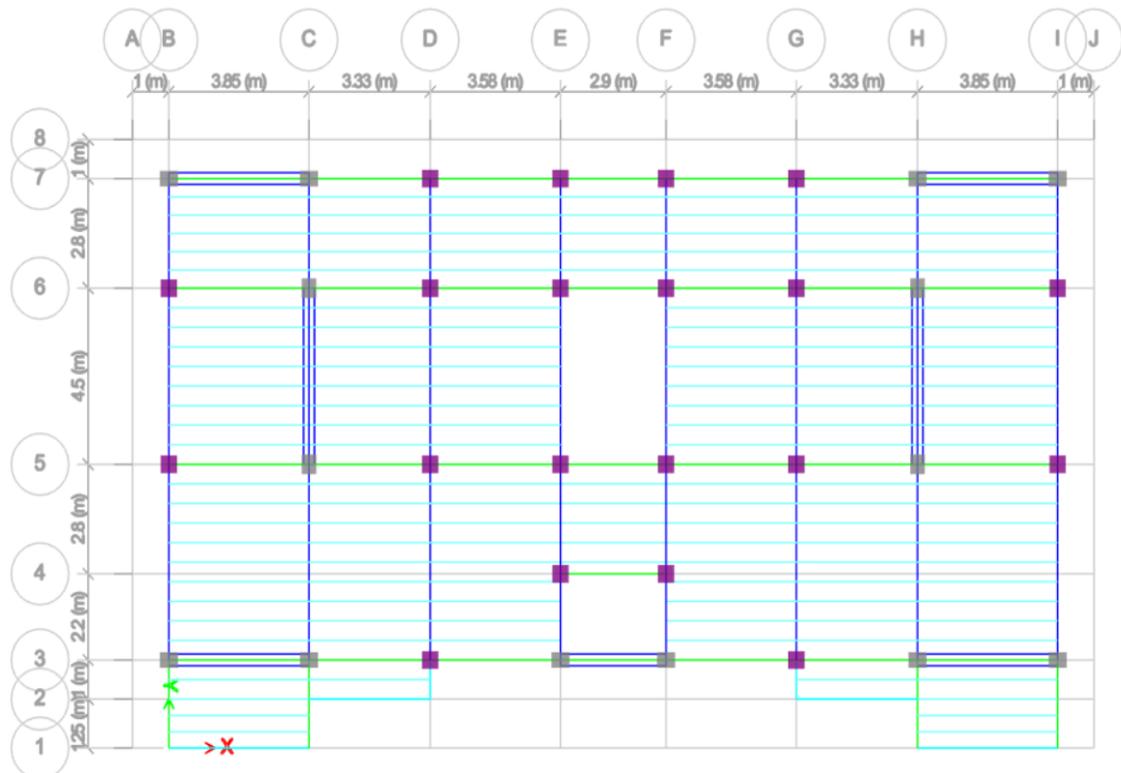


Figura 4.9. Distribución de viguetas o nervios en la planta del piso 1. Se encuentran espaciadas cada 500 mm y se replican en todos los pisos.

4.2. Estados de carga y combinaciones

4.2.1. Carga muerta (CM)

La carga muerta se define como toda carga estática gravitacional permanente sobre las estructuras. La carga muerta corresponde al peso propio de los elementos estructurales modelados, es decir, vigas, columnas, viguetas y muros.

El programa las calcula automáticamente en función de los materiales y de las geometrías de los elementos y las distribuye uniformemente sobre ellos. Considera como peso específico del hormigón un valor de 24 kN/m³.

4.2.2. Carga muerta sobreimpuesta (CMS)

La carga muerta sobreimpuesta se refiere al peso propio de elementos no estructurales y de las losetas que van encima de las viguetas, las cuales no fueron modeladas.

Una parte de la CMS se consideró actuando sobre los nervios (se modelaron a 500 milímetros de separación) como carga linealmente distribuida (3.25 kN/m² x 0.50m = 1.625 kN/m), en el que se tomó en cuenta el peso propio de los elementos no estructurales mostrados en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5. Desglose de componentes no estructurales con sus pesos.

Componente no estructural	Peso (kN/m²)
Cerámica	0.30
Nivelante (espesor = 2 cm)	0.44
Instalaciones eléctricas, sanitarias, de voz y datos, de climatización, entre otras	0.15
Tumbado de gypsum con sus elementos de soporte de aluminio	0.30
Loseta (espesor = 5 cm)	0.96
Bloque aligerante	1.10
TOTAL	3.25

Se consideró otra parte de la CMS, actuando sobre todas las vigas de cada piso representando, como carga linealmente distribuida, el peso propio de las paredes de mampostería. Se asumió que la altura de la pared en promedio equivale a 3 metros y que la pared está compuesta de bloques de 150 mm x 200 mm x 400 mm, incluidos los enlucidos en ambas caras. Este peso resultó en una carga linealmente distribuida de 6.20 kN/m.

4.2.3. Carga viva (CV) y sus casos

Como recomendación de la NEC-SE-CG, se usó en el modelo una carga viva de 2 kN/m² desde el piso 1 hasta el 6 debido a que esa carga corresponde a la ocupación que se tiene prevista para esas plantas, es decir, para uso residencial. Por otro lado, la cubierta es accesible, por lo tanto, la norma mencionada recomienda el uso de una carga viva de 4.8 kN/m².

Ambas cargas fueron repartidas como cargas linealmente distribuidas sobre las viguetas, por lo tanto, la carga sobre los nervios de los pisos 1 hasta el 6 es de 1 kN/m y en la cubierta accesible es de 2.4 kN/m.

El ACI 318-14 recomienda hacer las siguientes disposiciones de las cargas vivas para obtener las máximas solicitaciones posibles sobre cada viga. Se basa en la premisa de que las cargas vivas son fuerzas variables que no van a actuar uniformemente sobre todo el piso, más bien van a tener patrones diferentes. A continuación, se presentan figuras con los respectivos patrones de carga viva.

Se hizo una envolvente de fuerzas (Envolvente de carga viva) con los casos de cargas vivas mostrados desde la Figura 4.10 a la Figura 4.17 para obtener de manera rápida las distribuciones de las máximas fuerzas en cada viga para así facilitar el diseño.

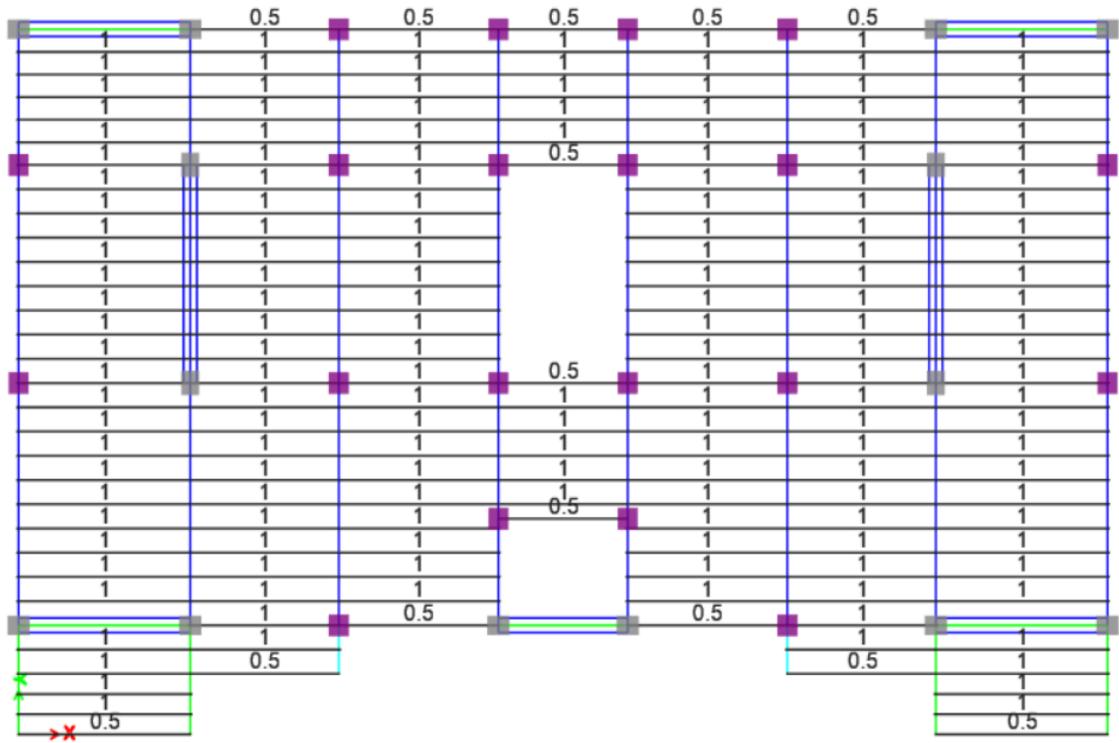


Figura 4.10. Caso de carga CV: Carga viva. Unidades: kN/m.

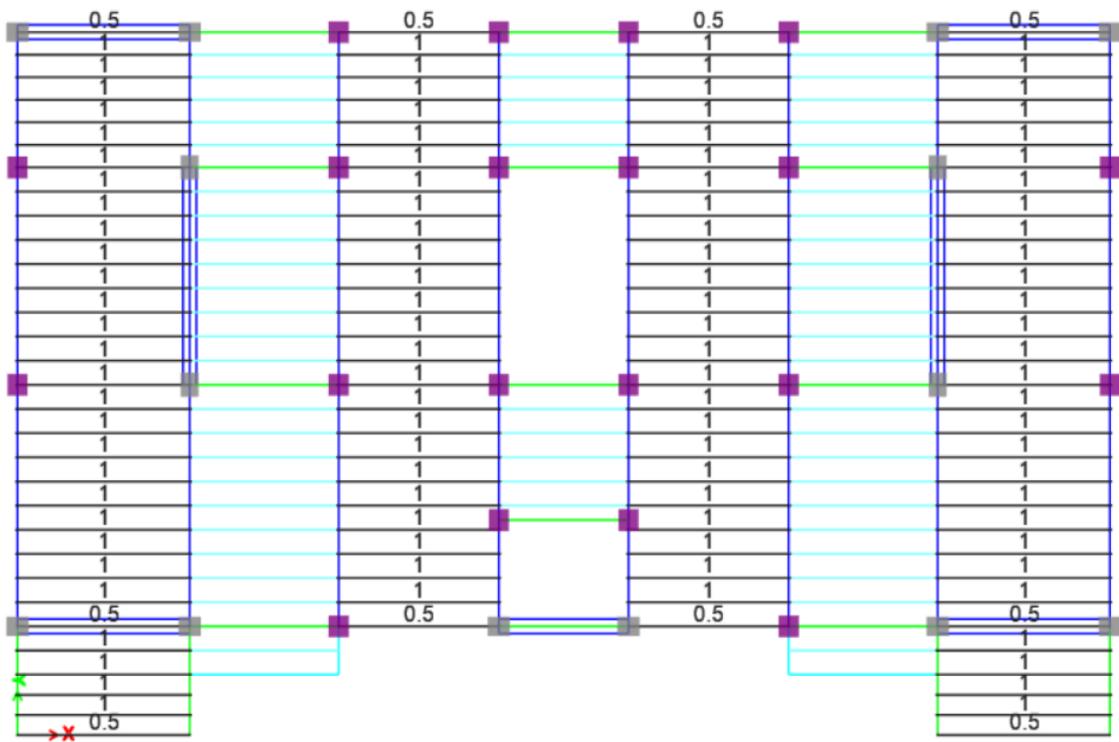


Figura 4.11. Caso de carga CV1: Carga viva 1. Unidades: kN/m.

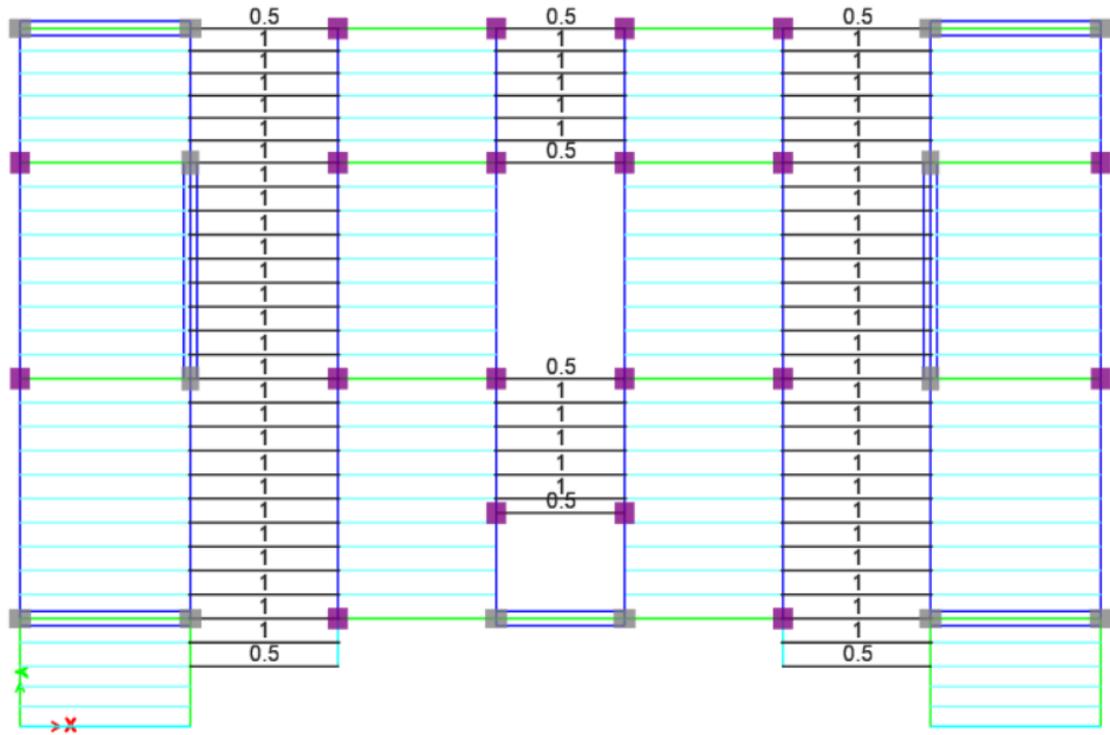


Figura 4.12. Caso de carga CV2: Carga viva 2. Unidades: kN/m.

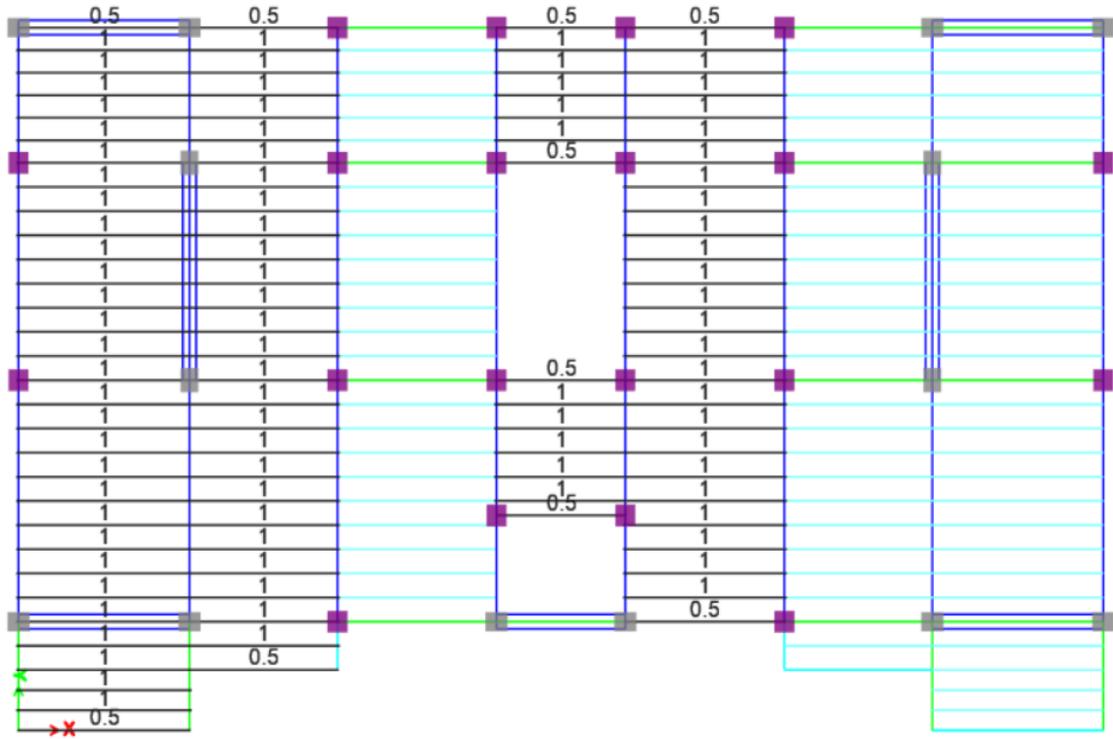


Figura 4.13. Caso de carga CV3: Carga viva 3. Unidades: kN/m.

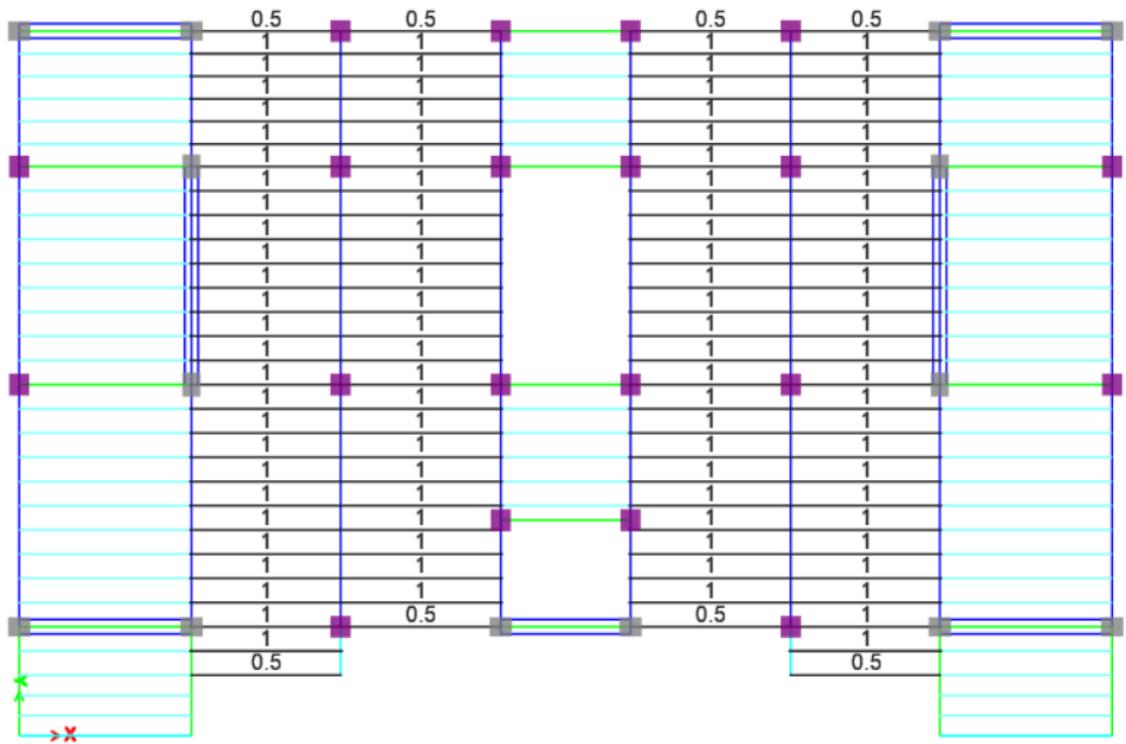


Figura 4.14. Caso de carga CV4: Carga viva 4. Unidades: kN/m.

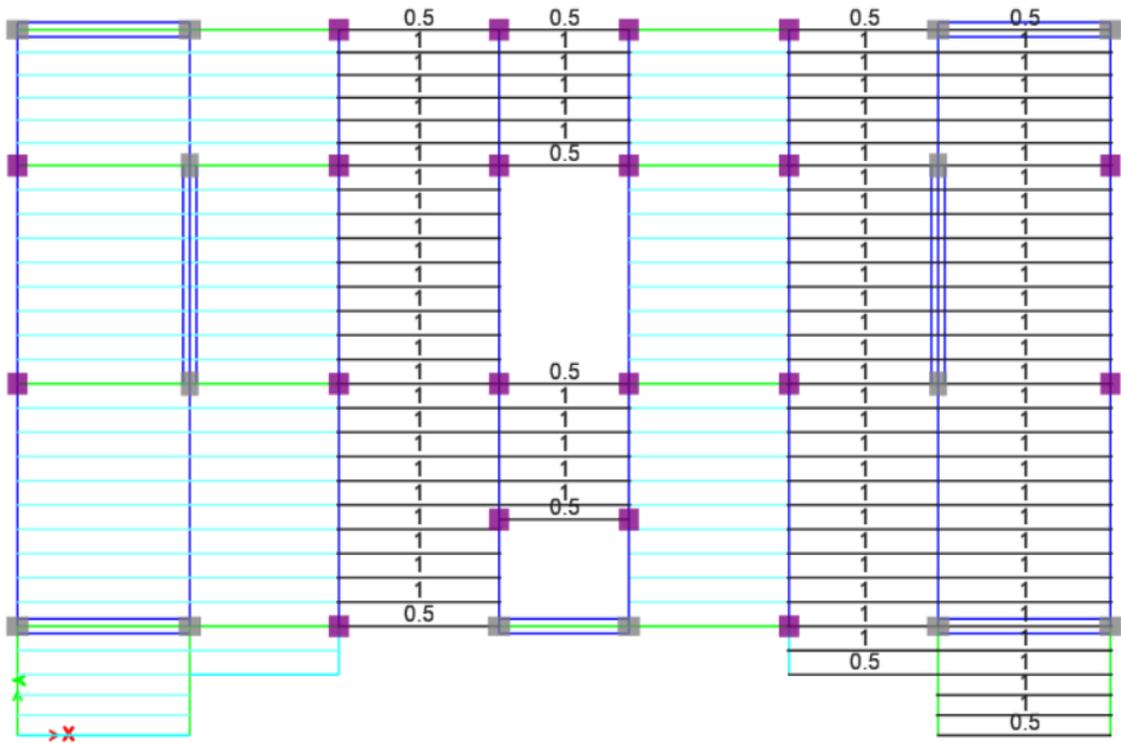


Figura 4.15. Caso de carga CV5: Carga viva 5. Unidades: kN/m.

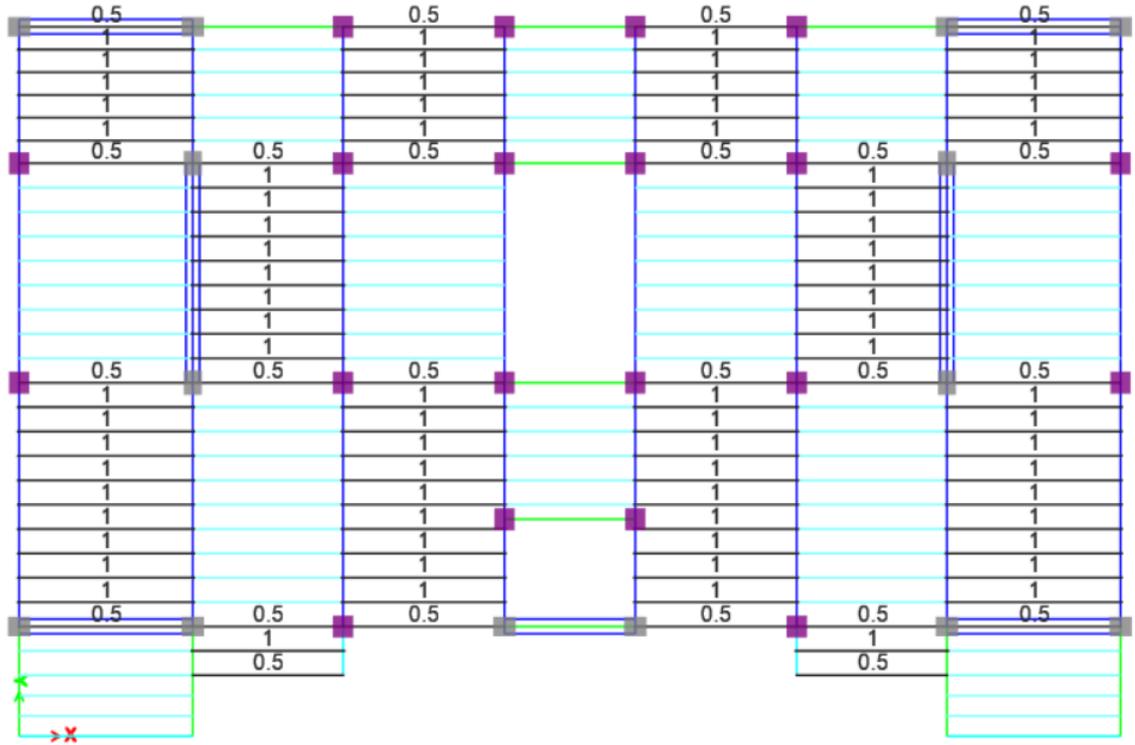


Figura 4.16. Caso de carga CV6: Carga viva 6. Unidades: kN/m.

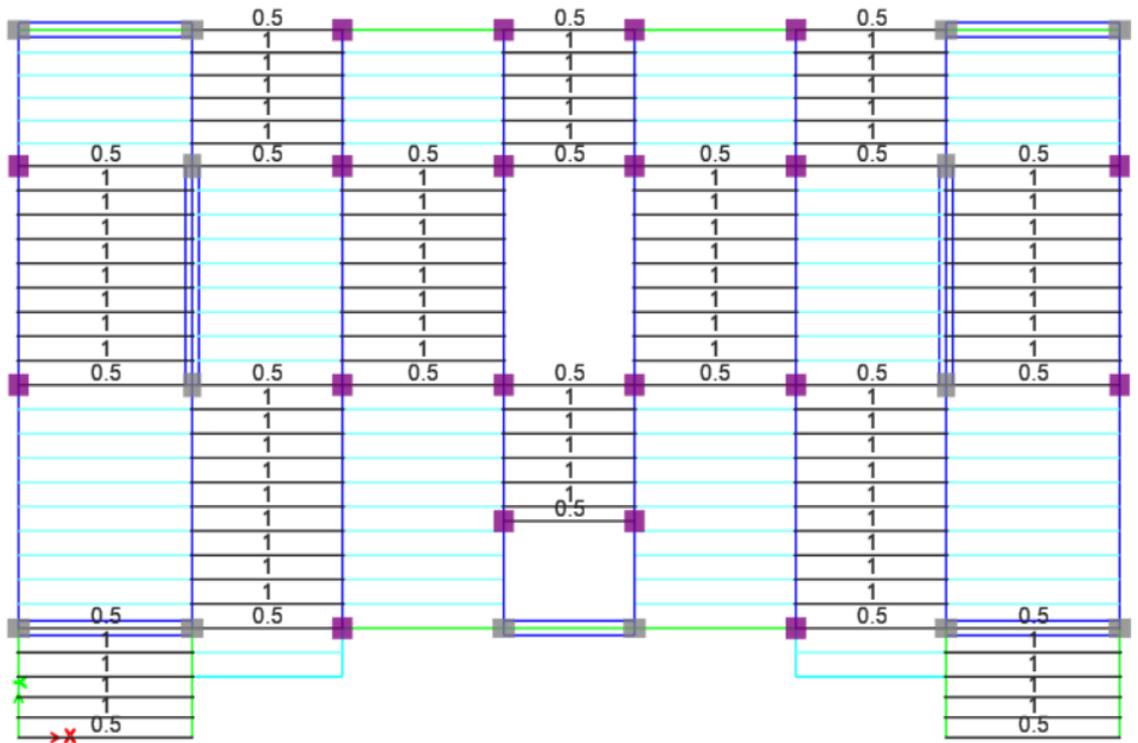


Figura 4.17. Caso de carga CV7: Carga viva 7. Unidades: kN/m.

4.2.4. Carga viva de Cubierta (CVC)

En el apéndice de la cubierta se consideró una carga viva de cubierta de 0.70 kN/m² como lo recomienda la norma NEC-SE-CG 2015, la cual fue repartida en los nervios como una carga linealmente distribuida de 0.35 kN/m.

4.2.5. Cargas sísmicas (Ex, Ey)

La carga sísmica, se establece como las fuerzas internas que se desarrollan en una estructura debido a la respuesta que presenta la misma, frente a la intensidad de la aceleración presente en el suelo durante un movimiento sísmico. Como Ecuador es un país de alta sismicidad, por lo tanto, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), señala que todas las estructuras deben ser diseñadas para soportar las fuerzas sísmicas.

Para analizar el comportamiento de la estructura sometida a solicitaciones sísmicas, se realizó un análisis modal espectral (RSA) mediante la aplicación de un espectro de diseño de aceleraciones. Se utilizó el espectro inelástico recomendado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015) que representa un evento sísmico con un periodo de retorno de 475 años, es decir, una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años.

Basados en las recomendaciones del NEC-2015 se observa en la Figura 4.18 los parámetros utilizados para construir el espectro de respuesta de diseño, los cuales son: la aceleración en roca esperada en Guayaquil ($Z=0.40g$), el tipo de suelo asumido (tipo E, típico de Guayaquil), el factor de importancia escogido ($I=1.0$ por ser un edificio de departamentos, o sea, es ordinario), los factores de sitio " F_a " y " F_d ", el factor de comportamiento inelástico del suelo " F_s ", el coeficiente " η " que depende de la región donde se encuentra la ciudad (Costa), el coeficiente de amortiguamiento ($\zeta=0.05=5\%$) y el factor de modificación de respuesta ($R=3$). La elección del valor de " R " se la hizo con la premisa de que existe la incertidumbre de qué tanta ductilidad y razón de ductilidad de capacidad va a tener realmente el edificio; la norma permite utilizar hasta un $R=8$ para pórticos

dúctiles especiales a momento, sin embargo, queda a elección del diseñador el valor a utilizar.

ET Response Spectrum Function - Ecuador Norma NEC-SE-DS 2015

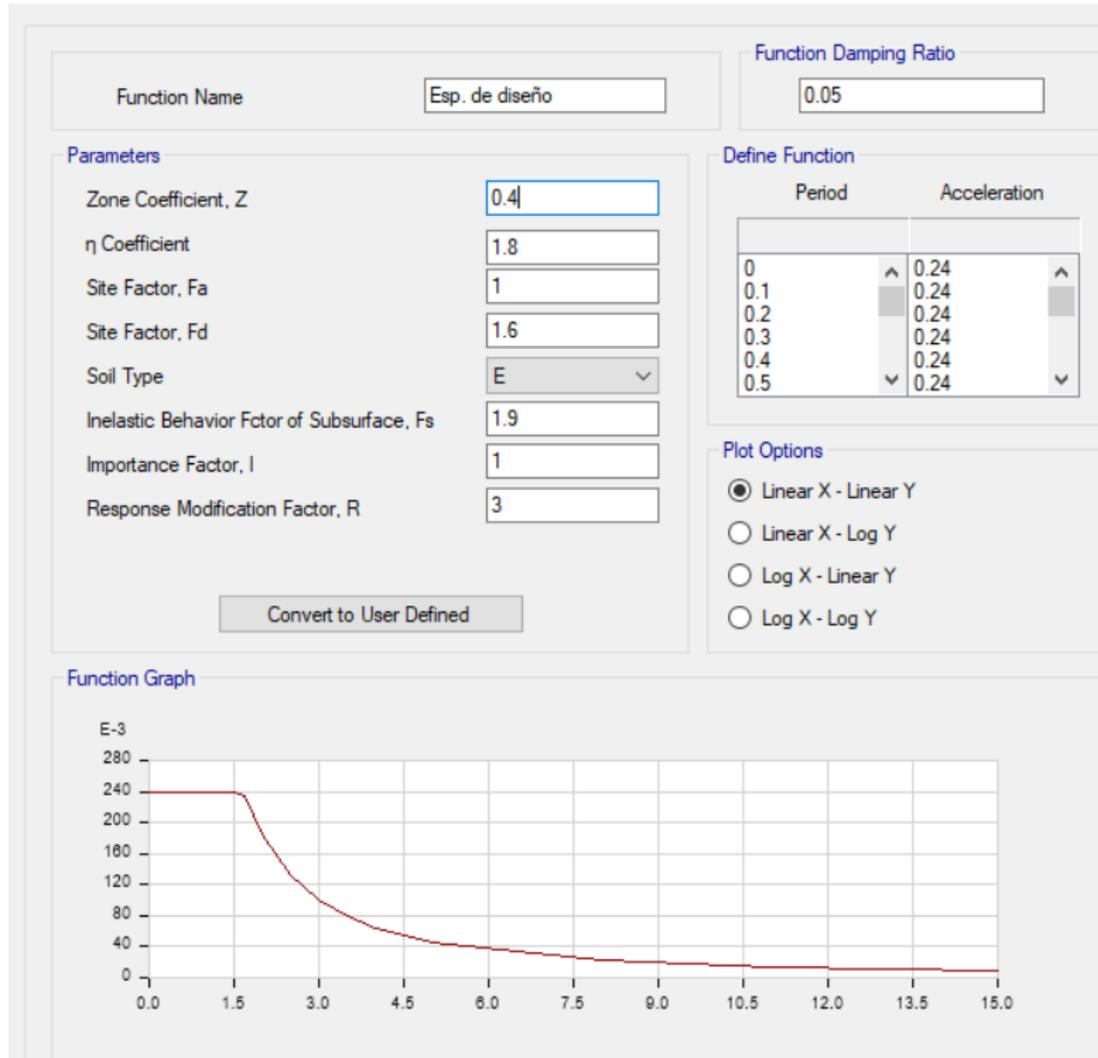
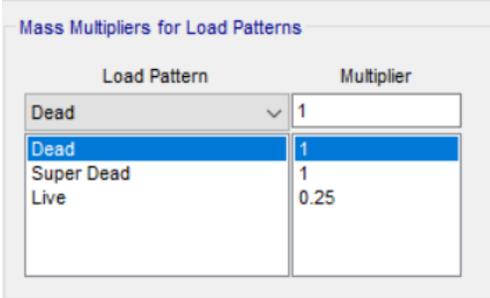


Figura 4.18. Espectro de respuesta de diseño en aceleraciones de un suelo típico de la ciudad de Guayaquil. La aceleración espectral en la meseta es $S_a=0.24g$ hasta un $T \approx 1.65s$.

Para realizar el análisis modal de la estructura se consideró un número de modos de vibración adecuado para que la masa participativa acumulada sea representativa. Se utilizó una combinación modal espectral CQC (Complete Quadratic Combination) para la determinación de las cargas sísmicas en las direcciones X e Y. Se consideraron 2 tipos de carga sísmica: E_x e E_y aplicadas

en las direcciones X e Y, respectivamente. (Wilson, Der Kiureghian, & Bayo, 1981)

Se definió la masa participativa para el análisis modal espectral como se muestra en la Figura 4.19.



Load Pattern	Multiplier
Dead	1
Super Dead	1
Live	0.25

Figura 4.19. Masa participativa para el análisis modal.

4.2.6. Combinaciones de carga

Se siguieron las combinaciones de carga propuestas por la NEC-SE-CG 2015 y ciertas recomendaciones del ACI 318-14 sobre el análisis con cargas vivas. En la Tabla 4.6 se muestran las combinaciones utilizadas.

Tabla 4.6. Combinaciones de carga para el análisis estructural.

	CM	CMS	Envolvente de carga viva	CVC	CV	CV1	CV2	CV3	CV4	CV5	CV6	CV7	Ex	Ey
Envolvente de carga viva					1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0		
Combinación 1	1.40	1.40												
Combinación 2	1.20	1.20	1.60	0.50										
Combinación 3	1.20	1.20	0.50	1.60										
Combinación 4	1.20	1.20	0.50										1.0	0.30
Combinación 5	1.20	1.20	0.50										0.30	1.0
Combinación 6	0.90	0.90											1.0	0.30
Combinación 7	0.90	0.90											0.30	1.0
Envolvente	Comb 1 + Comb 2 + Comb 3 + Comb 4 + Comb 5 + Comb 6 + Comb 7													
Servicio gravitacional	1.0	1.0		1.0	1.0									

4.3. Análisis estructural

4.3.1. Revisión del comportamiento global de la estructura

4.3.1.1. Regularidad de la configuración en planta y elevación

El código NEC 2015 penaliza a las estructuras que presentan cierto grado de irregularidad con los factores ϕ_p y ϕ_e , que son ajustes por irregularidades en planta y elevación, respectivamente. Estos factores aumentan en cierto porcentaje las ordenadas del espectro de diseño, por lo tanto, aumenta el nivel de fuerzas sísmicas.

4.3.1.1.1. Factor de regularidad en planta

La NEC 2015 considera 4 casos de irregularidades en planta que permiten definir el factor ϕ_p .

El *primer caso*, trata de la irregularidad torsional, la cual existe cuando la máxima deriva del piso de un extremo de la estructura, 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, es decir, debe cumplirse la siguiente inecuación:

$$\Delta_{\max(\Delta_1, \Delta_2)} < 1.20 \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$$

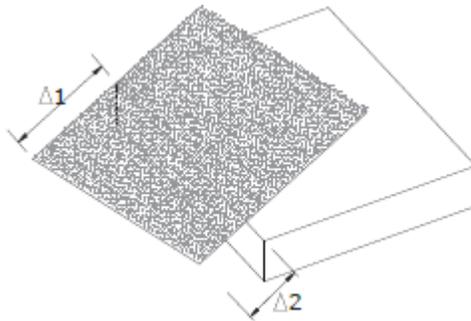


Figura 4.20. Derivas en extremos de un piso determinado bajo una carga sísmica determinada.

Se tomó en cuenta una excentricidad accidental del 5% (el centro de rigidez se movió un 5% de la dimensión más grande de cada planta en cada dirección y cada sentido). Las revisiones se presentan en la Tabla 4.7 y Tabla 4.8.

Tabla 4.7. Revisión de irregularidad torsional por piso debido a fuerza sísmica Ex.

Piso	Máxima deriva (mm)	Deriva promedio (mm)	Deriva máx	¿<1.20?
			Deriva promedio	
APÉNDICE	10.424	9.674	1.078	Sí
CUBIERTA	7.134	6.886	1.036	Sí
PISO 6	7.246	6.988	1.037	Sí
PISO 5	7.084	6.828	1.037	Sí
PISO 4	6.448	6.216	1.037	Sí
PISO 3	5.54	5.336	1.038	Sí
PISO 2	4.144	3.989	1.039	Sí
PISO1	2.439	2.348	1.039	Sí
PB	0.386	0.35	1.103	Sí

Tabla 4.8. Revisión de irregularidad torsional por piso debido a fuerza sísmica Ey.

Piso	Máxima deriva (mm)	Deriva promedio (mm)	Deriva máx	¿<1.20?
			Deriva promedio	
APÉNDICE	9.011	9.011	1.000	Sí
CUBIERTA	8.566	8.136	1.053	Sí
PISO 6	8.864	8.426	1.052	Sí
PISO 5	8.855	8.424	1.051	Sí
PISO 4	8.171	7.778	1.051	Sí
PISO 3	7.218	6.878	1.049	Sí
PISO 2	5.539	5.282	1.049	Sí
PISO1	3.468	3.297	1.052	Sí
PB	0.579	0.509	1.138	Sí

El *segundo caso*, consiste en revisar si existen retrocesos excesivos en planta, los cuales no existen debido a que la planta es rectangular.

El *tercer caso*, implica en revisar si es que el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables, es decir, si existen aberturas con áreas mayores al 50% del área total del piso. En este edificio no existe tal caso.

El *cuarto caso*, considera la existencia de ejes estructurales no paralelos, que, de igual manera, no es el caso de este edificio.

Se concluye, por lo antes expuesto, que el edificio es regular en planta ($\phi_p=1.0$).

4.3.1.1.2. Factor de regularidad en elevación

La NEC 2015 considera 3 casos de irregularidades en elevación para definir el factor ϕ_e .

El *primer criterio*, considera la flexibilidad de los pisos. La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores. Se hizo la revisión del primer criterio en la Tabla 4.9 y en la Tabla 4.10 y se concluye que no hay problema de pisos flexibles.

Tabla 4.9. Revisión de pisos flexibles en la dirección X, a partir del primer criterio propuesto por la NEC 2015 en párrafos anteriores.

Piso	Cortante X (kN)	Rigidez lateral X (kN/mm)	Relación entre el piso "i" y piso "i+1"	≥ 0.70 ?
APÉNDICE	153.61	15.88		
CUBIERTA	1377.69	200.26	12.61	No
PISO 6	2766.04	396.15	1.98	No
PISO 5	3803.18	557.44	1.41	No
PISO 4	4614.84	743.04	1.33	No
PISO 3	5208.17	976.90	1.31	No
PISO 2	5603.40	1405.84	1.44	No
PISO1	5815.74	2476.91	1.76	No
PB	5852.00	16708.56	6.75	No

Tabla 4.10. Revisión de pisos flexibles en la dirección Y, a partir del primer criterio propuesto por la NEC 2015 en párrafos anteriores.

Piso	Cortante Y (kN)	Rigidez lateral Y (kN/mm)	Relación entre el piso "i" y piso "i+1"	$\zeta < 0.70?$
APÉNDICE	191.37	21.24		
CUBIERTA	1344.05	165.20	7.78	No
PISO 6	2729.79	323.96	1.96	No
PISO 5	3789.55	449.84	1.39	No
PISO 4	4624.49	594.56	1.32	No
PISO 3	5233.77	760.95	1.28	No
PISO 2	5635.25	1066.88	1.40	No
PISO1	5852.13	1774.76	1.66	No
PB	5882.19	11560.55	6.51	No

El *segundo criterio* por considerar es sobre la distribución de las masas que participan en un sismo. La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor 1,5 veces a la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que debe ser más liviano que el piso inferior, por tal motivo en la Tabla 4.11 no se toman en cuenta las relaciones elevadas que se obtuvieron.

Tabla 4.11. Revisión de la distribución de masas entre los distintos pisos.

Piso	Masa (Ton)	Relación entre masa de piso "i" y piso "i+1"	$\zeta < 1.50?$
APÉNDICE	22.37		No se toman en cuenta
CUBIERTA	240.18	10.74	
PISO 6	365.79	1.52	
PISO 5	366.74	1.00	Sí
PISO 4	379.12	1.03	Sí
PISO 3	384.42	1.01	Sí
PISO 2	381.54	0.99	Sí
PISO1	387.54	1.02	Sí

El *tercer y último criterio*, consiste en revisar las irregularidades geométricas, es decir, retrocesos de las dimensiones en elevación de un pórtico. En el edificio

estudiado existe un apéndice de cubierta que se considera que no genera ningún problema de comportamiento y por lo tanto no se lo considera como irregularidad geométrica.

En definitiva, se concluye que el edificio tampoco es irregular en elevación y el factor ϕ_e es igual a 1.0.

4.3.1.2. Corrección del cortante basal dinámico

De acuerdo con las recomendaciones del código NEC 2015, se verificó que el cortante dinámico aplicado del análisis modal sea al menos el 80% del cortante basal obtenido por el método estático equivalente para este tipo de estructura, la cual es considerada regular.

Tabla 4.12. Cortantes basales dinámicos (E_x , E_y) sin ajustar y peso sísmico (W) basado en la Figura 4.19.

Caso de carga	F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kN-m)	M_y (kN-m)	M_z (kN-m)
Ex	4885.79	0.01	0.00	0.01	87677.90	43367.27
Ey	0.01	4977.23	0.00	89163.59	0.02	65958.29
W sísmico	0.00	0.00	30649.63	245019.18	-374231.96	0.00

$$V \text{ estático} = W \text{ sísmico} \times S_a(T)$$

$$T_x = T_y = 0.655 \text{ segundos}$$

$$S_a(T) = 0.24g$$

$$V \text{ estático} = 7355.91 \text{ kN}$$

$$10\% V \text{ estático} = 5884.73 \text{ kN}$$

$$E_x \text{ y } E_y < 80\% V \text{ estático}$$

$$\text{Factor de ajuste de } E_x = (80\% V \text{ estático}) / E_x = \mathbf{1.205}$$

$$\text{Factor de ajuste de } E_y = (80\% V \text{ estático}) / E_y = \mathbf{1.182}$$

Tabla 4.13. Cortantes basales dinámicos ajustados en función del cortante basal obtenido a partir de un análisis estático equivalente.

Caso de carga	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN-m)	My (kN-m)	Mz (kN-m)
Ex	5887.40	0.01	0.00	0.01	105652.31	52257.79
Ey	0.01	5883.07	0.00	105391.18	0.02	77962.56
W sísmico	0.00	0.00	30649.63	245019.18	-374231.96	0.00

4.3.1.3. *Períodos y modos de vibración*

Se calcularon 36 modos de vibración de la estructura y sus correspondientes períodos de vibración realizando un análisis modal en sentido transversal y longitudinal. Como resultado del análisis modal se determinó que el período dominante de vibración de la estructura fue de **0.633 segundos en dirección X** y **0.655 segundos en dirección Y**, con lo cual se obtuvieron factores de aceleración espectral de 0.24g para ambas direcciones. En la Tabla 4.14 se muestra una parte del análisis modal del edificio.

Tabla 4.14. Modos, períodos de vibración y porcentajes de masas participativas por cada modo. No se muestran los 36 modos de vibración.

Modo	Período (s)	Ux	Uy	Rz	SumRx	SumRy	SumRz
1	0.657	0	0.6548	0	0.35	0	0
2	0.591	0.6331	0	0.0057	0.35	0.3595	0.0057
3	0.557	0.0061	0	0.6381	0.35	0.3636	0.6438
4	0.196	0.0168	0	7.954E-06	0.35	0.3813	0.6438
5	0.194	0	0.0453	0	0.4173	0.3813	0.6438
6	0.157	0	0.1446	0	0.6254	0.3813	0.6438
7	0.156	0.0073	0	0.0105	0.6254	0.3894	0.6543
8	0.134	0.0896	0	0.098	0.6254	0.506	0.7523
9	0.128	0.0855	0	0.0865	0.6254	0.617	0.8388
10	0.074	0	0.0637	0	0.7496	0.617	0.8388
11	0.06	0.0268	0	0.0415	0.7496	0.6683	0.8803
12	0.058	0.041	0	0.0265	0.7496	0.7464	0.9068

4.3.1.4. *Deformaciones verticales*

Se debe revisar que las deformaciones verticales en las combinaciones de servicio sean menores que las deformaciones admisibles para evitar problemas

de funcionalidad debido a deflexiones excesivas. Se considera que la deformación admisible máxima es igual a $L/240$ debido al uso que tiene la estructura y se la compara contra la deformación producida por la suma de las cargas gravitacionales.



Figura 4.21. Deflexión máxima de viga del eje C entre ejes 3 y 5 (viga cargadora) en los pisos 1 y 2. Viga de 300 mm x 500 mm.



Figura 4.22. Deflexión máxima de viga del eje C entre ejes 3 y 5 (viga cargadora) en los pisos 3 y 4. Viga de 300 mm x 550 mm.



Figura 4.23. Deflexión máxima de viga del eje C entre ejes 3 y 5 (viga cargadora) en los pisos 5 y 6. Viga de 300 mm x 500 mm.

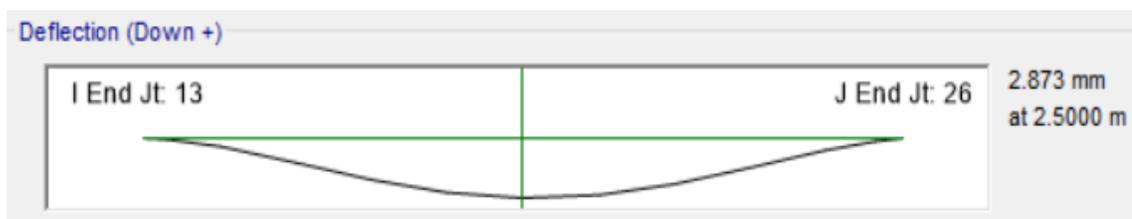


Figura 4.24. Deflexión máxima de viga del eje C entre ejes 3 y 5 (viga cargadora) en la cubierta accesible. Viga de 250 mm x 450 mm.

Tabla 4.15. Revisión de deflexiones en vigas cargadoras por fuerzas gravitacionales.

Elemento	δ (mm)	L (mm)	δ_{adm} (mm)	$\delta < \delta_{adm}$
Viga del eje C entre ejes 3 y 5 de los pisos 1 y 2	1.342	5000	20.83	OK
Viga del eje C entre ejes 3 y 5 de los pisos 3 y 4	1.059	5000	20.83	OK
Viga del eje C entre ejes 3 y 5 de los pisos 5 y 6	1.377	5000	20.83	OK
Viga del eje C entre ejes 3 y 5 en la cubierta accesible	2.873	5000	20.83	OK

4.3.1.5. Derivas inelásticas de entrepiso

Se procedió a revisar las derivas inelásticas de entrepiso en ambas direcciones (Δ_m), las cuales se recomiendan ser menores al 2.00 % basados en NEC-15 y se deben calcular por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta_m = \frac{\Delta_e C_d}{h} * 100$$

Δ_e : Desplazamiento relativo en el entrepiso considerado obtenido por medio de un análisis elástico de la estructura.

C_d : Coeficiente de amplificación de deformaciones igual a 0.75 veces el coeficiente de reducción de respuesta ($R=3$).

h : Altura del entrepiso considerado.

Usando los casos de carga E_x y E_y se obtuvieron las derivas máximas de entrepiso en los pórticos.

Tabla 4.16. Revisión de derivas máximas inelásticas de entrepiso debido a la carga E_x .

Piso	Código	Deriva elástica Δe	Deriva inelástica Δm	$\Delta m < 2\%$?
APÉNDICE	9	0.31%	0.69%	Sí
CUBIERTA	8	0.21%	0.47%	Sí
PISO 6	7	0.21%	0.48%	Sí
PISO 5	6	0.21%	0.47%	Sí
PISO 4	5	0.19%	0.43%	Sí
PISO 3	4	0.16%	0.37%	Sí
PISO 2	3	0.12%	0.28%	Sí
PISO1	2	0.07%	0.16%	Sí
PB	1	0.03%	0.06%	Sí

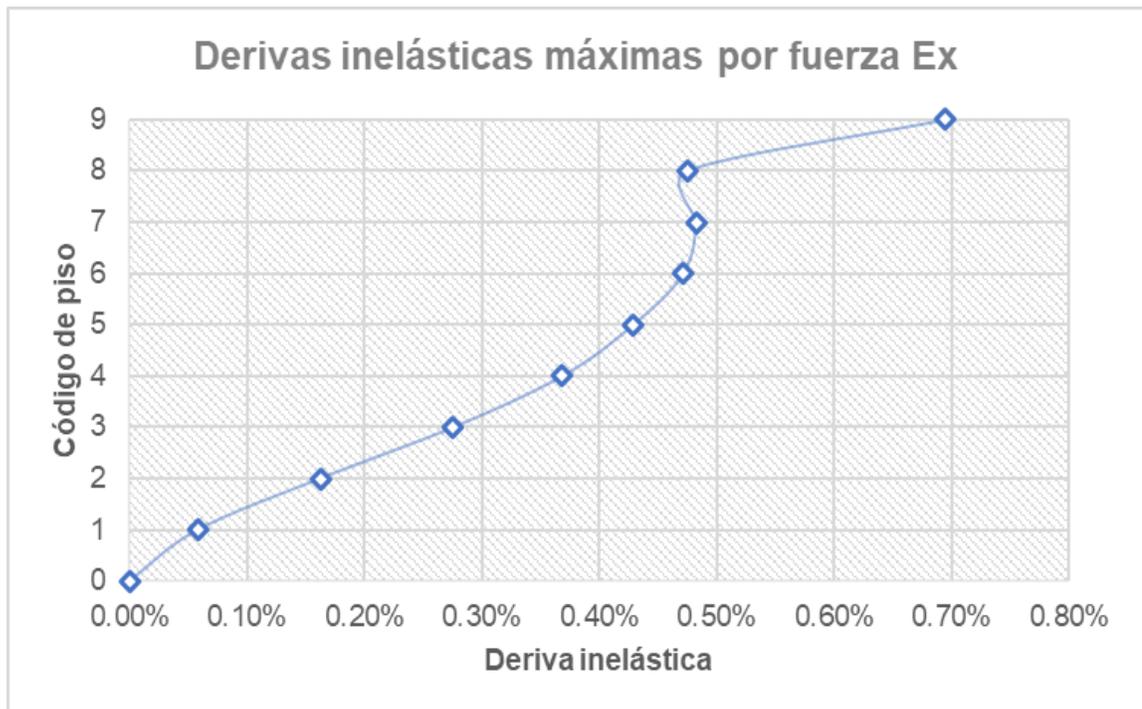


Figura 4.25. Distribución de derivas inelásticas por carga E_x .

Tabla 4.17. Revisión de derivas máximas inelásticas de entrepiso debido a la carga E_y .

Piso	Código	Deriva elástica Δe	Deriva inelástica Δm	¿ $\Delta m < 2\%$?
APÉNDICE	9	0.27%	0.60%	Sí
CUBIERTA	8	0.25%	0.57%	Sí
PISO 6	7	0.26%	0.59%	Sí
PISO 5	6	0.26%	0.59%	Sí
PISO 4	5	0.24%	0.54%	Sí
PISO 3	4	0.21%	0.48%	Sí
PISO 2	3	0.16%	0.37%	Sí
PISO 1	2	0.10%	0.23%	Sí
PB	1	0.04%	0.09%	Sí

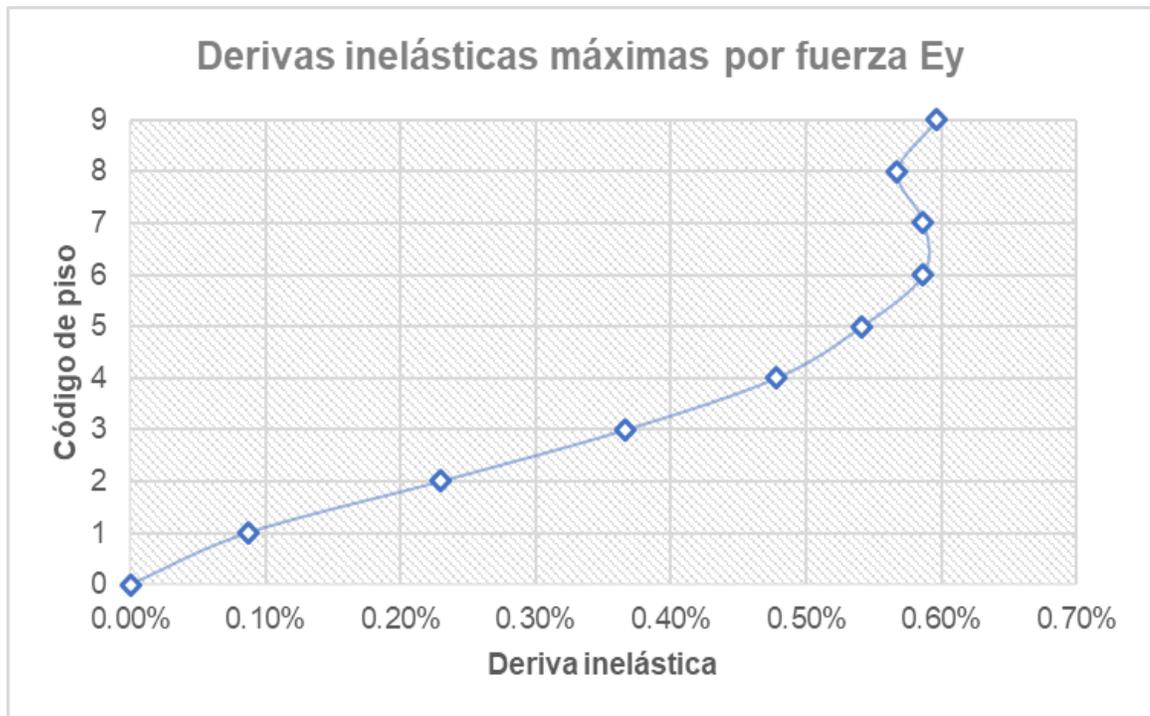


Figura 4.26. Distribución de derivas inelásticas por carga E_y .

4.3.1.6. Desplazamientos laterales por piso

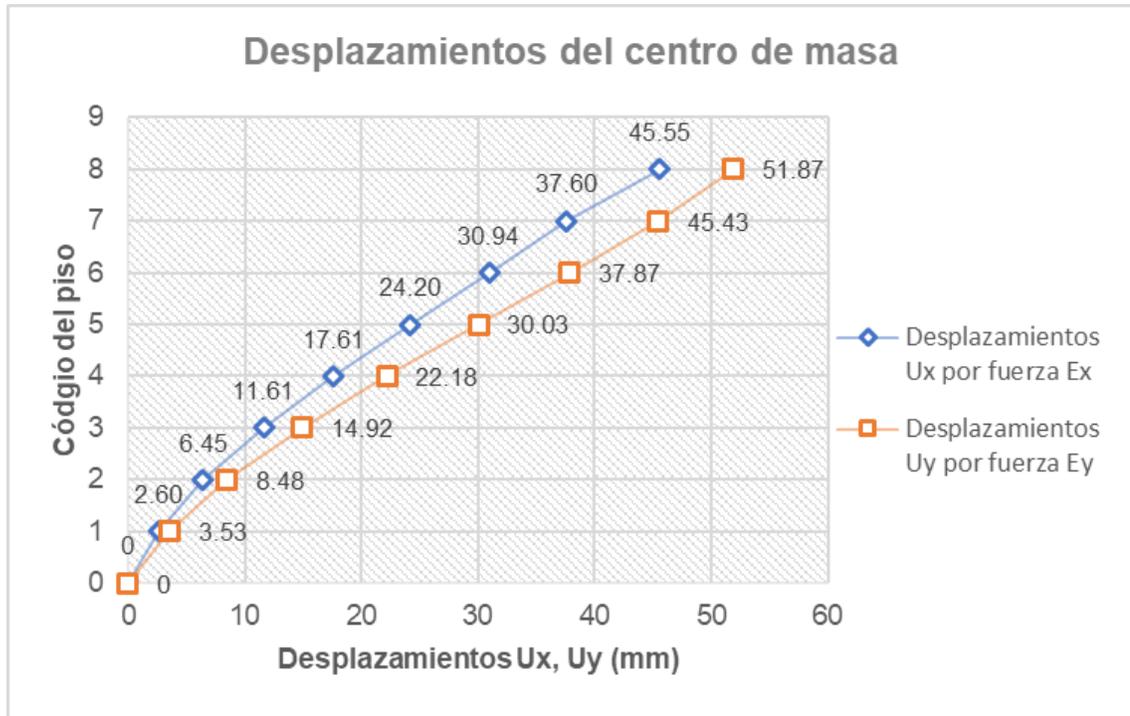


Figura 4.27. Desplazamientos laterales del centro de masa de cada piso debido a las fuerzas sísmicas E_x y E_y .

4.3.2. Fuerzas internas en vigas

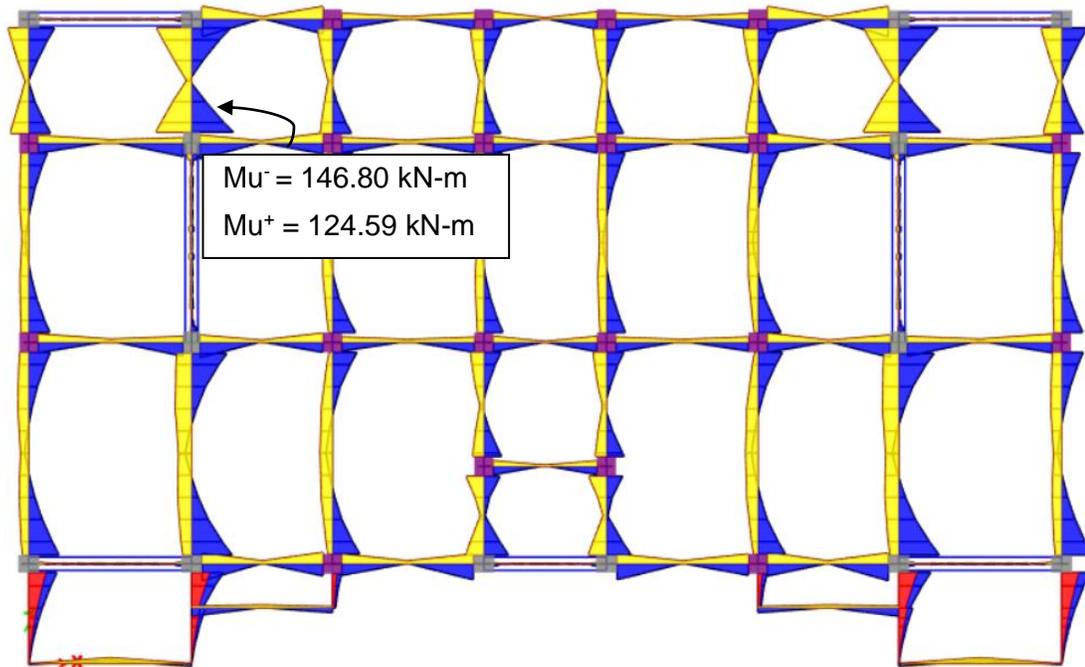


Figura 4.28. Diagrama de momentos M_{33} del piso 1 a partir de la envolvente de momentos.

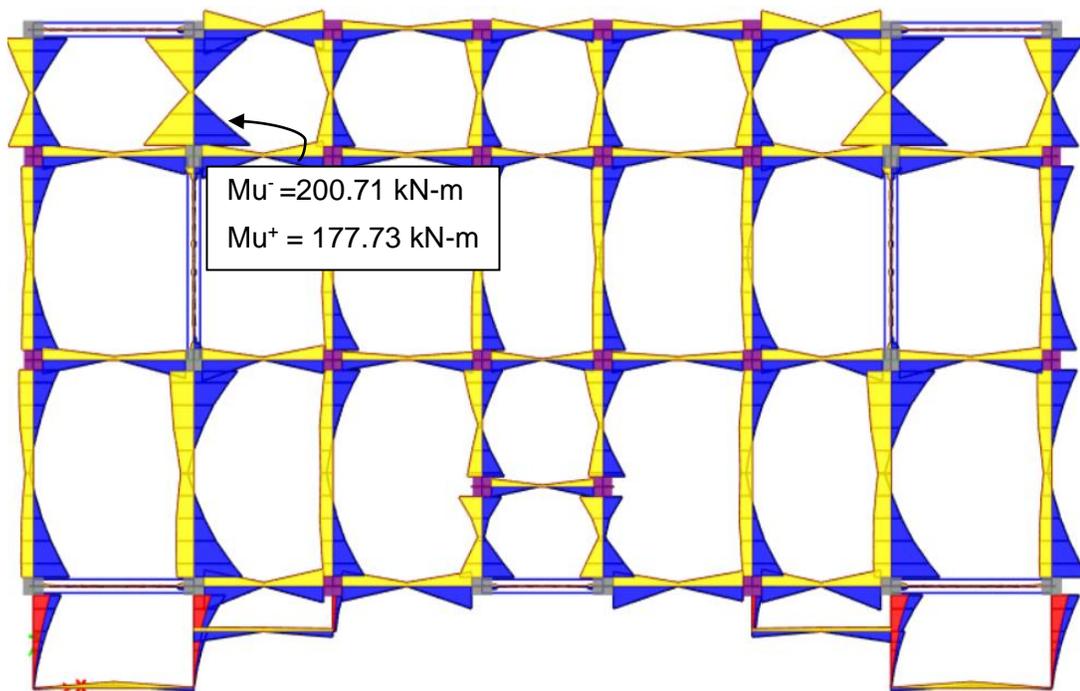


Figura 4.29. Diagrama de momentos M_{33} del piso 2 a partir de la envolvente de momentos.

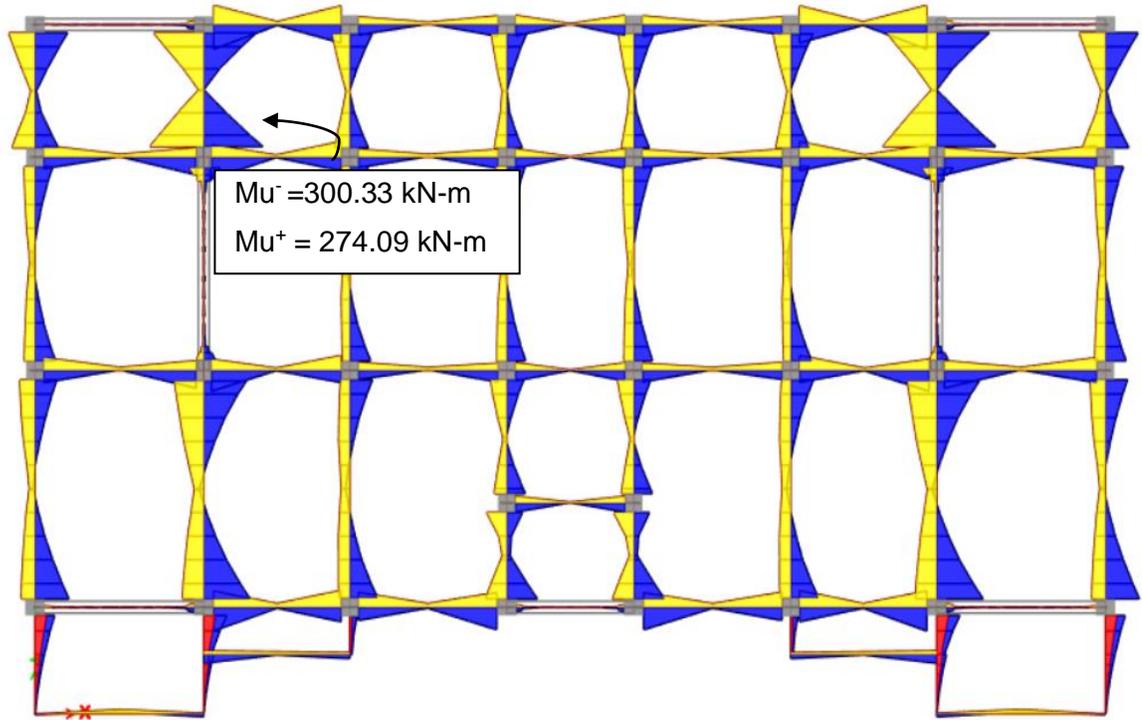


Figura 4.30. Diagrama de momentos M_{33} del piso 3 a partir de la envolvente de momentos.

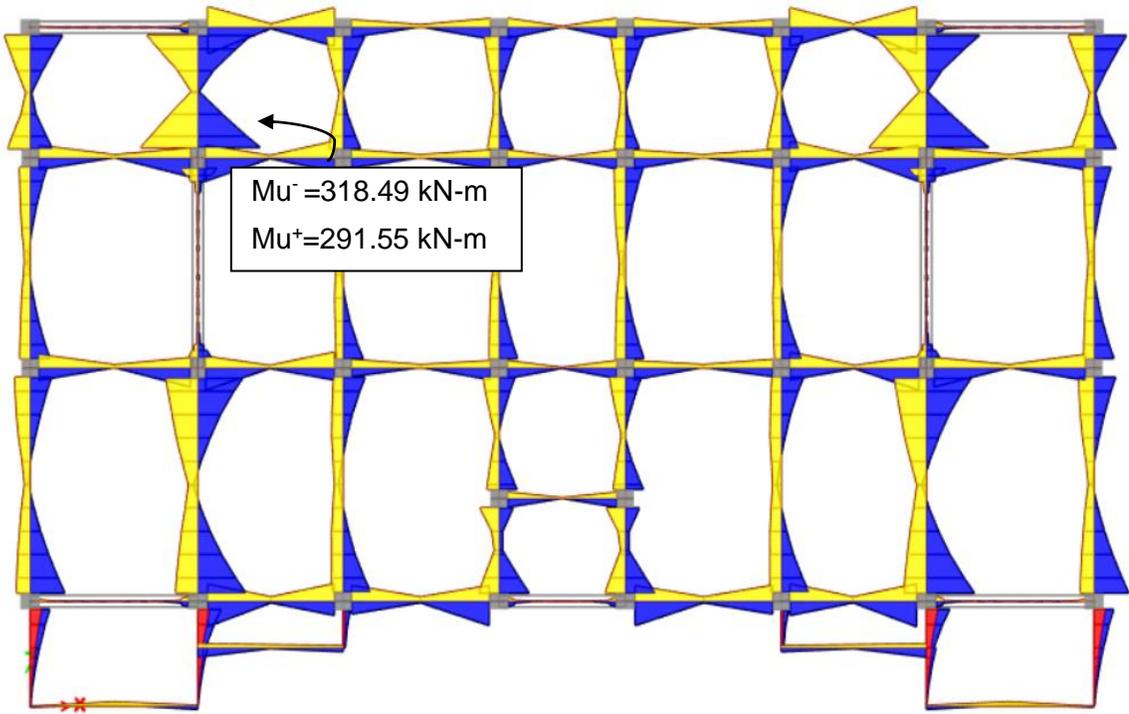


Figura 4.31. Diagrama de momentos M_{33} del piso 4 a partir de la envolvente de momentos.

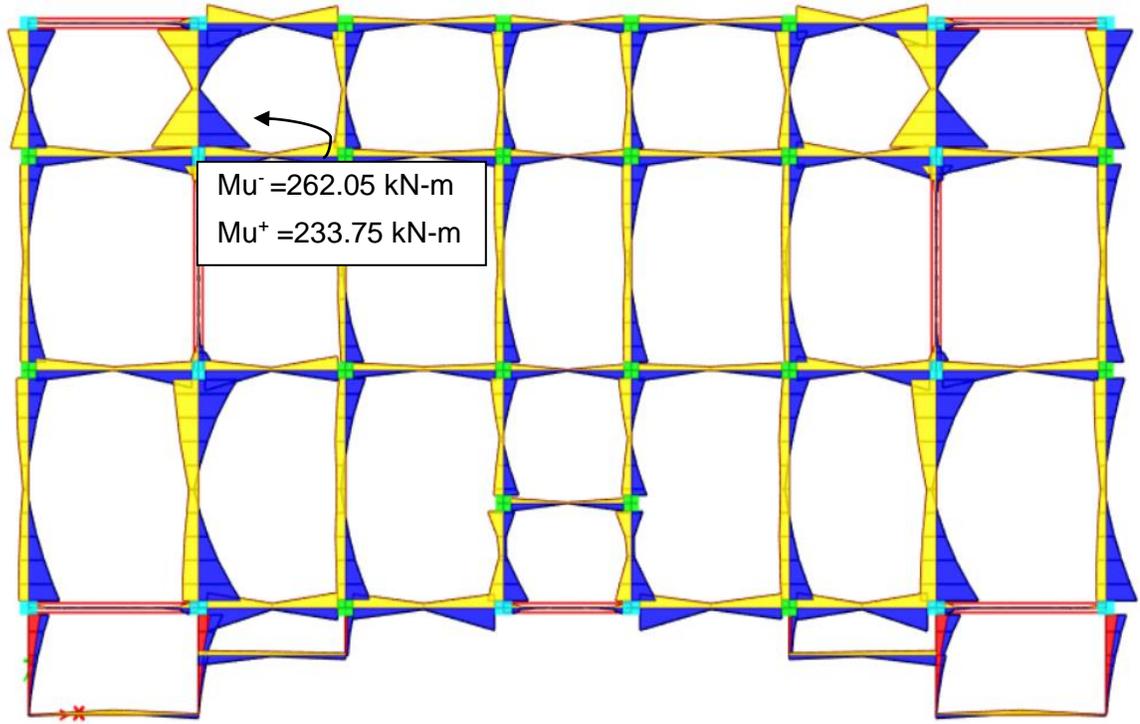


Figura 4.32. Diagrama de momentos M_{33} del piso 5 a partir de la envolvente de momentos.

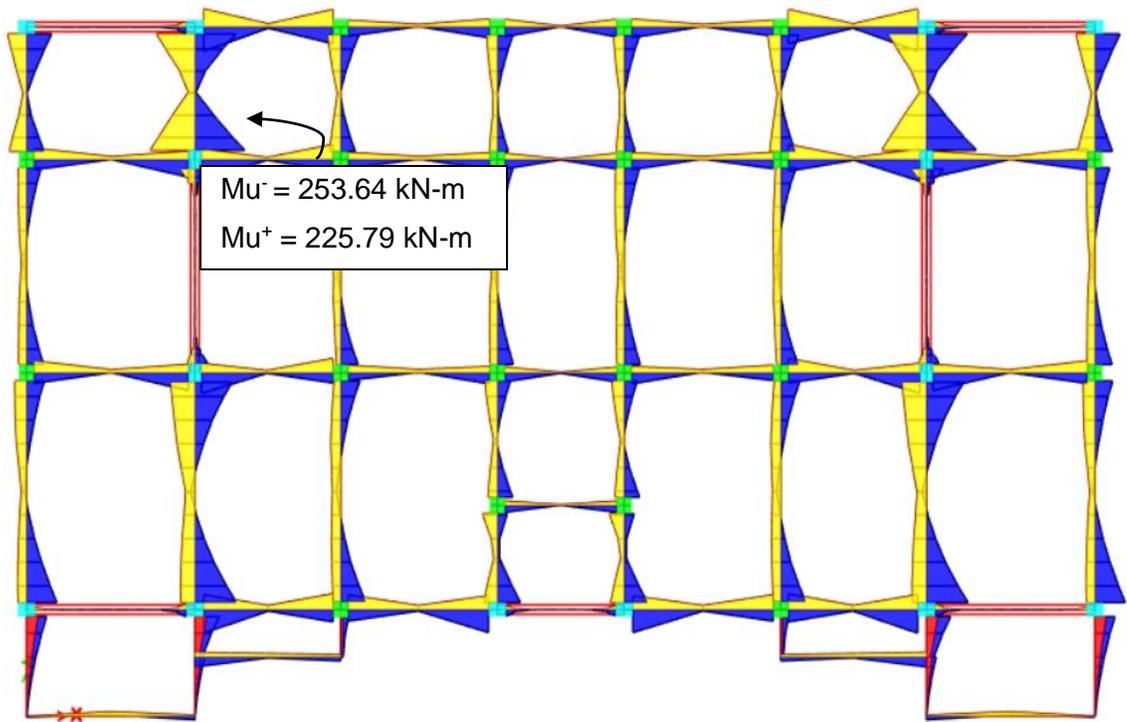


Figura 4.33. Diagrama de momentos M_{33} del piso 6 a partir de la envolvente de momentos.

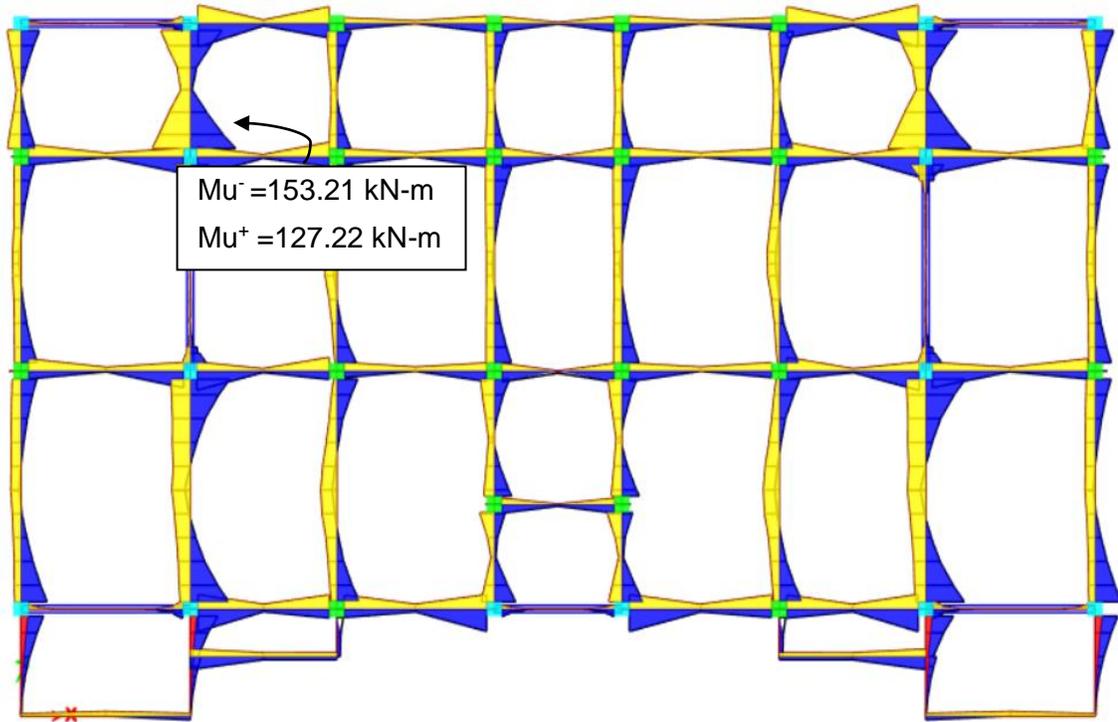


Figura 4.34. Diagrama de momentos M_{33} de la cubierta accesible a partir de la envolvente de momentos.

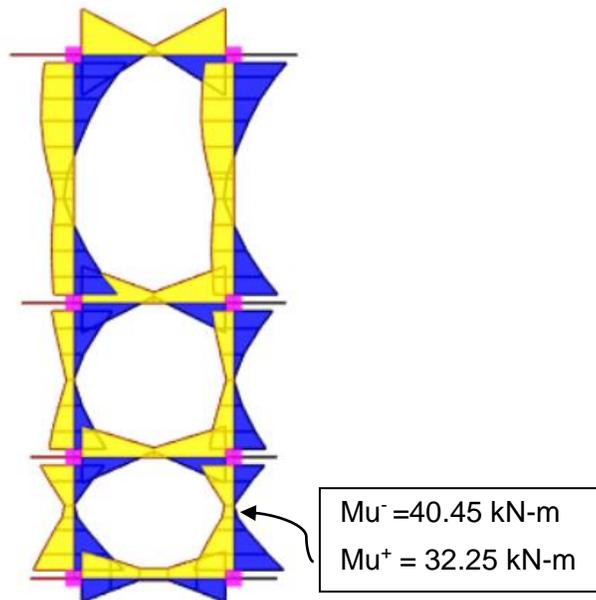


Figura 4.35. Diagrama de momentos M_{33} del apéndice de cubierta a partir de la envolvente de momentos.

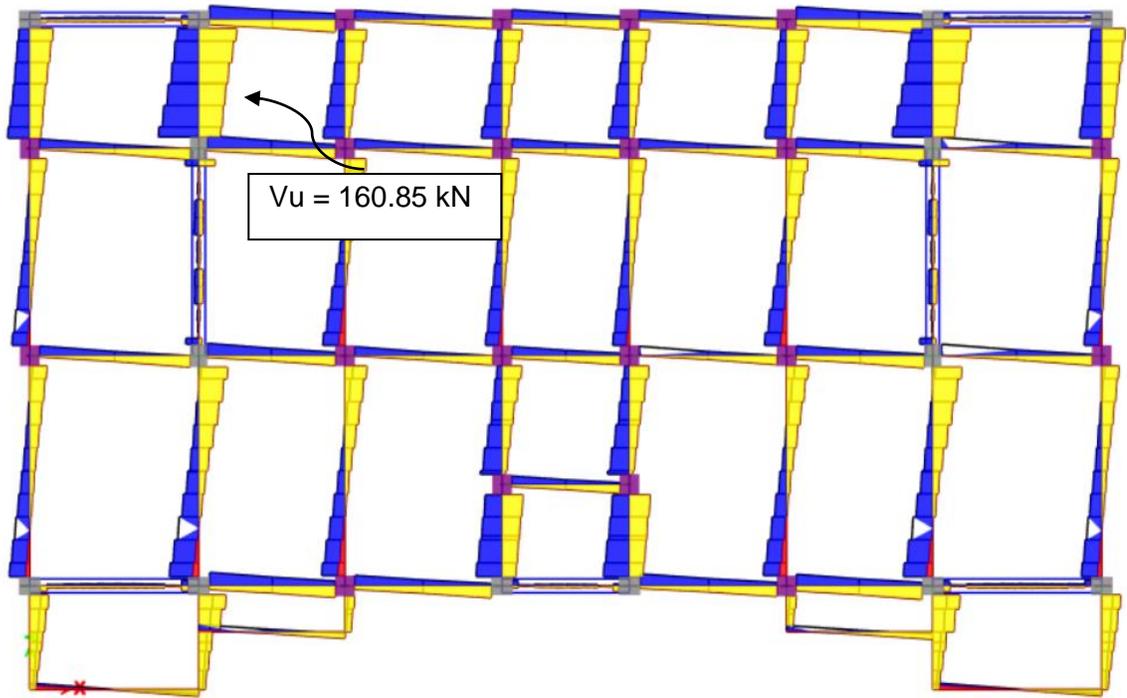


Figura 4.36. Diagrama de cortante V_{22} del piso 1 a partir de la envolvente de cortantes.

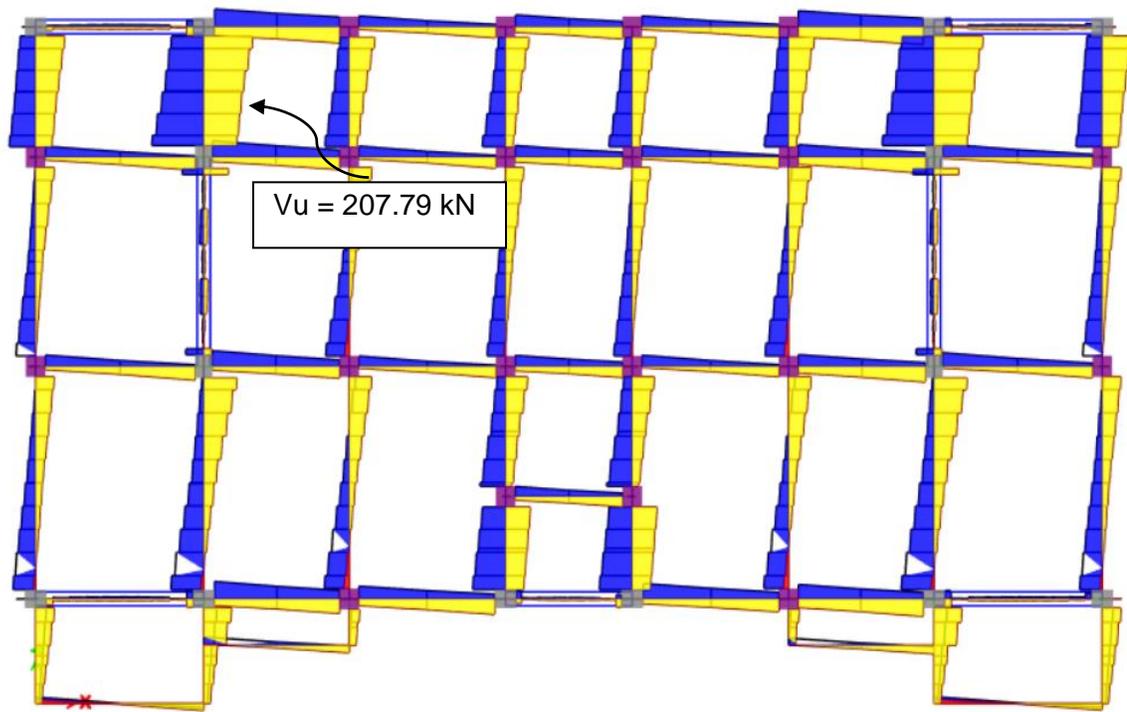


Figura 4.37. Diagrama de cortante V_{22} del piso 2 a partir de la envolvente de cortantes.



Figura 4.38. Diagrama de cortante V_{22} del piso 3 a partir de la envolvente de cortantes.

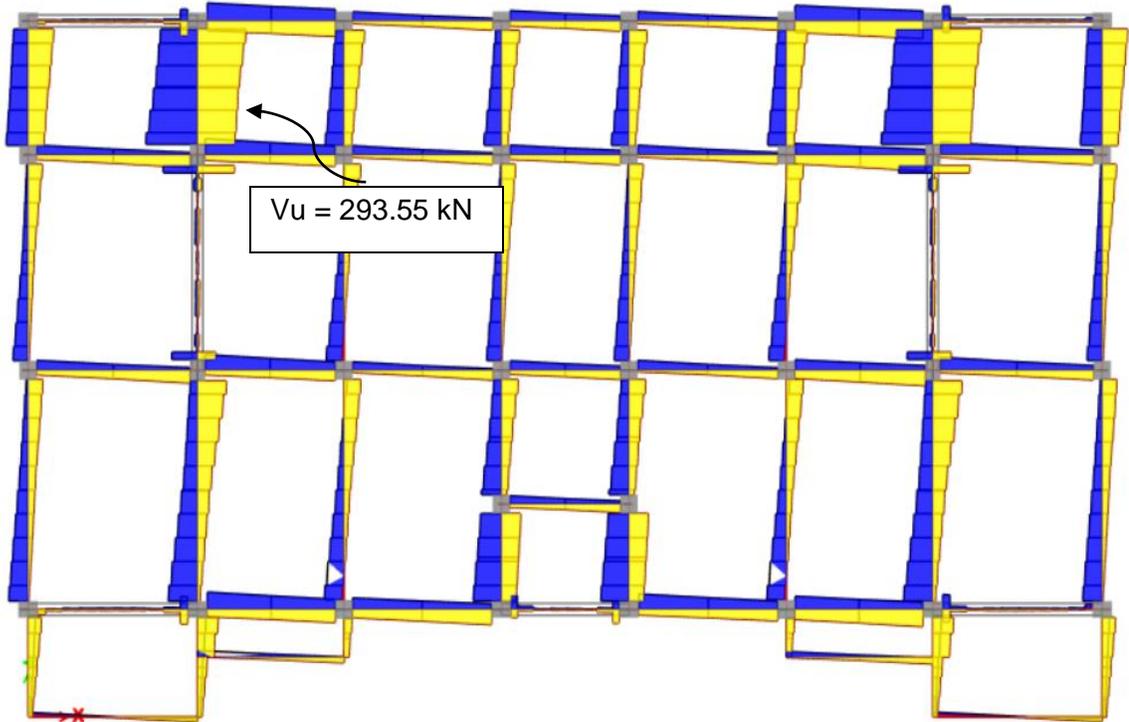


Figura 4.39. Diagrama de cortante V22 del piso 4 a partir de la envolvente de cortantes.

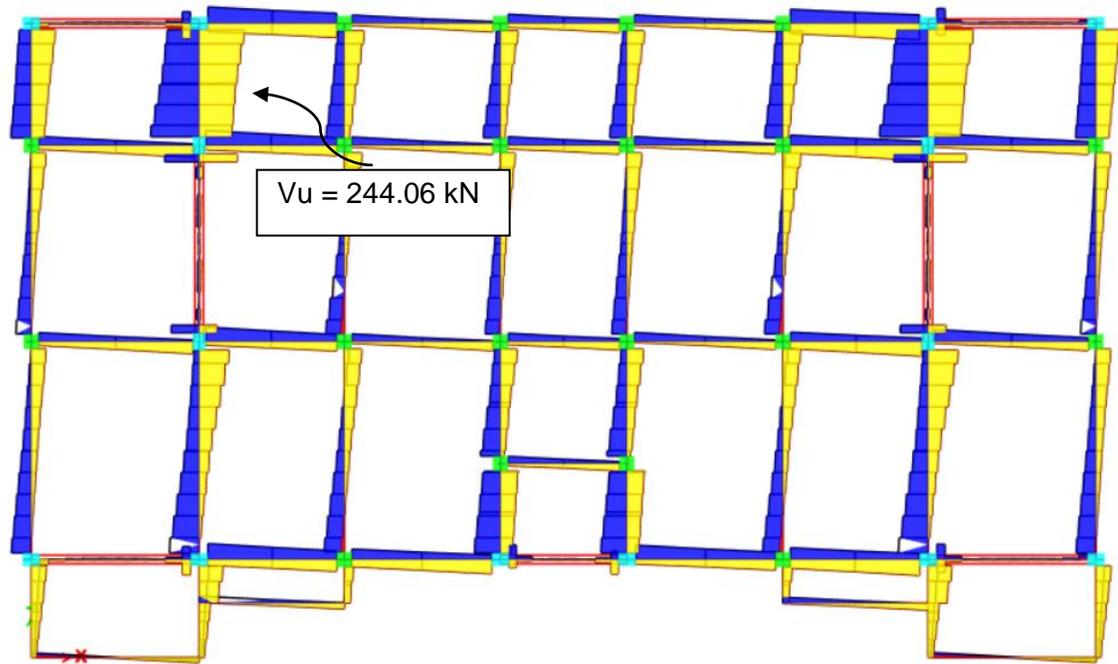


Figura 4.40. Diagrama de cortante V22 del piso 5 a partir de la envolvente de cortantes.



Figura 4.41. Diagrama de cortante V_{22} del piso 6 a partir de la envolvente de cortantes.

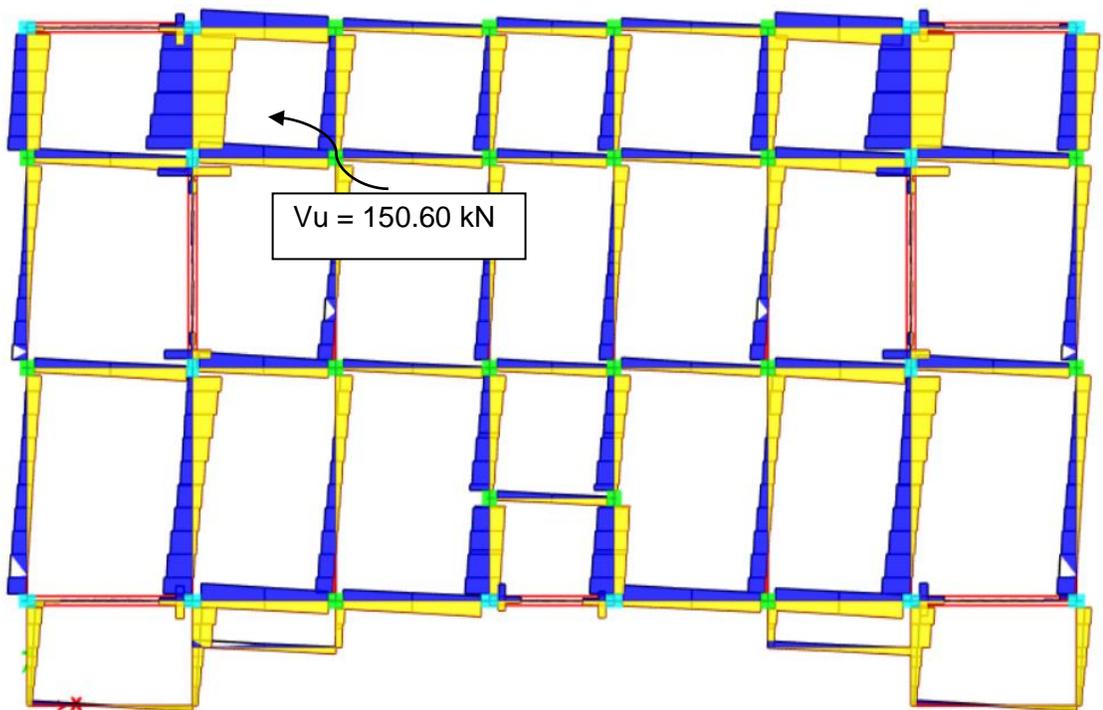


Figura 4.42. Diagrama de cortante V_{22} de la cubierta accesible a partir de la envolvente de cortantes.

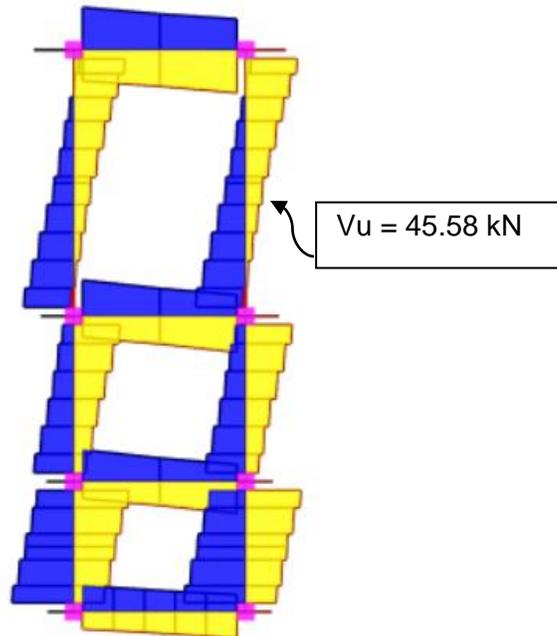


Figura 4.43. Diagrama de cortante V_{u22} del apéndice de cubierta a partir de la envolvente de cortantes.

4.4. Diseño de secciones transversales de vigas más críticas

Se muestran desde la Figura 4.44 a la Figura 4.49 las secciones transversales de las vigas más críticas de cada piso con sus varillas longitudinales y sus refuerzos transversales. Se siguieron las recomendaciones del ACI 318-14, Capítulo 18, tanto para encontrar las fuerzas de diseño como para la provisión y disposición del refuerzo longitudinal y transversal.

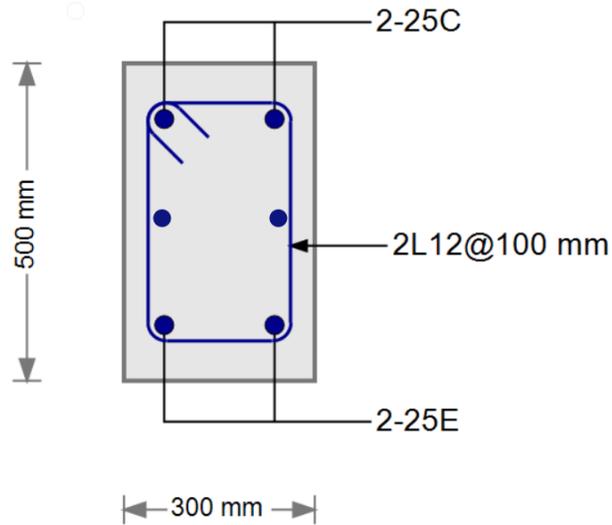


Figura 4.44. Sección transversal de la viga más crítica del piso 1. Se pueden apreciar 2 refuerzos longitudinales con diámetros de 10 mm a media altura.

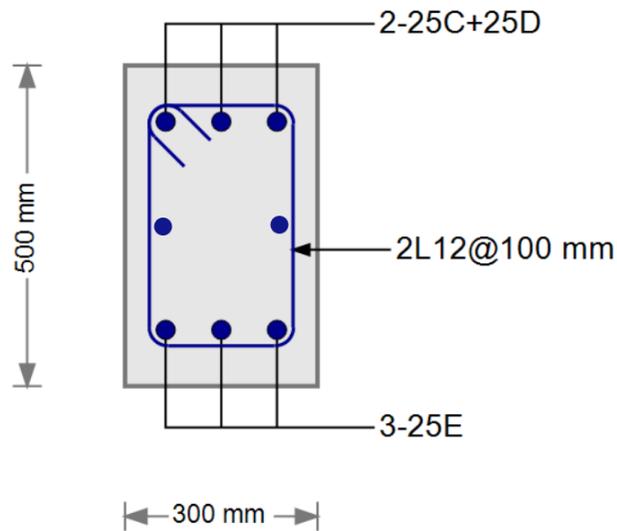


Figura 4.45. Sección transversal de la viga más crítica del piso 2. Se pueden apreciar 2 refuerzos longitudinales con diámetros de 10 mm a media altura.

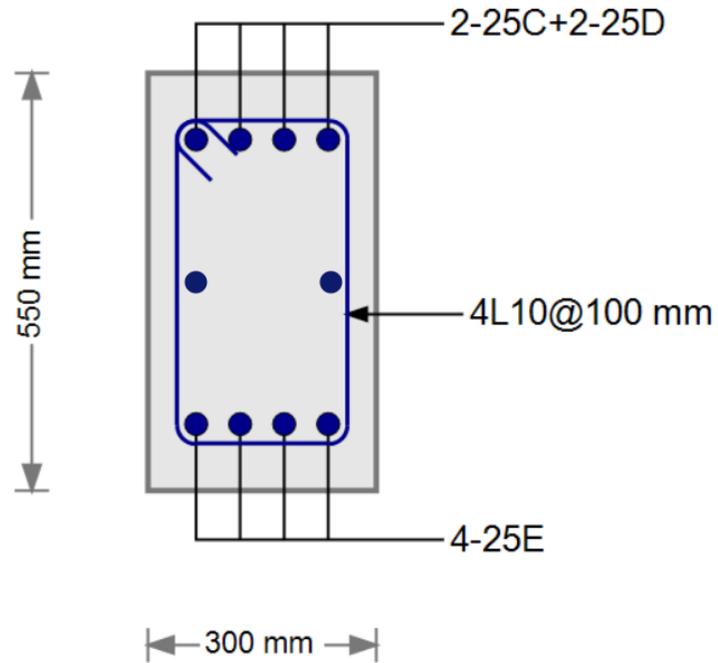


Figura 4.46. Sección transversal de la viga más crítica de los pisos 3 y 4. Se pueden apreciar 2 refuerzos longitudinales con diámetros de 10 mm a media altura.

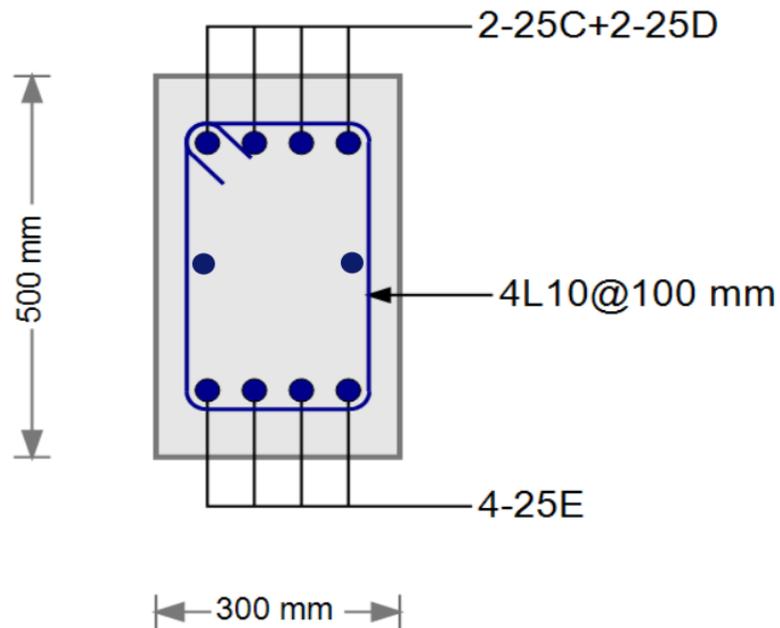


Figura 4.47. Sección transversal de la viga más crítica de los pisos 5 y 6. Se pueden apreciar 2 refuerzos longitudinales con diámetros de 10 mm a media altura.

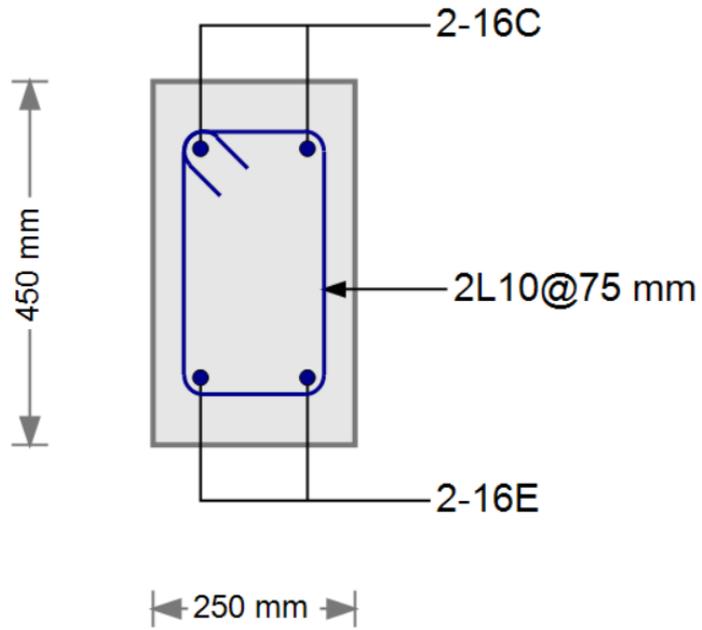


Figura 4.48. Sección transversal de la viga más crítica del piso de la cubierta accesible.

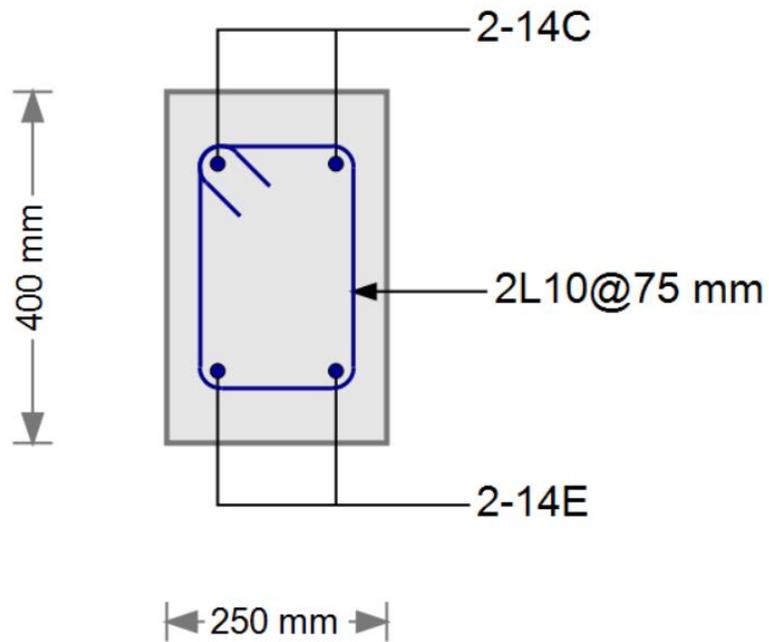


Figura 4.49. Sección transversal de la viga más crítica del apéndice de cubierta.

4.5. Diseño y revisión de columnas

Se usaron diagramas de interacción uniaxiales para diseñar y revisar las columnas. Se siguieron las recomendaciones del ACI 318-14 Capítulo 18 tanto para encontrar las fuerzas de diseño como para la provisión y disposición del refuerzo longitudinal y transversal.

En la Tabla 4.18 se muestran las cuantías de refuerzo longitudinal de las columnas del edificio; nótese que se cumple con el rango de cuantías impuestas por el ACI 318-14 para columnas especiales, es decir, se respeta que la cuantía esté entre el 1% y el 6%.

Tabla 4.18. Cuantías de refuerzo longitudinal de las columnas del edificio.

Piso	Sección transversal (mm x mm)	Varillas longitudinales	Cuantía longitudinal (%)
1 y 2	450 x 450	12 ϕ 20 mm	1.86
3 y 4	400 x 400	12 ϕ 18 mm	1.91
5, 6 y cubierta accesible	350 x 350	12 ϕ 18 mm	2.49
Apéndice de cubierta	300 x 300	12 ϕ 16 mm	2.68

Por otro lado, desde la Figura 4.50 a la Figura 4.57 se muestran las secciones transversales de las columnas de cada piso con sus refuerzos longitudinales y transversales y, las revisiones mediante los diagramas de interacción. Cabe aclarar que los puntos en los gráficos corresponden a los pares de carga axial y momentos provenientes de las combinaciones de carga establecidas en la Tabla 4.6.

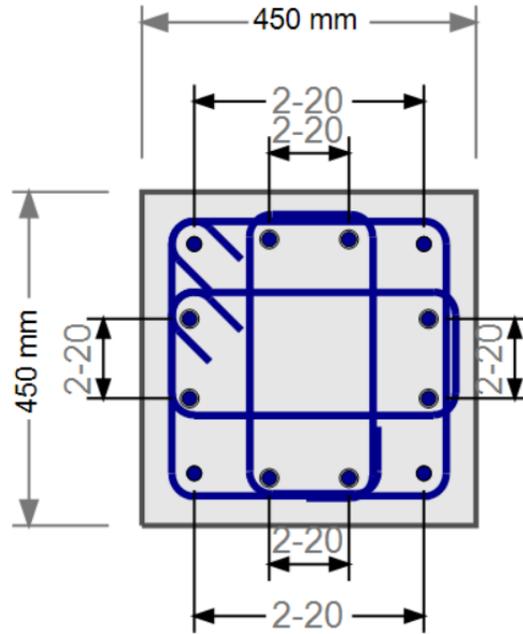


Figura 4.50. Sección transversal de columna de los pisos 1 y 2 de 450 mm x 450 mm. Se usaron estribos $\phi 10$ mm separados cada 100 mm en los extremos y 150 mm a media altura de la columna.

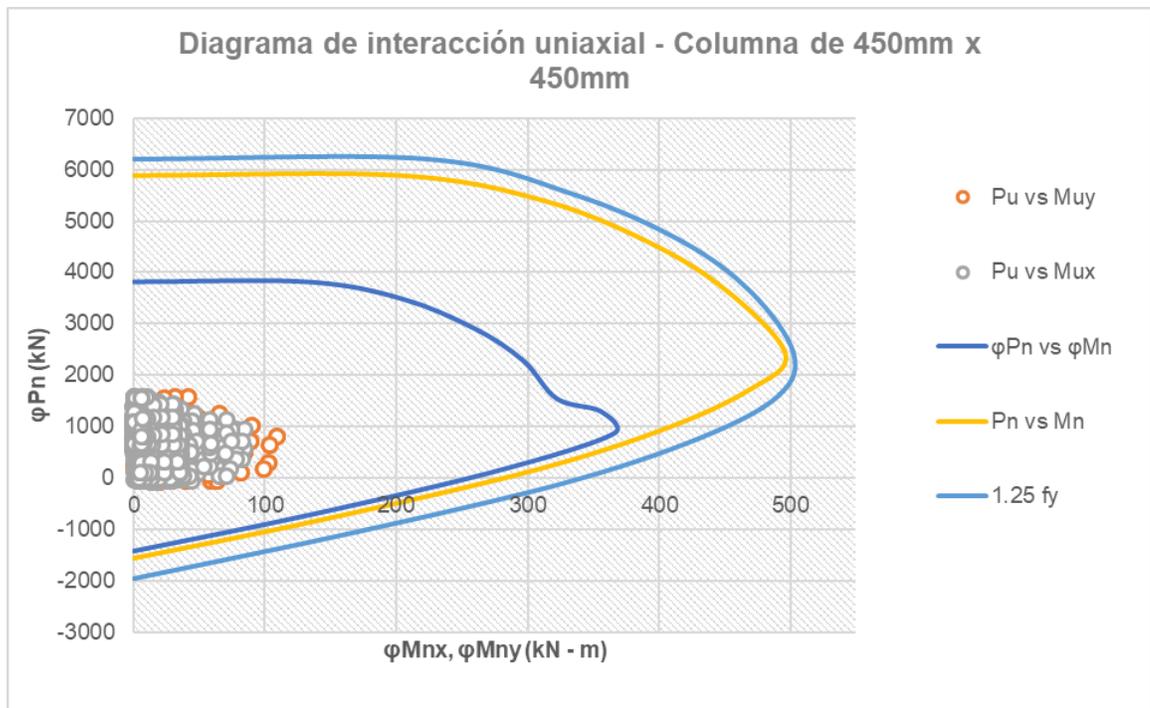


Figura 4.51. Diagrama de interacción de la columna de 450 mm x 450 mm.

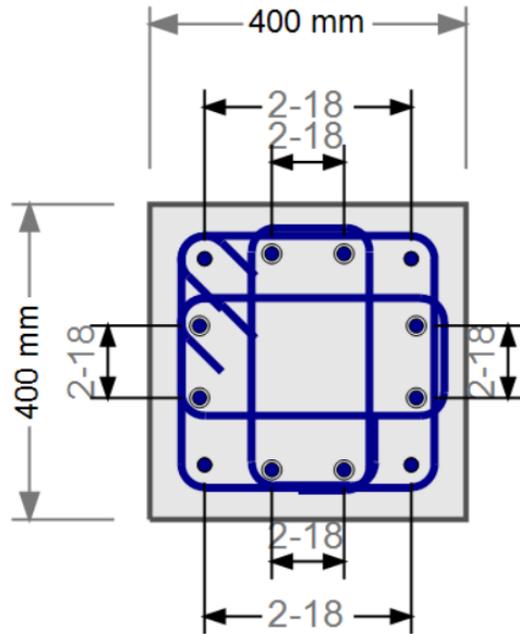


Figura 4.52. Sección transversal de columna de los pisos 3 y 4 de 400 mm x 400 mm. Se usaron estribos $\phi 10$ mm separados cada 100 mm en los extremos y 150 mm a media altura de la columna.

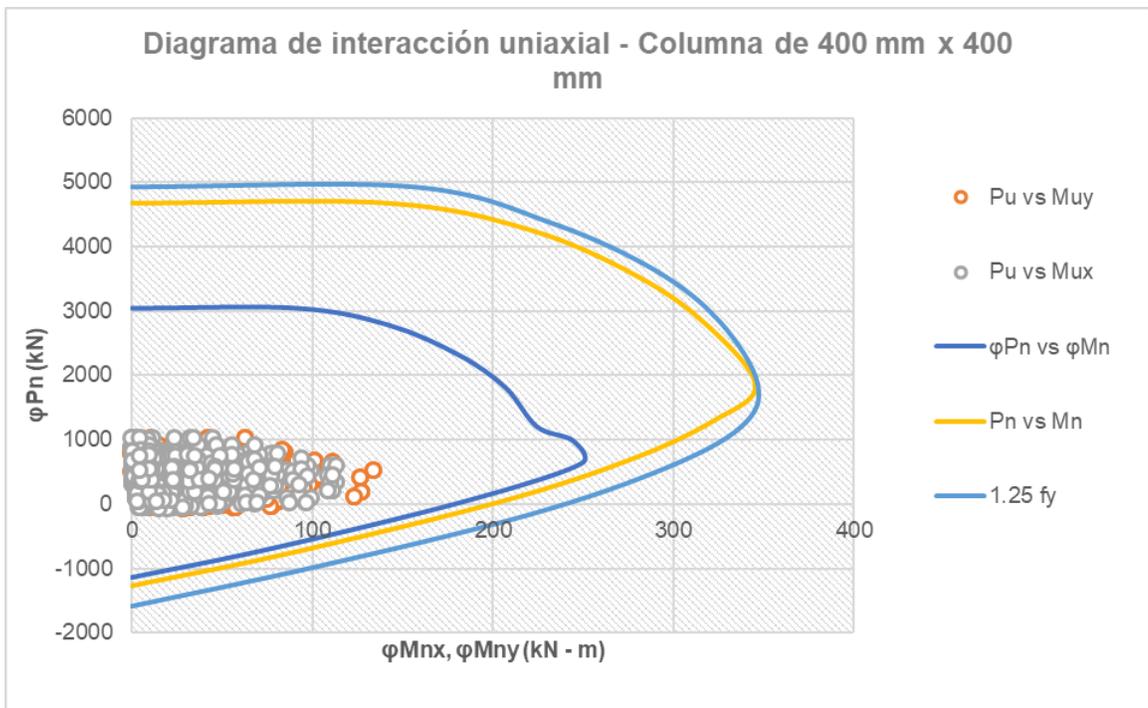


Figura 4.53. Diagrama de interacción de la columna de 400 mm x 400 mm.

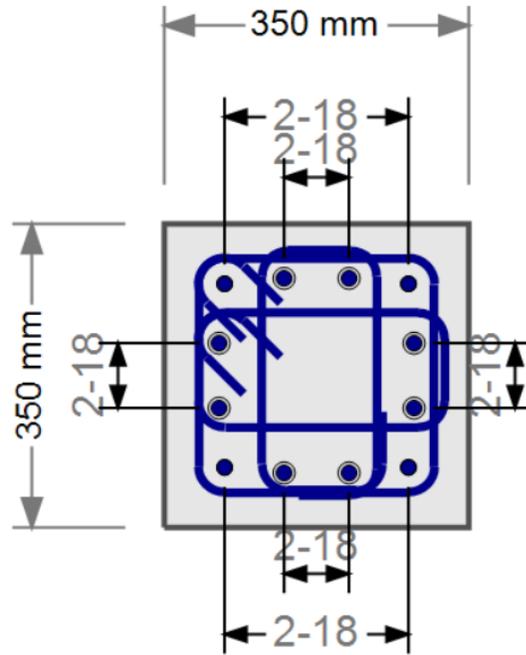


Figura 4.54. Sección transversal de columna de los pisos 5 y 6 y cubierta accesible de 350 mm x 350 mm. Se usaron estribos $\phi 10$ mm separados cada 100 mm en los extremos y 150 mm a media altura de la columna.

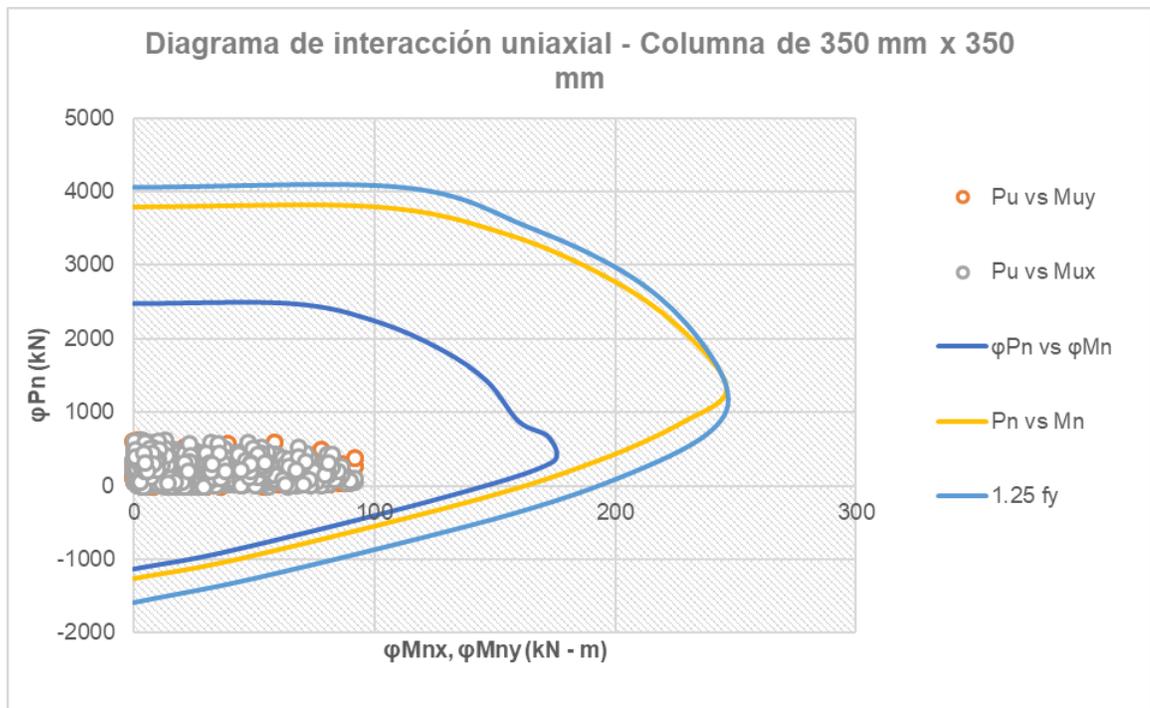


Figura 4.55. Diagrama de interacción de la columna de 350 mm x 350 mm.

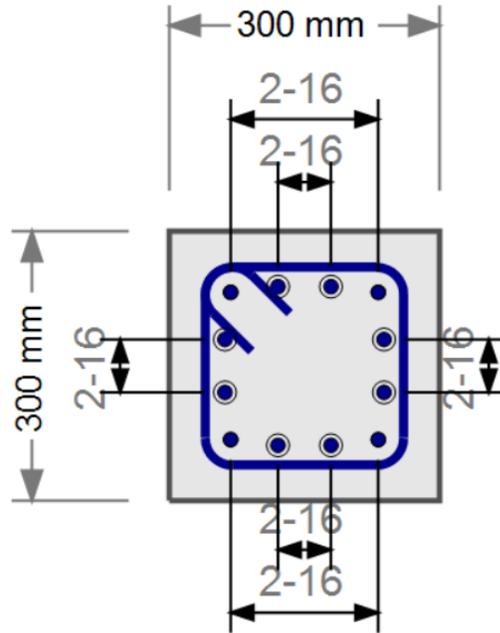


Figura 4.56. Sección transversal de columna del apéndice de cubierta de 300 mm x 300 mm. Se usaron estribos $\phi 10$ mm separados cada 100 mm en los extremos y 150 mm a media altura de la columna.

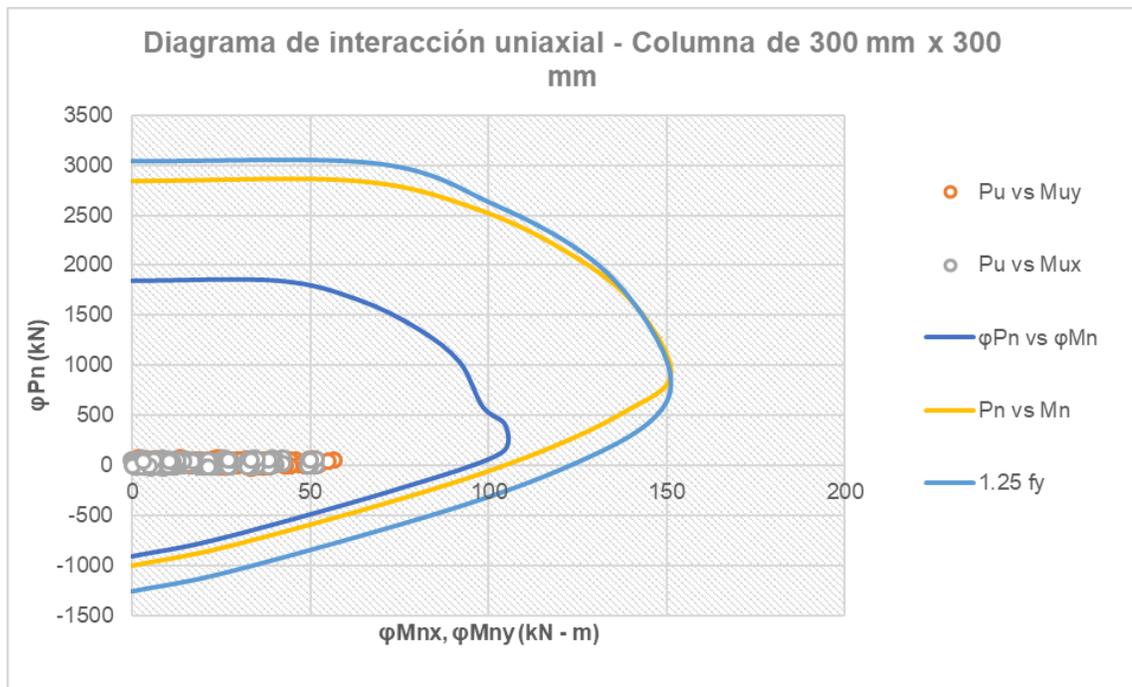


Figura 4.57. Diagrama de interacción de la columna de 300 mm x 300 mm.

4.6. Revisión de criterio de Columna fuerte – Viga débil

Una característica muy importante es que las columnas sean más resistentes que las vigas en cierto grado según lo que ACI 318-14 estipula. Deben tener una resistencia nominal a flexión que exceda como mínimo en un 20% las resistencias nominales a flexión de las vigas que se conectan a ellas en el nudo superior del piso. En la Figura 4.58 se muestra la revisión de la relación $1.20 M_n \text{ vigas} / M_n \text{ columna}$, la cual debe ser menor a 1 para que sea satisfactorio este criterio.

0.051	0.096	0.121	0.185	0.223	0.219	0.224	0.308
0.107	0.263	0.386	0.607	0.675	0.646	0.656	0.762
N/A							
N/A							
0.066	0.150	0.217	0.355	0.420	0.419	0.451	0.558
0.095	0.266	0.363	0.528	0.594	0.611	0.622	0.927
0.063	0.136	0.197	0.298	0.335	0.323	0.342	0.333
0.101	0.262	0.357	0.535	0.607	0.591	0.616	0.512
0.063	0.136	0.197	0.298	0.335	0.323	0.342	0.333
0.101	0.262	0.357	0.535	0.607	0.591	0.616	0.512
0.066	0.150	0.217	0.355	0.420	0.419	0.451	0.558
0.095	0.266	0.363	0.528	0.594	0.611	0.622	0.927
N/A							
N/A							
0.091	0.096	0.121	0.185	0.223	0.219	0.224	0.308
0.107	0.263	0.386	0.607	0.675	0.646	0.656	0.762

Figura 4.58. Revisión del criterio de columna fuerte - viga débil del pórtico del eje 6 (dirección X).

4.7. Revisión de criterio de demanda – capacidad de nudos

Otro aspecto importante a revisar en este tipo de sistema estructural es la capacidad de los nudos con respecto a la demanda de cortante. Con los armados de vigas propuestos se realizó la revisión de los nudos, comparando en una relación la demanda de cortante frente a su capacidad; en la Figura 4.59 se muestran las relaciones mencionadas.

0.090	0.149	0.156	0.197	0.211	0.296	0.297	0.259
0.188	0.353	0.435	0.497	0.490	0.607	0.604	0.556
N/A							
N/A							
0.128	0.255	0.308	0.311	0.320	0.596	0.614	0.475
0.186	0.396	0.452	0.355	0.348	0.606	0.590	0.692
0.118	0.225	0.276	0.258	0.254	0.458	0.464	0.430
0.191	0.380	0.436	0.357	0.354	0.587	0.585	0.571
0.118	0.225	0.276	0.258	0.254	0.458	0.464	0.430
0.191	0.380	0.436	0.357	0.354	0.587	0.585	0.571
0.128	0.255	0.308	0.311	0.320	0.596	0.614	0.475
0.186	0.396	0.452	0.355	0.348	0.606	0.590	0.692
N/A							
N/A							
0.090	0.149	0.156	0.197	0.211	0.296	0.297	0.259
0.188	0.353	0.435	0.497	0.490	0.607	0.604	0.556

Figura 4.59. Relaciones demanda - capacidad a corte de los nudos del pórtico del eje 6 (dirección X).

4.8. Diseño y revisión de muros

Se usaron diagramas de interacción uniaxiales para diseñar y revisar los muros. Se siguieron las recomendaciones del ACI 318-14 Capítulo 18 tanto para encontrar las fuerzas de diseño como para la provisión y disposición del refuerzo longitudinal y transversal en el alma y en los elementos de borde del muro.

Por otro lado, desde la Figura 4.60 a la Figura 4.89 se muestran las secciones transversales de los muros de cada piso con sus refuerzos longitudinales y transversales y, las revisiones mediante los diagramas de interacción. Cabe aclarar que los puntos en los gráficos corresponden a los pares de carga axial y momentos provenientes de las combinaciones de carga establecidas en la Tabla 4.6. Además, debajo de cada sección transversal se describen las varillas de refuerzo utilizadas y se muestran las cuantías longitudinales y transversales del alma del muro. Nótese que se cumple con la cuantía mínima impuesta por el ACI 318-14 para muros especiales, es decir, se logró diseñarlos para que tengan ambas cuantías mayores a 0.25%. Cabe destacar que la cuantía de refuerzo longitudinal se la representa mediante " ρ_l " y la cuantía de refuerzo transversal con " ρ_t "

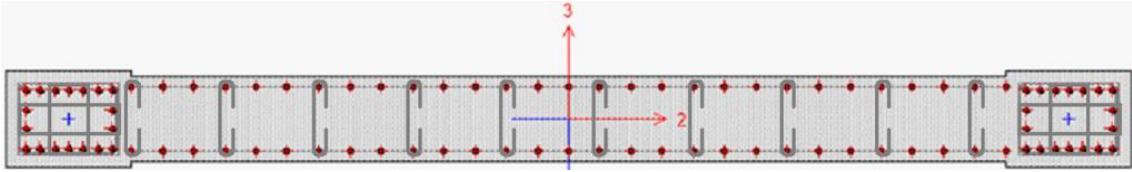


Figura 4.60. Muro de planta baja en dirección Y (dirección corta de la planta del edificio).

Descripción:

- Longitud $l_w=4500$ mm; Espesor del alma $b_w = 350$ mm.
- Elementos de borde: Espesor=400 mm; Longitud $l_{be}=500$ mm.
- Refuerzo longitudinal $\phi 22$ mm c/125 mm en el alma del muro ($\rho_l = 1.74\%$).
- Refuerzo transversal $\phi 12$ mm c/150 mm en el alma del muro ($\rho_t = 0.43\%$). Se consideraron vinchas de $\phi 10$ mm c/300 mm verticalmente, en el alma del muro.
- 18 refuerzos longitudinales $\phi 28$ mm en cada elemento de borde.
- 3 estribos $\phi 10$ mm c/100 mm en cada elemento de borde (4 ramas en cada dirección).
- V_u máx.= 2615.25 kN; $\phi V_n = 3244.17$ kN.

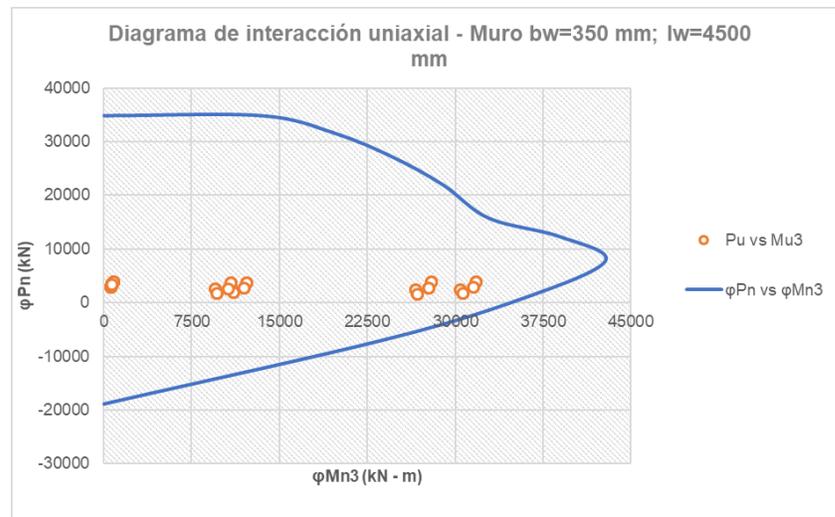


Figura 4.61. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.60 alrededor del eje fuerte.

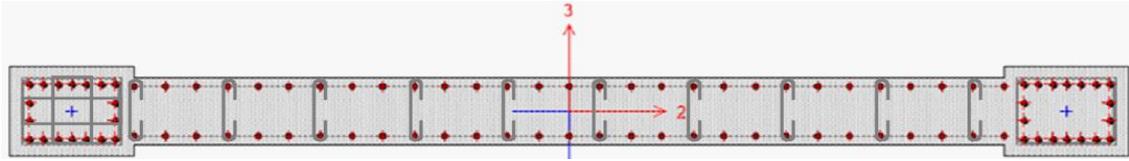


Figura 4.62. Muro de los pisos 1 y 2 en dirección Y (dirección corta de la planta del edificio).

Descripción:

- Longitud $l_w=4500$ mm; Espesor del alma $b_w = 300$ mm.
- Elementos de borde: Espesor=400 mm; Longitud $l_{be}=500$ mm.
- Refuerzo longitudinal $\phi 22$ mm c/125 mm en el alma del muro ($\rho_l = 2.03\%$).
- Refuerzo transversal $\phi 12$ mm c/150 mm en el alma del muro ($\rho_t = 0.50\%$). Se consideraron vinchas de $\phi 10$ mm c/300 mm verticalmente, en el alma del muro.
- 18 refuerzos longitudinales $\phi 28$ mm en cada elemento de borde.
- 3 estribos $\phi 10$ mm c/100 mm en cada elemento de borde (4 ramas en cada dirección).
- V_u máx.= 2692.06 kN; $\phi V_n = 3081.81$ kN.

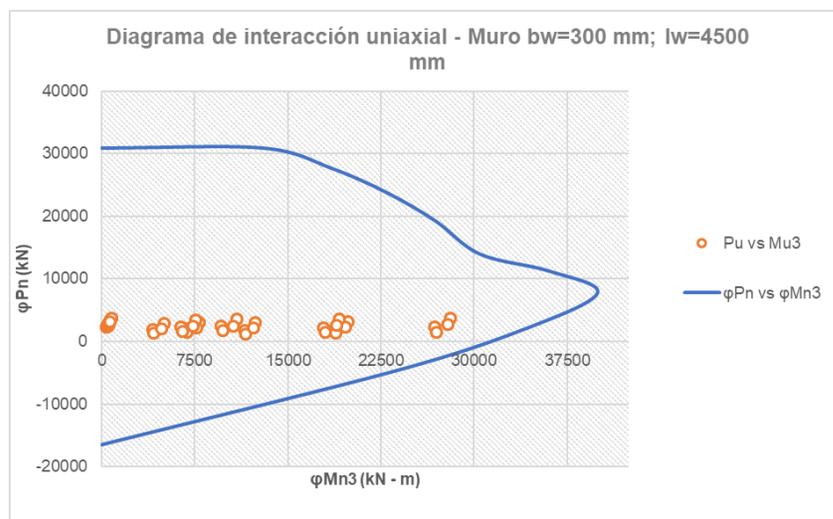


Figura 4.63. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.62 alrededor del eje fuerte.

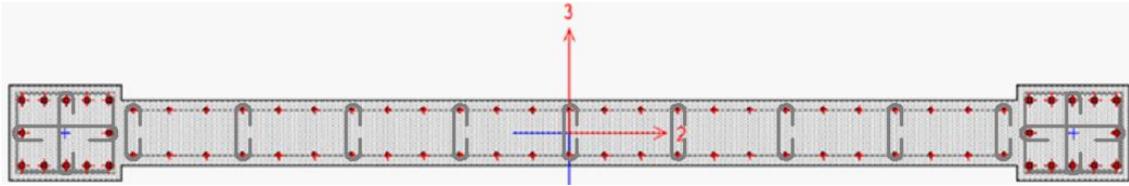


Figura 4.64. Muro de los pisos 3 y 4 en dirección Y (dirección corta de la planta del edificio).

Descripción:

- Longitud $l_w=4500$ mm; Espesor del alma $b_w = 250$ mm.
- Elementos de borde: Espesor=350 mm; Longitud $l_{be}=450$ mm.
- Refuerzo longitudinal $\phi 14$ mm c/150 mm en el alma del muro ($\rho_l = 0.82\%$).
- Refuerzo transversal $\phi 12$ mm c/150 mm en el alma del muro ($\rho_t = 0.60\%$). Se consideraron vinchas de $\phi 10$ mm c/300 mm verticalmente, en el alma del muro.
- 12 refuerzos longitudinales $\phi 25$ mm en cada elemento de borde.
- 1 estribo + 2 vinchas $\phi 10$ mm c/100 mm en cada elemento de borde (3 ramas en cada dirección).
- V_u máx.= 2010.56 kN; $\phi V_n = 2917.67$ kN.

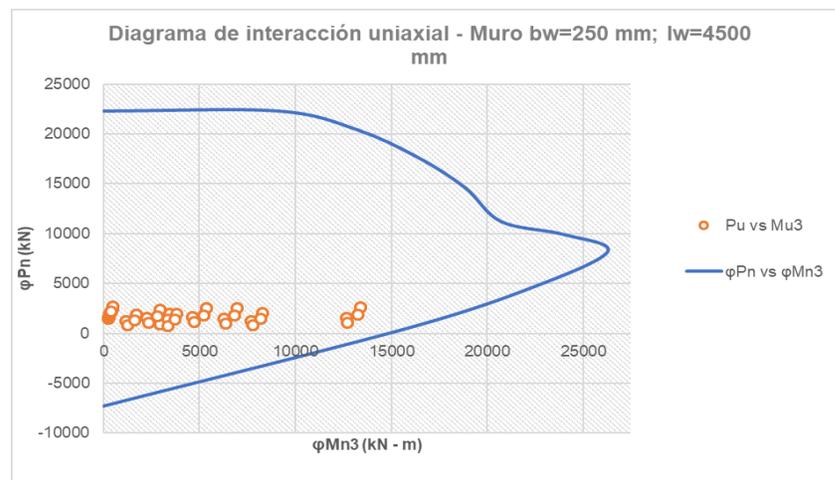


Figura 4.65. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.64 alrededor del eje fuerte.

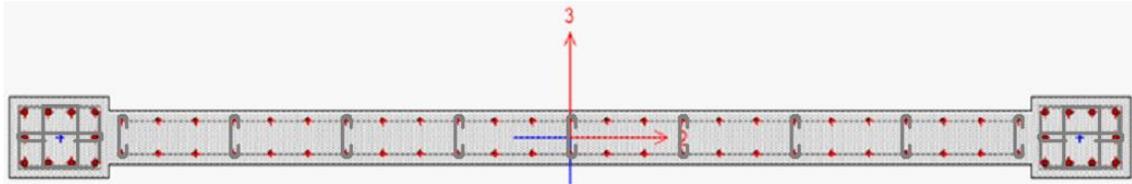


Figura 4.66. Muro de los pisos 5 y 6 en dirección Y (dirección corta de la planta del edificio).

Descripción:

- Longitud $l_w=4500$ mm; Espesor del alma $b_w = 200$ mm.
- Elementos de borde: Espesor=300 mm; Longitud $l_{be}=400$ mm.
- Refuerzo longitudinal $\phi 12$ mm c/150 mm en el alma del muro ($\rho_l = 0.75\%$).
- Refuerzo transversal $\phi 12$ mm c/150 mm en el alma del muro ($\rho_t = 0.75\%$). Se consideraron vinchas de $\phi 10$ mm c/300 mm verticalmente, en el alma del muro.
- 10 refuerzos longitudinales $\phi 20$ mm en cada elemento de borde.
- 2 estribos + 1 vincha $\phi 10$ mm c/100 mm en cada elemento de borde (4 ramas en una dirección y 3 ramas en la otra).
- V_u máx.= 1357.21 kN; $\phi V_n = 2753.57$ kN.

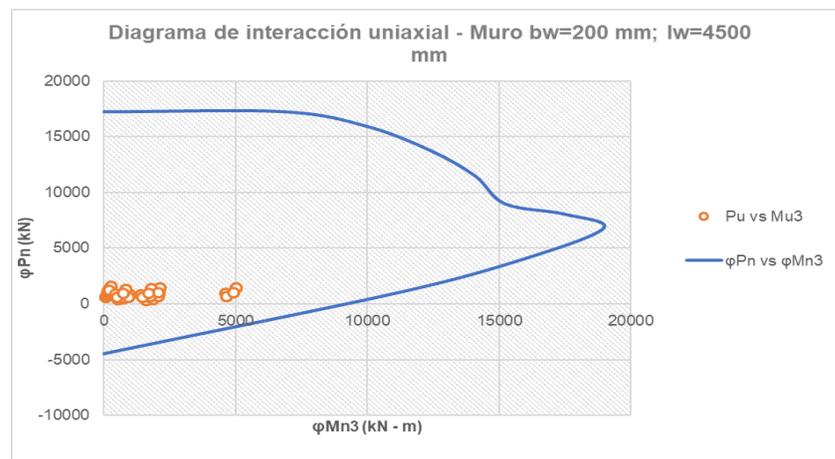


Figura 4.67. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.66 alrededor del eje fuerte.

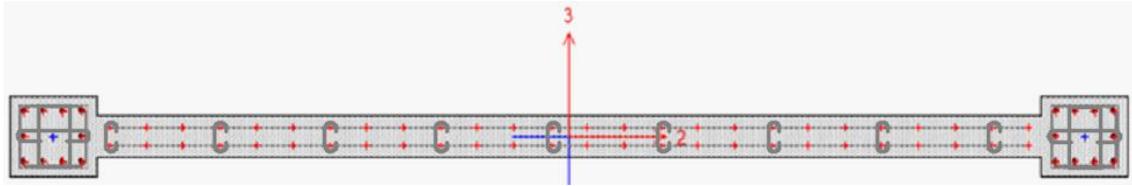


Figura 4.68. Muro de piso de cubierta accesible en dirección Y (dirección corta de la planta del edificio).

Descripción:

- Longitud $l_w=4500$ mm; Espesor del alma $b_w = 150$ mm.
- Elementos de borde: Espesor=300 mm; Longitud $l_{be}=350$ mm.
- Refuerzo longitudinal $\phi 12$ mm c/150 mm en el alma del muro ($\rho_l = 1.01\%$).
- Refuerzo transversal $\phi 12$ mm c/150 mm en el alma del muro ($\rho_t = 1.00\%$). Se consideraron vinchas de $\phi 10$ mm c/300 mm verticalmente, en el alma del muro.
- 10 refuerzos longitudinales $\phi 14$ mm en cada elemento de borde.
- 2 estribos + 1 vincha $\phi 10$ mm c/100 mm en cada elemento de borde (4 ramas en una dirección y 3 ramas en la otra).
- $V_u \text{ máx.} = 278.80$ kN; $\phi V_n = 2589.45$ kN.

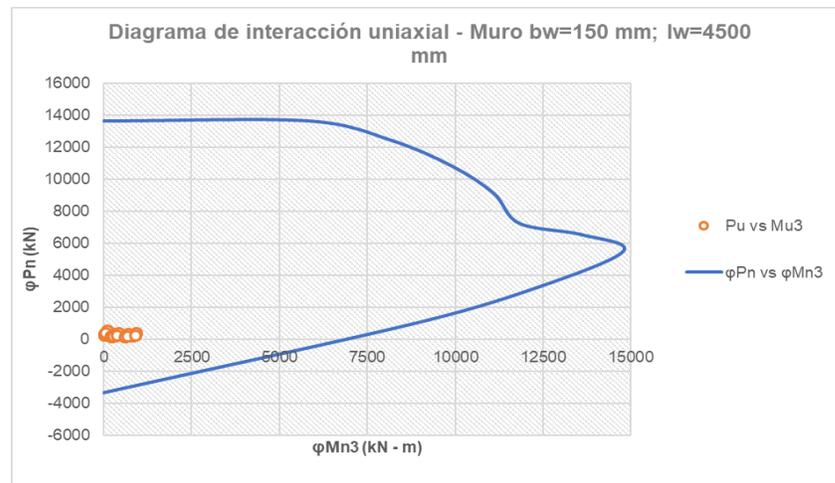


Figura 4.69. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.68 alrededor del eje fuerte.

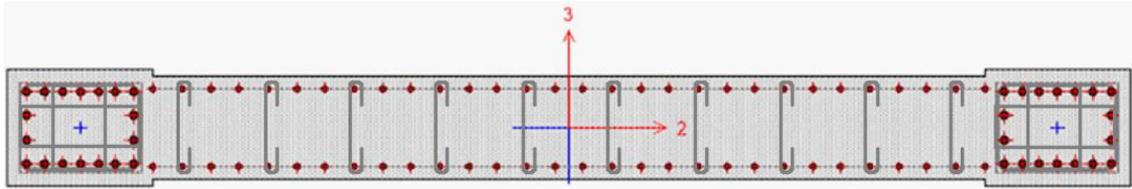


Figura 4.70. Muro de planta baja en dirección X (dirección larga de la planta del edificio).

Descripción:

- Longitud $l_w=3850$ mm; Espesor del alma $b_w = 350$ mm.
- Elementos de borde: Espesor=400 mm; Longitud $l_{be}=500$ mm.
- Refuerzo longitudinal $\phi 18$ mm c/100 mm en el alma del muro ($\rho_l = 1.45\%$).
- Refuerzo transversal $\phi 12$ mm c/150 mm en el alma del muro ($\rho_t = 0.43\%$). Se consideraron vinchas de $\phi 10$ mm c/300 mm verticalmente, en el alma del muro.
- 18 refuerzos longitudinales $\phi 28$ mm en cada elemento de borde.
- 3 estribos $\phi 10$ mm c/100 mm en cada elemento de borde (4 ramas en cada dirección).
- V_u máx.= 1222.72 kN; $\phi V_n = 2777.11$ kN.

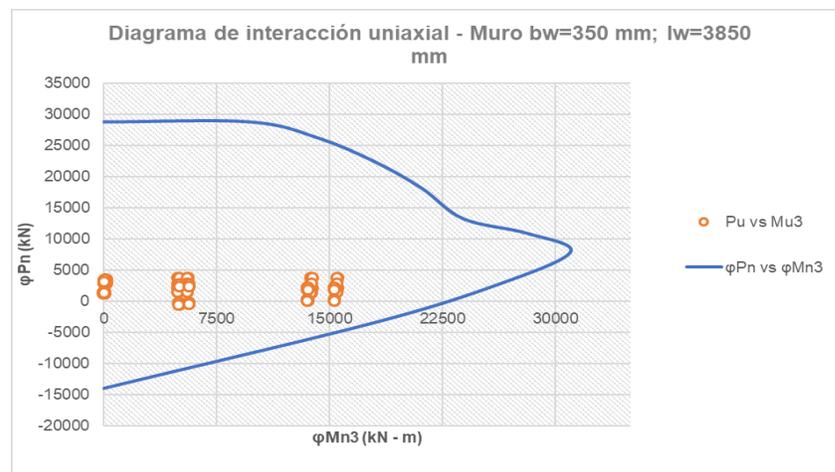


Figura 4.71. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.70 alrededor del eje fuerte.

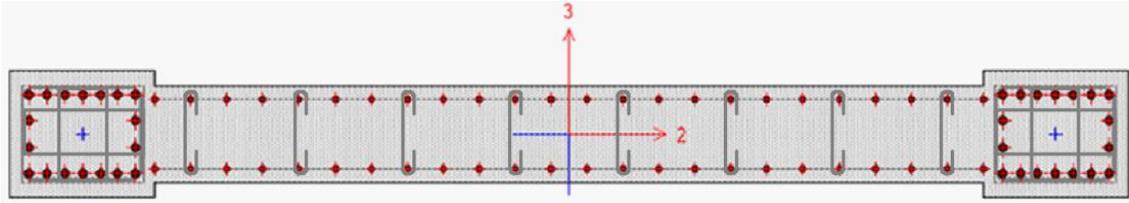


Figura 4.72. Muro de los pisos 1 y 2 en dirección X (dirección larga de la planta del edificio).

Descripción:

- Longitud $l_w=3850$ mm; Espesor del alma $b_w = 300$ mm.
- Elementos de borde: Espesor=400 mm; Longitud $l_{be}=500$ mm.
- Refuerzo longitudinal $\phi 18$ mm c/125 mm en el alma del muro ($\rho_l = 1.36\%$).
- Refuerzo transversal $\phi 12$ mm c/150 mm en el alma del muro ($\rho_t = 0.50\%$). Se consideraron vinchas de $\phi 10$ mm c/300 mm verticalmente, en el alma del muro.
- 18 refuerzos longitudinales $\phi 28$ mm en cada elemento de borde.
- 3 estribos $\phi 10$ mm c/100 mm en cada elemento de borde (4 ramas en cada dirección).
- V_u máx.= 1227.62 kN; $\phi V_n = 2635.06$ kN.

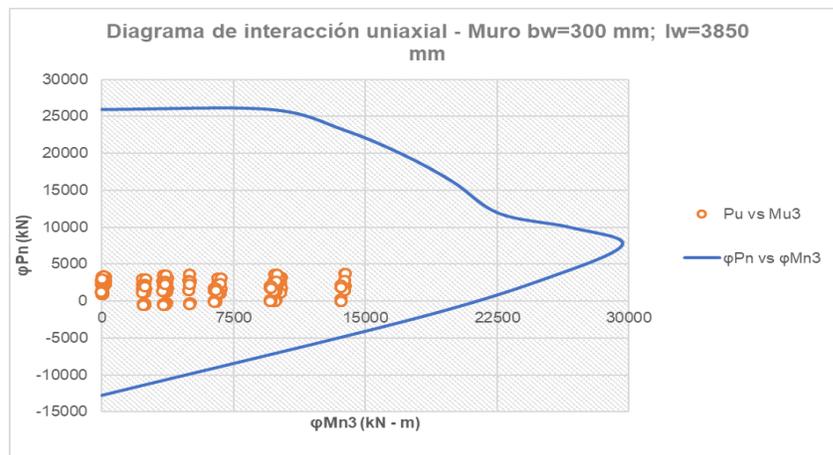


Figura 4.73. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.72 alrededor del eje fuerte.

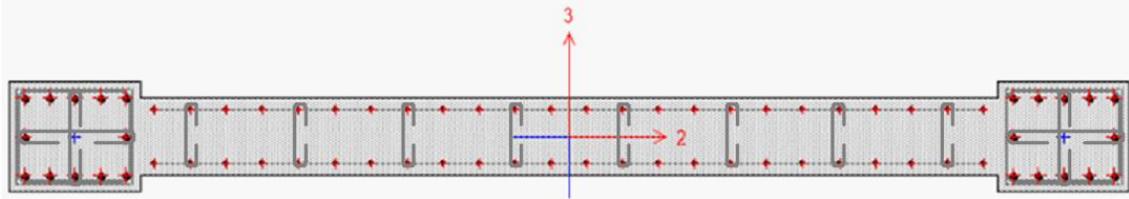


Figura 4.74. Muro de los pisos 3 y 4 en dirección X (dirección larga de la planta del edificio).

Descripción:

- Longitud $l_w=3850$ mm; Espesor del alma $b_w = 250$ mm.
- Elementos de borde: Espesor=350 mm; Longitud $l_{be}=450$ mm.
- Refuerzo longitudinal $\phi 14$ mm c/125 mm en el alma del muro ($\rho_l = 0.99\%$).
- Refuerzo transversal $\phi 12$ mm c/150 mm en el alma del muro ($\rho_t = 0.60\%$). Se consideraron vinchas de $\phi 10$ mm c/300 mm verticalmente, en el alma del muro.
- 12 refuerzos longitudinales $\phi 25$ mm en cada elemento de borde.
- 1 estribo + 2 vinchas $\phi 10$ mm c/100 mm en cada elemento de borde (3 ramas en cada dirección).
- V_u máx.= 996.30 kN; $\phi V_n = 2496.25$ kN.

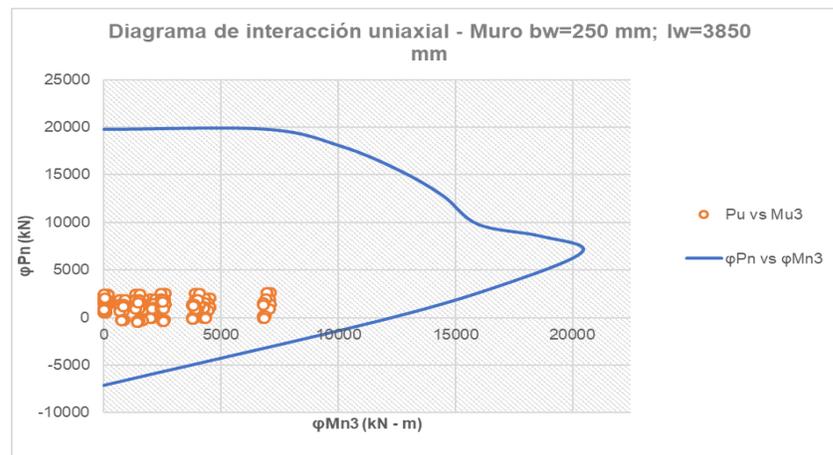


Figura 4.75. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.74 alrededor del eje fuerte.

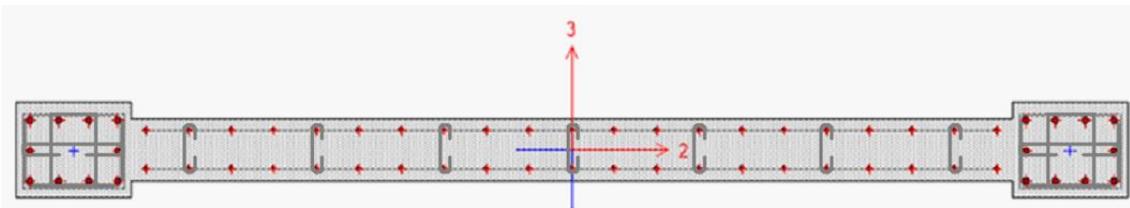


Figura 4.76. Muro de los pisos 5 y 6 en dirección X (dirección larga de la planta del edificio).

Descripción:

- Longitud $l_w=3850$ mm; Espesor del alma $b_w = 200$ mm.
- Elementos de borde: Espesor=300 mm; Longitud $l_{be}=400$ mm.
- Refuerzo longitudinal $\phi 12$ mm c/150 mm en el alma del muro ($\rho_l = 0.75\%$).
- Refuerzo transversal $\phi 12$ mm c/150 mm en el alma del muro ($\rho_t = 0.75\%$). Se consideraron vinchas de $\phi 10$ mm c/300 mm verticalmente, en el alma del muro.
- 10 refuerzos longitudinales $\phi 20$ mm en cada elemento de borde.
- 2 estribos + 1 vincha $\phi 10$ mm c/100 mm en cada elemento de borde (4 ramas en una dirección y 3 ramas en la otra).
- V_u máx.= 689.35 kN; $\phi V_n = 2355.77$ kN.

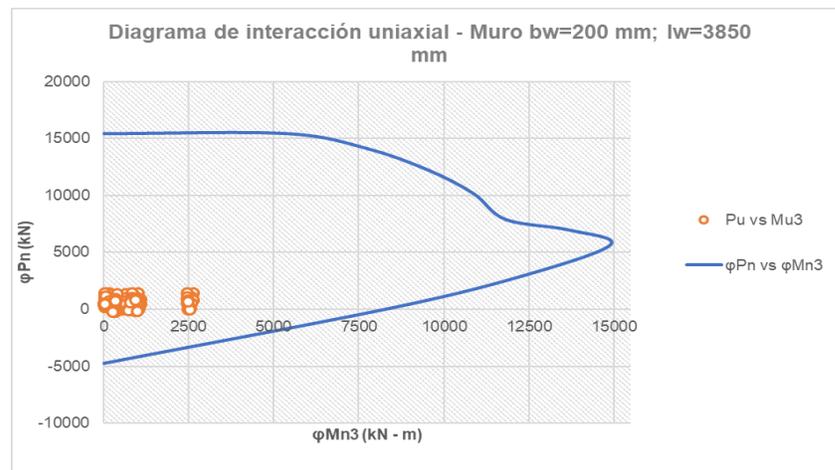


Figura 4.77. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.76 alrededor del eje fuerte.

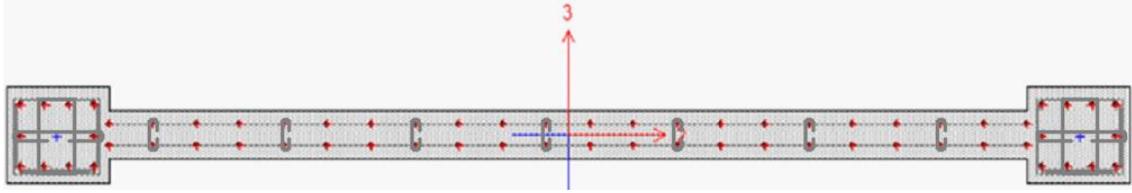


Figura 4.78. Muro de piso de cubierta accesible en dirección X (dirección larga de la planta del edificio).

Descripción:

- Longitud $l_w=3850$ mm; Espesor del alma $b_w = 150$ mm.
- Elementos de borde: Espesor=300 mm; Longitud $l_{be}=350$ mm.
- Refuerzo longitudinal $\phi 12$ mm c/150 mm en el alma del muro ($\rho_l = 1.01\%$).
- Refuerzo transversal $\phi 12$ mm c/150 mm en el alma del muro ($\rho_t = 1.00\%$). Se consideraron vinchas de $\phi 10$ mm c/300 mm verticalmente, en el alma del muro.
- 10 refuerzos longitudinales $\phi 14$ mm en cada elemento de borde.
- 2 estribos + 1 vincha $\phi 10$ mm c/100 mm en cada elemento de borde (4 ramas en una dirección y 3 ramas en la otra).
- V_u máx.= 190.80 kN; $\phi V_n = 2215.39$ kN.

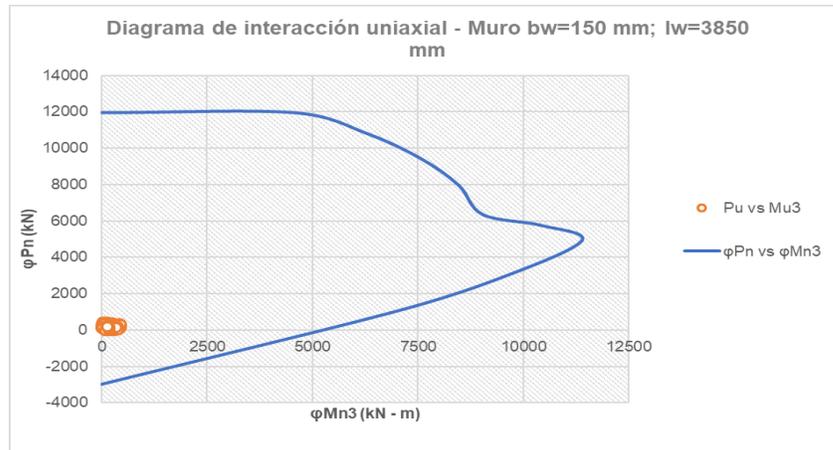


Figura 4.79. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.78 alrededor del eje fuerte.

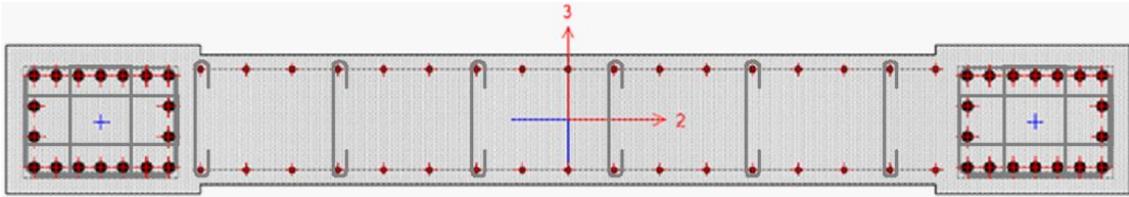


Figura 4.80. Muro de planta baja en dirección X (dirección larga de la planta del edificio).

Descripción:

- Longitud $l_w=2900$ mm; Espesor del alma $b_w = 350$ mm.
- Elementos de borde: Espesor=400 mm; Longitud $l_{be}=500$ mm.
- Refuerzo longitudinal $\phi 16$ mm c/125 mm en el alma del muro ($\rho_l = 0.92\%$).
- Refuerzo transversal $\phi 12$ mm c/150 mm en el alma del muro ($\rho_t = 0.43\%$). Se consideraron vinchas de $\phi 10$ mm c/300 mm verticalmente, en el alma del muro.
- 18 refuerzos longitudinales $\phi 28$ mm en cada elemento de borde.
- 3 estribos $\phi 10$ mm c/100 mm en cada elemento de borde (4 ramas en cada dirección).
- V_u máx.= 676.30 kN; $\phi V_n = 2090.66$ kN.

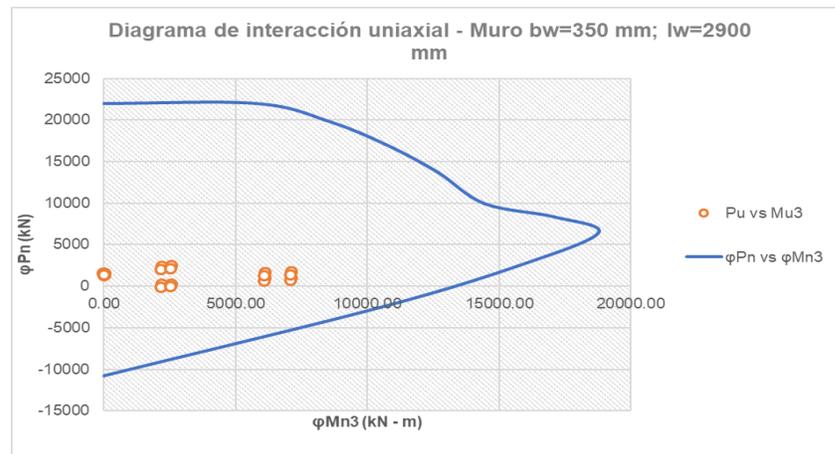


Figura 4.81. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.80 alrededor del eje fuerte.

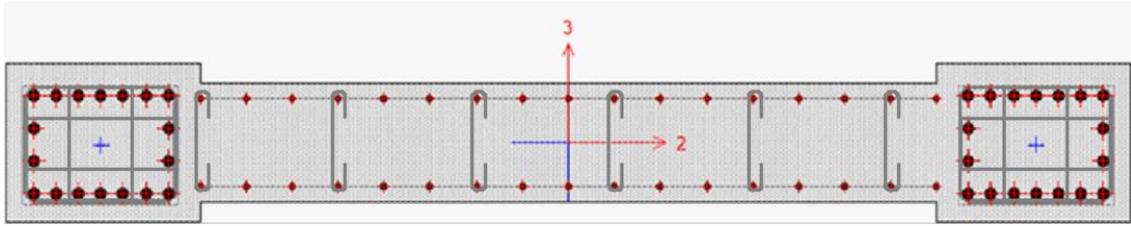


Figura 4.82. Muro de los pisos 1 y 2 en dirección X (dirección larga de la planta del edificio).

Descripción:

- Longitud $l_w=2900$ mm; Espesor del alma $b_w = 300$ mm.
- Elementos de borde: Espesor=400 mm; Longitud $l_{be}=500$ mm.
- Refuerzo longitudinal $\phi 14$ mm c/125 mm en el alma del muro ($\rho_l = 0.82\%$).
- Refuerzo transversal $\phi 12$ mm c/150 mm en el alma del muro ($\rho_t = 0.50\%$). Se consideraron vinchas de $\phi 10$ mm c/300 mm verticalmente, en el alma del muro.
- 18 refuerzos longitudinales $\phi 28$ mm en cada elemento de borde.
- 3 estribos $\phi 10$ mm c/100 mm en cada elemento de borde (4 ramas en cada dirección).
- V_u máx.= 646.84 kN; $\phi V_n = 1986.07$ kN.

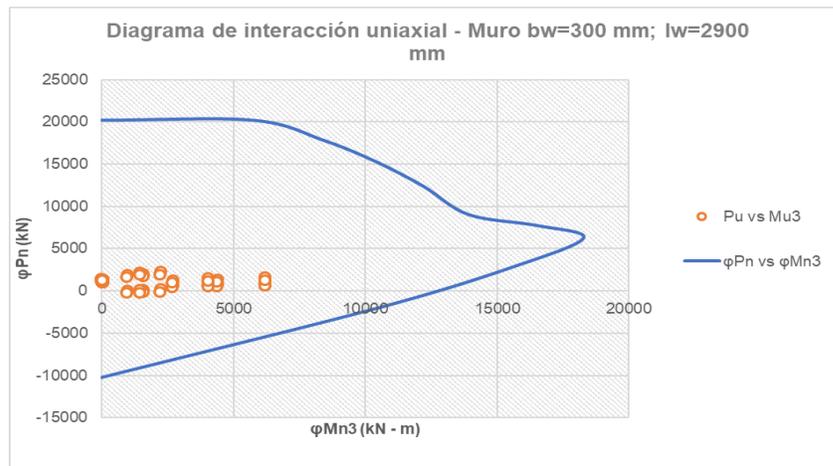


Figura 4.83. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.82 alrededor del eje fuerte.

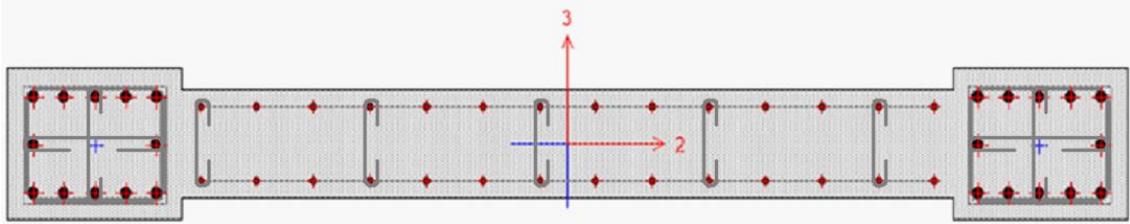


Figura 4.84. Muro de los pisos 3 y 4 en dirección X (dirección larga de la planta del edificio).

Descripción:

- Longitud $l_w=2900$ mm; Espesor del alma $b_w = 250$ mm.
- Elementos de borde: Espesor=350 mm; Longitud $l_{be}=450$ mm.
- Refuerzo longitudinal $\phi 14$ mm c/150 mm en el alma del muro ($\rho_l = 0.82\%$).
- Refuerzo transversal $\phi 12$ mm c/150 mm en el alma del muro ($\rho_t = 0.60\%$). Se consideraron vinchas de $\phi 10$ mm c/300 mm verticalmente, en el alma del muro.
- 12 refuerzos longitudinales $\phi 25$ mm en cada elemento de borde.
- 1 estribo + 2 vinchas $\phi 10$ mm c/100 mm en cada elemento de borde (3 ramas en cada dirección).
- V_u máx.= 516.83 kN; $\phi V_n = 1880.29$ kN.

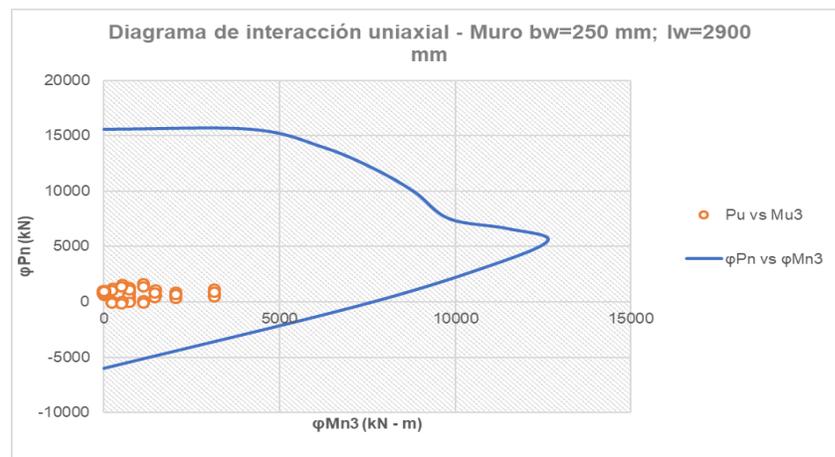


Figura 4.85. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.84 alrededor del eje fuerte.

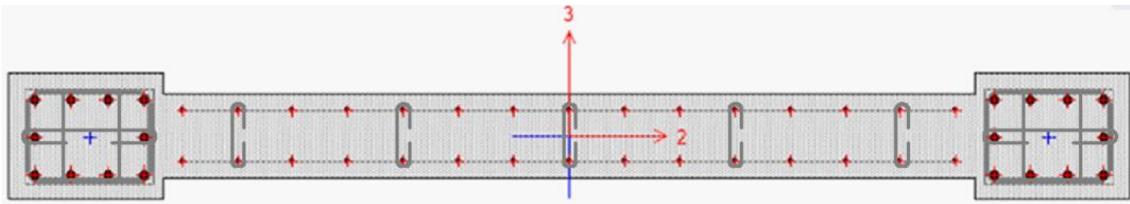


Figura 4.86. Muro de los pisos 5 y 6 en dirección X (dirección larga de la planta del edificio).

Descripción:

- Longitud $l_w=2900$ mm; Espesor del alma $b_w = 200$ mm.
- Elementos de borde: Espesor=300 mm; Longitud $l_{be}=400$ mm.
- Refuerzo longitudinal $\phi 12$ mm c/150 mm en el alma del muro ($\rho_l = 0.75\%$).
- Refuerzo transversal $\phi 12$ mm c/150 mm en el alma del muro ($\rho_t = 0.75\%$). Se consideraron vinchas de $\phi 10$ mm c/300 mm verticalmente, en el alma del muro.
- 10 refuerzos longitudinales $\phi 20$ mm en cada elemento de borde.
- 2 estribos + 1 vincha $\phi 10$ mm c/100 mm en cada elemento de borde (4 ramas en un dirección y 3 ramas en la otra).
- V_u máx.= 390.66 kN; $\phi V_n = 1774.51$ kN.

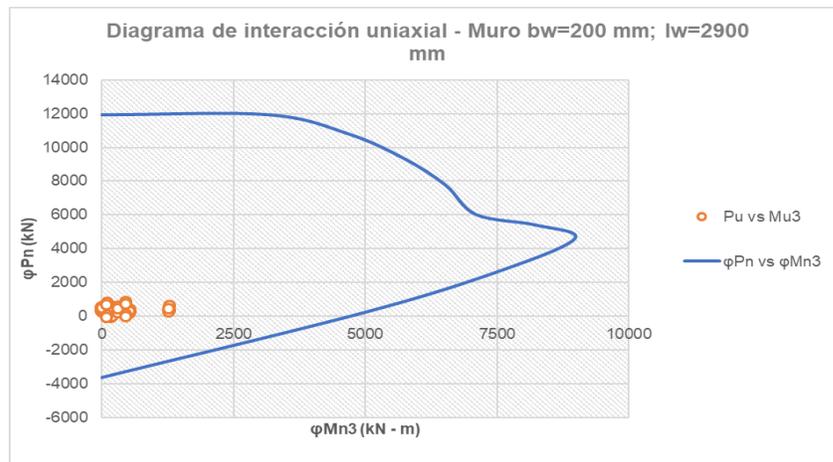


Figura 4.87. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.86 alrededor del eje fuerte.

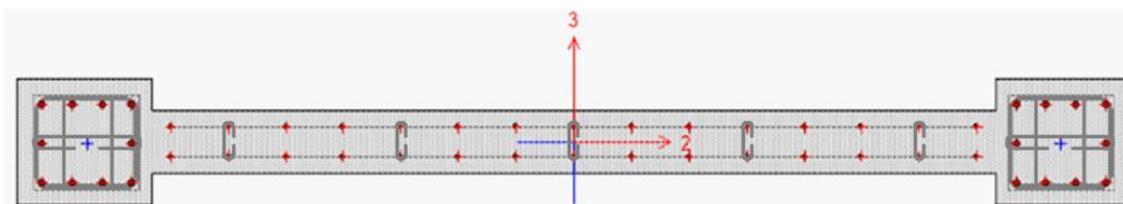


Figura 4.88. Muro de los pisos 5 y 6 en dirección X (dirección larga de la planta del edificio).

Descripción:

- Longitud $l_w=2900$ mm; Espesor del alma $b_w = 150$ mm.
- Elementos de borde: Espesor=300 mm; Longitud $l_{be}=350$ mm.
- Refuerzo longitudinal $\phi 12$ mm c/150 mm en el alma del muro ($\rho_l = 1.01\%$).
- Refuerzo transversal $\phi 12$ mm c/150 mm en el alma del muro ($\rho_t = 1.00\%$). Se consideraron vinchas de $\phi 10$ mm c/300 mm verticalmente, en el alma del muro.
- 10 refuerzos longitudinales $\phi 14$ mm en cada elemento de borde.
- 2 estribos + 1 vincha $\phi 10$ mm c/100 mm en cada elemento de borde (4 ramas en un dirección y 3 ramas en la otra).
- V_u máx.= 128.48 kN; $\phi V_n = 1668.73$ kN.

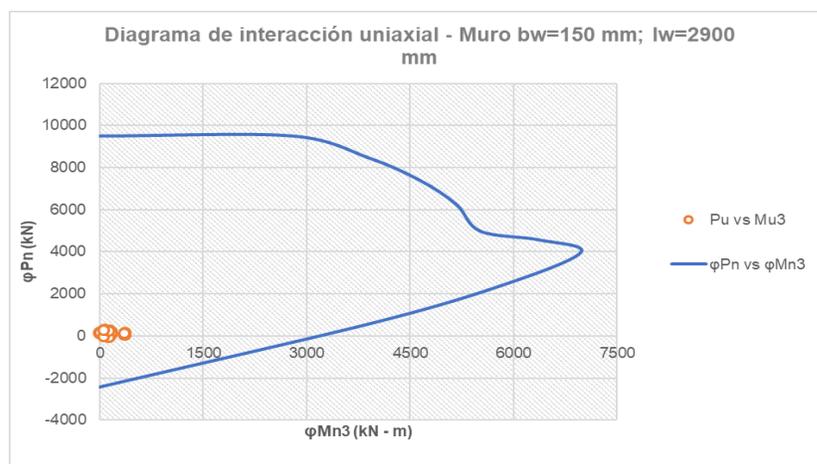


Figura 4.89. Diagrama de interacción del muro de la Figura 4.88 alrededor del eje fuerte.

4.9. Cantidades parciales y totales de hormigón y acero

En la Tabla 4.19 se presentan los resultados de cantidades parciales y totales de hormigón y acero en vigas, columnas y muros del edificio con un sistema estructural combinado de muros y pórticos especiales resistentes a momento. Cabe destacar que las cuantías representan un promedio entre las cuantías de todos los elementos.

En las cantidades de las vigas no se han incluido las correspondientes a las viguetas debido a que se ha considerado las mismas dimensiones y refuerzos en los dos sistemas estructurales que se están comparando.

Tabla 4.19. Cantidades parciales y totales de hormigón y acero.

Columnas		
Hormigón	82.20	m3
Acero	22656.51	kg
Cuantía	275.64	kg/m3
Vigas		
Hormigón	200.95	m3
Acero	27736.44	kg
Cuantía	138.03	kg/m3
Muros con elementos de borde		
Hormigón	184.69	m3
Acero	48207.10	kg
Cuantía	261.02	kg/m3
Total		
Hormigón vigas, columnas y muros	467.83	m3
Acero vigas, columnas y muros	98600.04	kg

4.10. Costos totales de hormigón y acero

En la Tabla 4.20 se muestran los costos totales de hormigón y acero. Además, se calculó el costo por metro cuadrado del edificio, tomando en cuenta que el edificio tiene 7 pisos y que el área por piso es el mostrado en la tabla. Los precios unitarios establecidos provienen del mercado; en el Anexo 2 se muestra una proforma con el precio del hormigón por metro cúbico y el precio del acero por kilogramo fue obtenido de (Insucons, 2020).

Tabla 4.20. Costos totales de hormigón y acero.

	Unitario (\$/m3)	Total
Costo del hormigón	148.84	69631.37
	Unitario (\$/kg)	Total
Costo del acero de refuerzo	0.98	96628.04
Costo total	\$166,259.41	
Área por piso	324.35	m2
Costo por m2	73.23	\$/m2

CAPÍTULO 5: COMPARACIÓN ENTRE SISTEMAS ESTRUCTURALES

5.1. Aspectos estructurales

En este capítulo, se nombrará al edificio con pórticos especiales resistentes a momento como “primer caso” y al edificio con muros y pórticos especiales resistentes a momento como “segundo caso”.

5.1.1. Períodos fundamentales de vibración y masas participativas modales

El primer caso resultó ser un sistema más flexible que el segundo. Esto se puede identificar a partir de los períodos fundamentales de vibración de las estructuras. El primero tuvo un período fundamental en **X** de 1.001 segundos y, en **Y** de 0.946 segundos. Por otro lado, el segundo caso tuvo un período fundamental en **X** de 0.591 segundos, mientras que en **Y** fue de 0.657 segundos. Los períodos fueron inferiores en el segundo caso, por lo que claramente se comprueba que la estructura se rigidizó con la adición de muros y con el redimensionamiento de vigas y columnas.

Otro aspecto para tomar en cuenta son los porcentajes de masas participativas en los modos fundamentales de vibración. En el primer caso, el modo fundamental en **X** tuvo un porcentaje de participación de masa del 74.42% y, en **Y** del 74.99%. Por otro lado, en el segundo caso, el porcentaje de participación de masa fue de 63.31% en el modo fundamental en **X**, mientras que, en **Y** fue del 65.48%. Esto indica que en el segundo caso hay una mayor influencia de los modos de vibración superiores en el comportamiento dinámico, en comparación al primer caso.

5.1.2. Derivas o distorsiones de entrepiso

Las derivas o distorsiones de entrepiso comparados en ambos casos, cumplieron con la norma NEC-2015, sin embargo, en el caso del edificio con muros y pórticos especiales resultaron ser mucho menores. Nuevamente, esto da la idea de que los muros cumplieron su función de rigidizar la estructura.

En el primer caso, la máxima deriva inelástica debido a la fuerza “Ex” fue de 1.03% y de 0.99% bajo la fuerza “Ey”, ambas en el tercer piso.

En el segundo caso, las máximas derivas inelásticas ya no se ubican en el tercer piso, sino que en el apéndice de cubierta. En **X** fue del 0.69% y en **Y** del 0.60%. Sin embargo, en el mismo piso donde ubican las máximas derivas del primer caso, las distorsiones resultaron ser mucho menores; fueron del 0.37% y 0.48% en **X** e **Y**, respectivamente.

5.1.3. Desplazamientos laterales

Otra manera de ver la diferencia de rigidez entre uno y otro sistema estructural es comparando sus desplazamientos totales en la punta del edificio. En las Figura 5.1 y Figura 5.2 se grafican los desplazamientos elásticos máximos de cada piso. En el primer caso, el desplazamiento máximo en la dirección **X** es de 95.25 mm, mientras que en el segundo caso es de 45.55 mm, lo que quiere decir que se redujo un poco más del 50%. Por otro lado, el desplazamiento máximo en **Y** en el primer caso es de 85.48 mm y en el segundo es de 51.87 mm, resultando en una reducción aproximada del 40%.

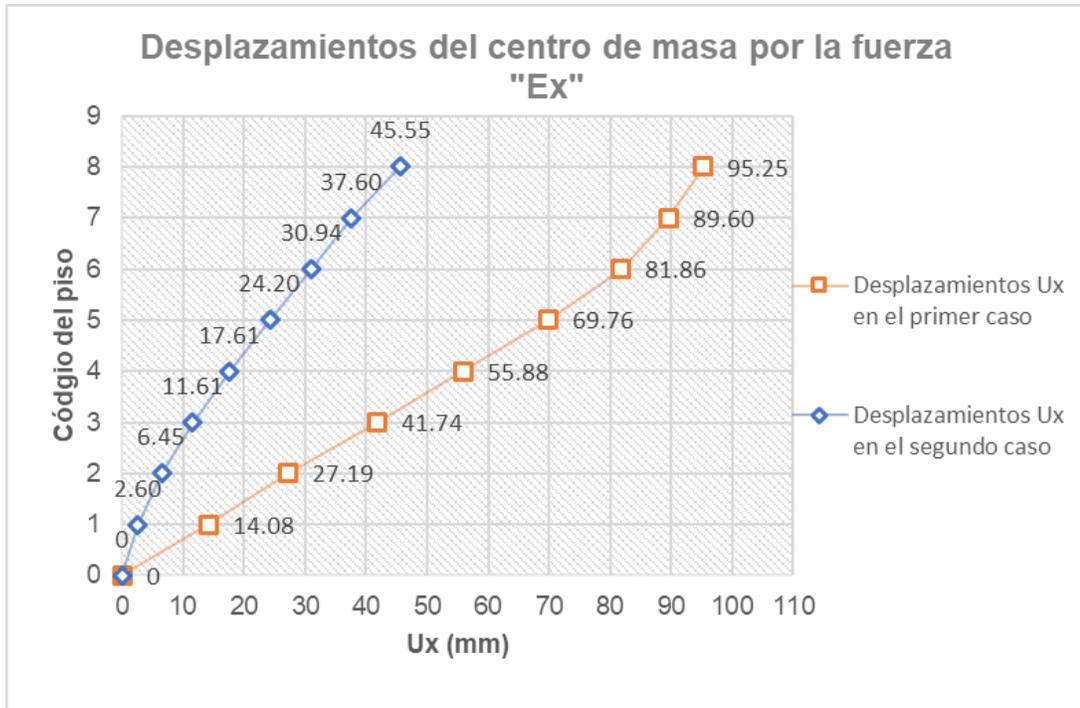


Figura 5.1. Desplazamientos del centro de masa por acción de la fuerza sísmica "Ex".

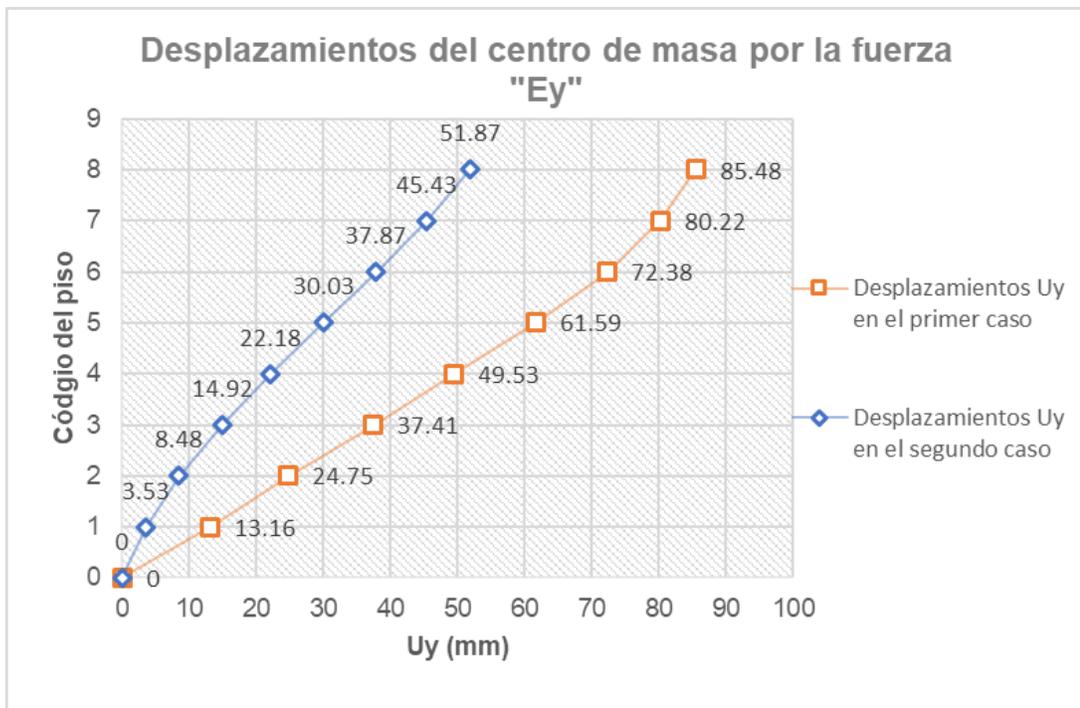


Figura 5.2. Desplazamientos del centro de masa por acción de la fuerza sísmica "Ey".

5.1.4. Fuerzas internas en vigas

En la Tabla 5.1 se muestran los cortantes y momentos máximos en las vigas más críticas por piso de cada caso analizado. Se puede observar una disminución importante en las fuerzas internas del segundo caso, lo cual se traduce en secciones transversales más pequeñas y menores cantidades de varillas de refuerzo.

Algo importante de notar es que, en el primer caso, los cortantes y momentos máximos van disminuyendo con la altura, mientras que en el segundo caso no sucede lo mismo; las menores fuerzas internas están en el primer entrepiso y aumentan hasta sus máximos en el cuarto entrepiso; luego de ese nivel, van disminuyendo con la altura.

Este cambio en el comportamiento estructural se debe a la presencia de los muros. Existen dos razones que explican esta alteración. La primera, es que existe una mayor participación de los modos de vibración superiores y, la segunda, es que los elementos que se añadieron son muy rígidos en la parte inferior en comparación a las columnas y vigas y toman una mayor fracción de las fuerzas sísmicas; en cambio, las columnas y vigas toman una mayor fracción de la fuerza sísmica en comparación a aquellas de niveles inferiores debido a que los muros ya no son tan rígidos.

Tabla 5.1. Comparación por piso de cortantes y momentos máximos en las vigas (fuerzas internas obtenidas a partir de la envolvente de combinaciones de carga).

Piso	1er caso		2do caso	
	V2-2 (kN)	M3-3 (kN-m)	V2-2 (kN)	M3-3 (kN-m)
1	425.70	461.00	160.85	146.80
2	401.95	432.88	207.79	200.71
3	332.32	358.22	282.57	300.33
4	292.12	331.92	293.55	318.49
5	206.88	215.31	244.06	262.05
6	146.25	140.13	235.86	253.64
Cubierta	117.05	99.75	150.60	153.21
Apéndice	35.72	36.41	45.58	40.45

5.1.5. Fuerzas internas en columnas

Las fuerzas cortantes y los momentos flectores disminuyeron considerablemente con la adición de muros en el edificio.

Poniendo como ejemplo, se puede observar en la Figura 5.3 que el máximo cortante se ubica en el segundo entrepiso y tiene un valor de 244.76 kN; este marco corresponde al edificio del primer caso. Por otro lado, en el edificio del segundo caso, en el mismo eje, el máximo cortante es de 55.28 kN y se ubica en el cuarto entrepiso como se muestra en la Figura 5.5.

Lo mismo sucede con los momentos flectores, como se puede apreciar en la Figura 5.4 y en la Figura 5.6. La razón de este cambio en la distribución de fuerzas internas es la colocación de muros en pórticos adyacentes. En el eje C se añadió un muro y se puede constatar a partir de la Figura 5.7 y de la Figura 5.8 que las fuerzas internas que resisten son sustancialmente más altas que las mencionadas en líneas anteriores.

La disminución de las fuerzas internas tanto en vigas como en columnas trae como ventaja la disminución de la cantidad de acero que requieren y, por lo tanto, existirá menos congestión para verter el hormigón. Las cuantías de acero por metro cúbico de hormigón disminuyeron en ambos tipos de elementos. En las columnas del primer caso eran de 292 kg/m³ y en el segundo caso de 275.64 kg/m³. En las vigas del primer caso la cuantía fue de 188 kg/m³ y en el segundo caso fue de 138.03 kg/m³.



Figura 5.3. Diagrama de fuerzas cortantes del pórtico del eje D del edificio del primer caso sometido a la fuerza sísmica E_y . Unidades: kN.

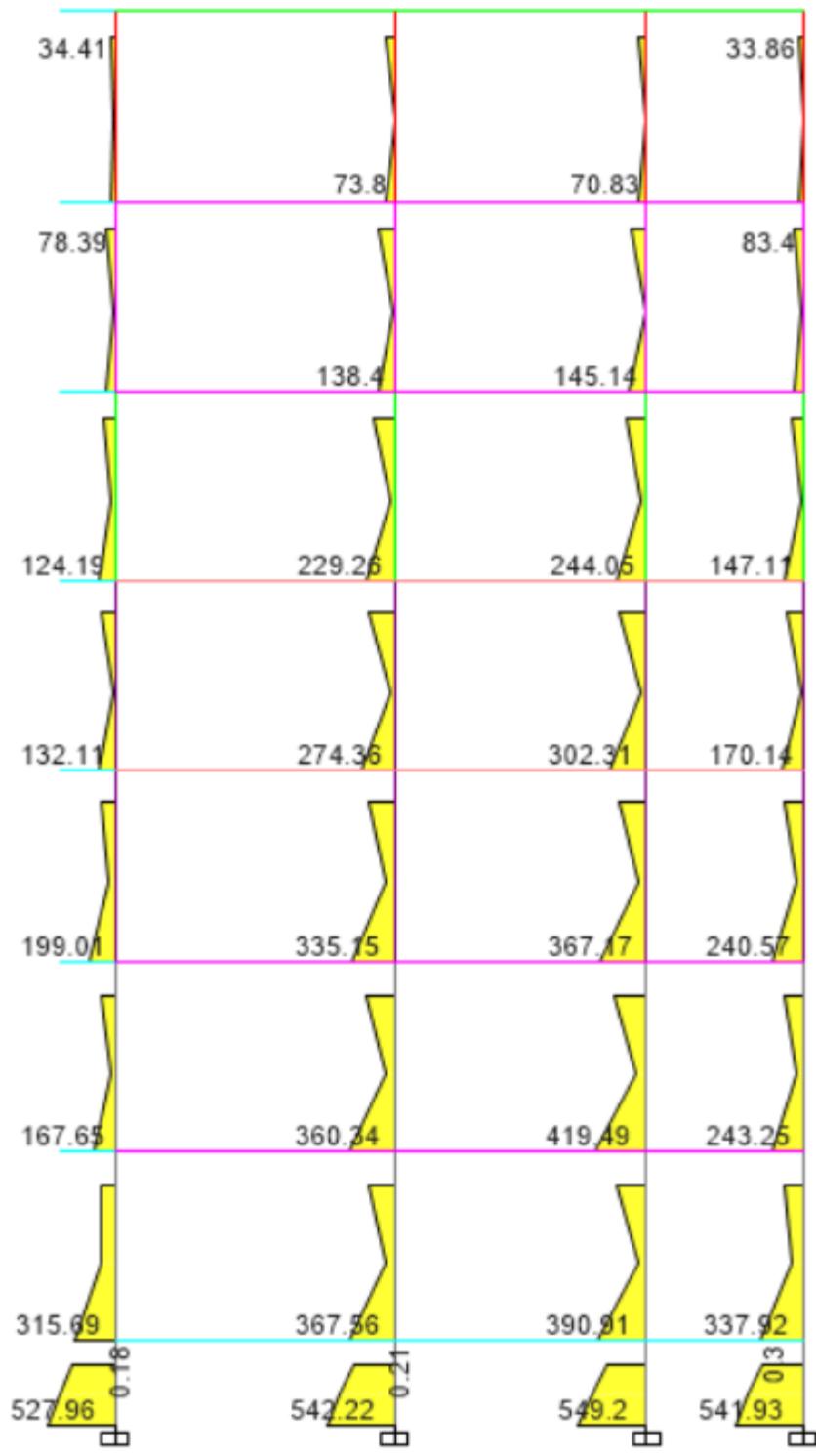


Figura 5.4. Diagrama de momentos flectores del pórtico del eje D del edificio del primer caso sometido a la fuerza sísmica E_y . Unidades: kN-m.

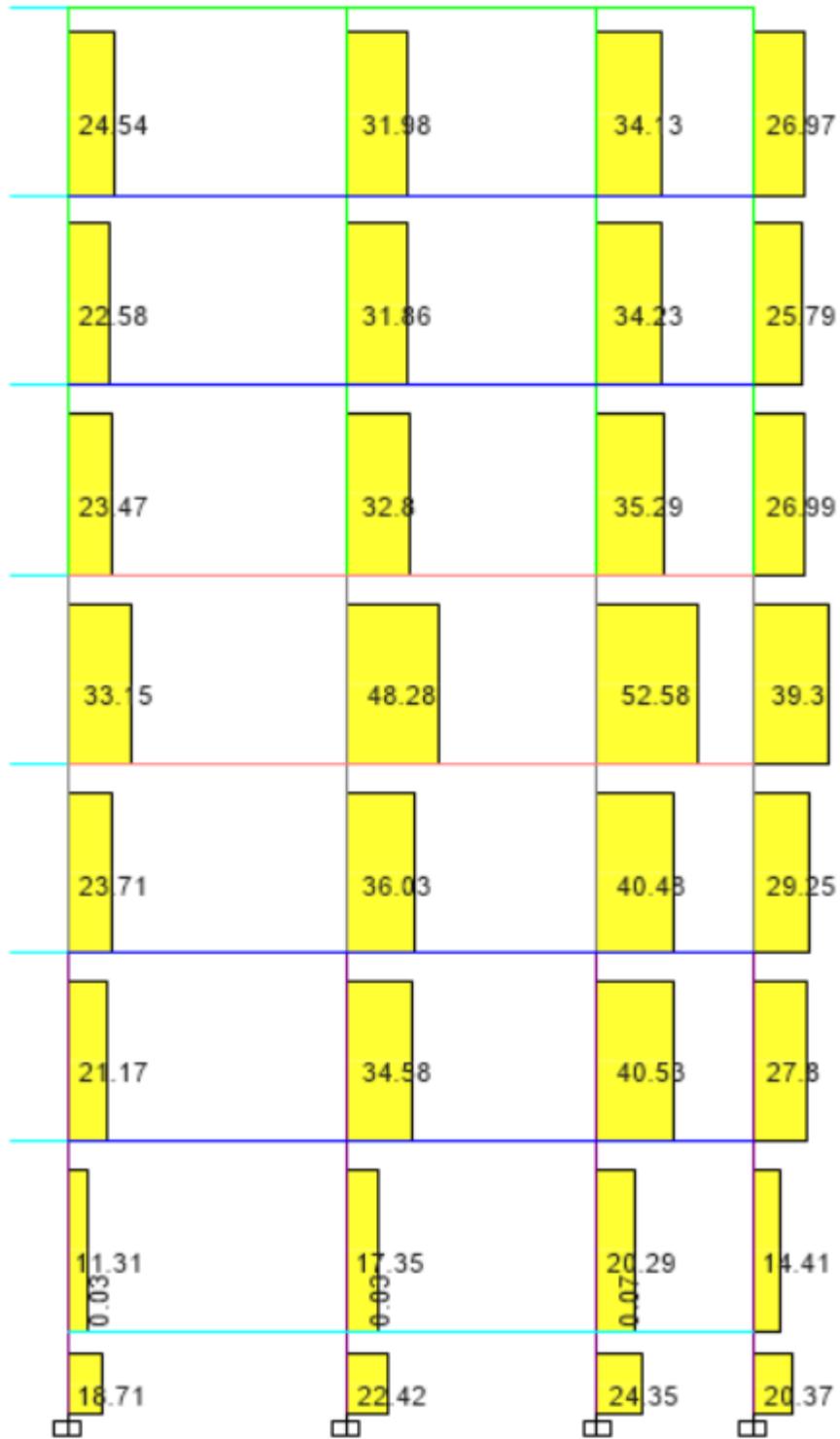


Figura 5.5. Diagrama de fuerzas cortantes del pórtico del eje D del edificio del segundo caso sometido a la fuerza sísmica E_y . Unidades: kN.

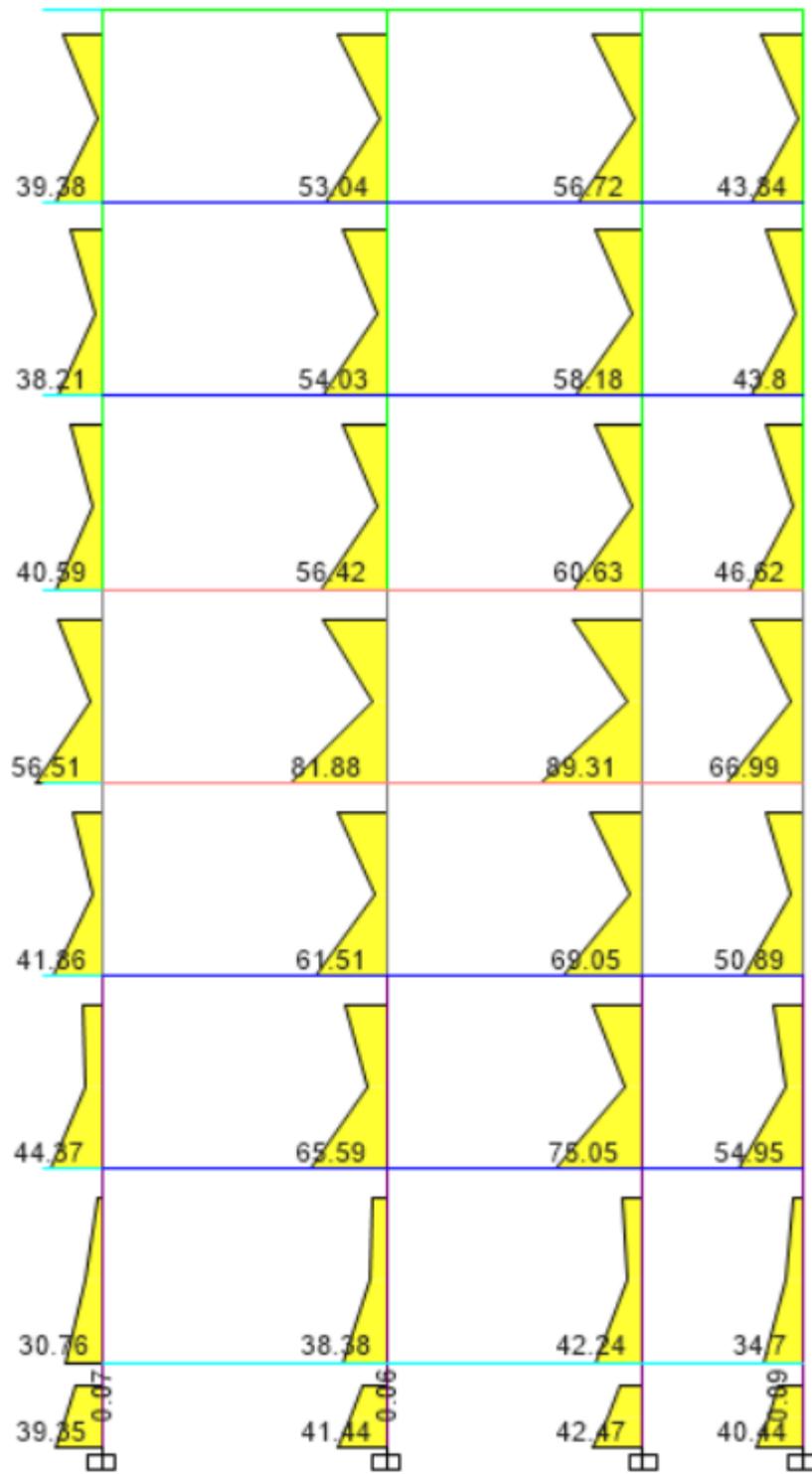


Figura 5.6. Diagrama de momentos flectores del pórtico del eje D del edificio del segundo caso sometido a la fuerza sísmica E_y . Unidades: kN-m.

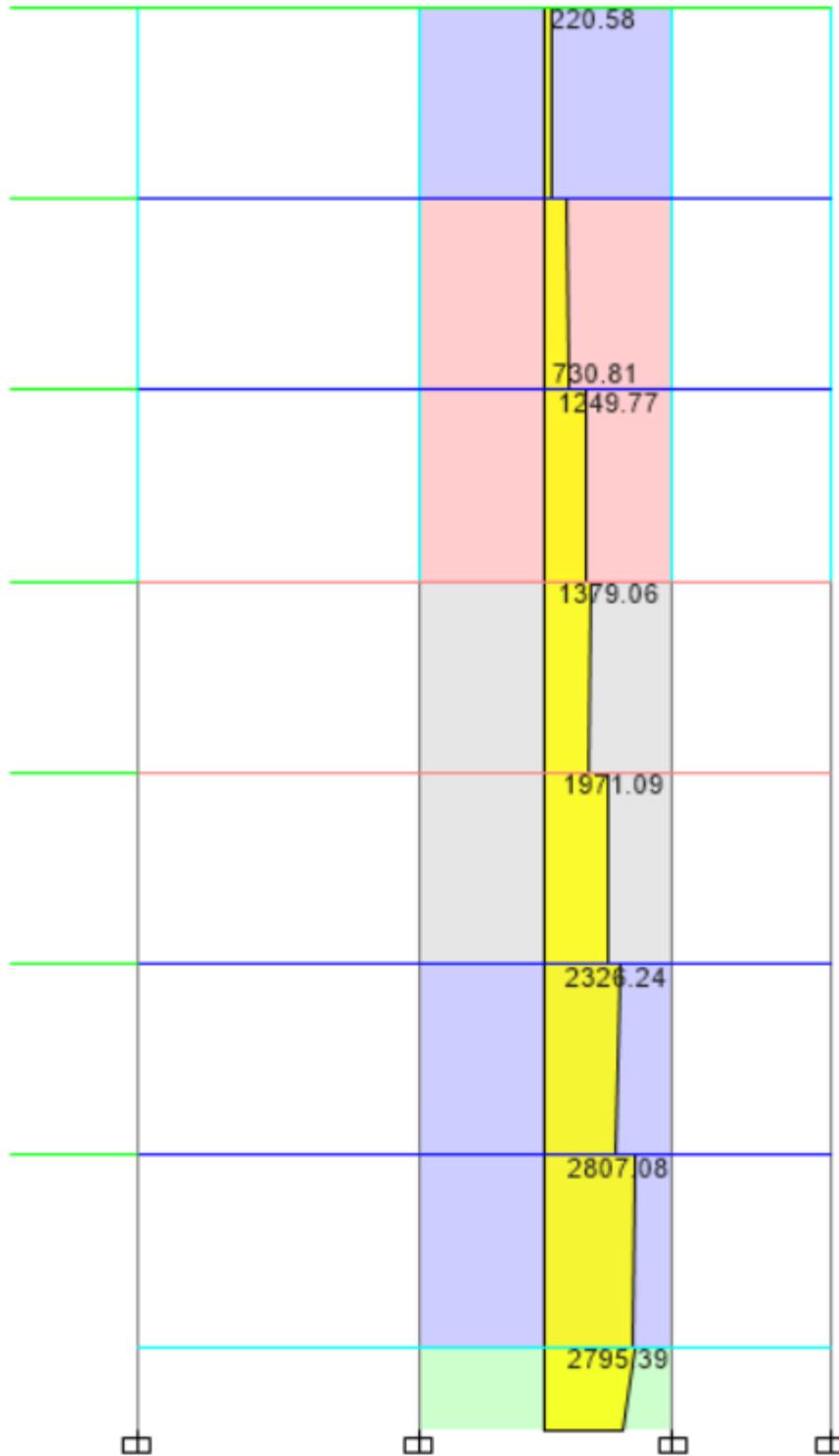


Figura 5.7. Diagrama de fuerzas cortantes del muro del eje C del edificio del segundo caso sometido a la fuerza sísmica E_y . Unidades: kN.

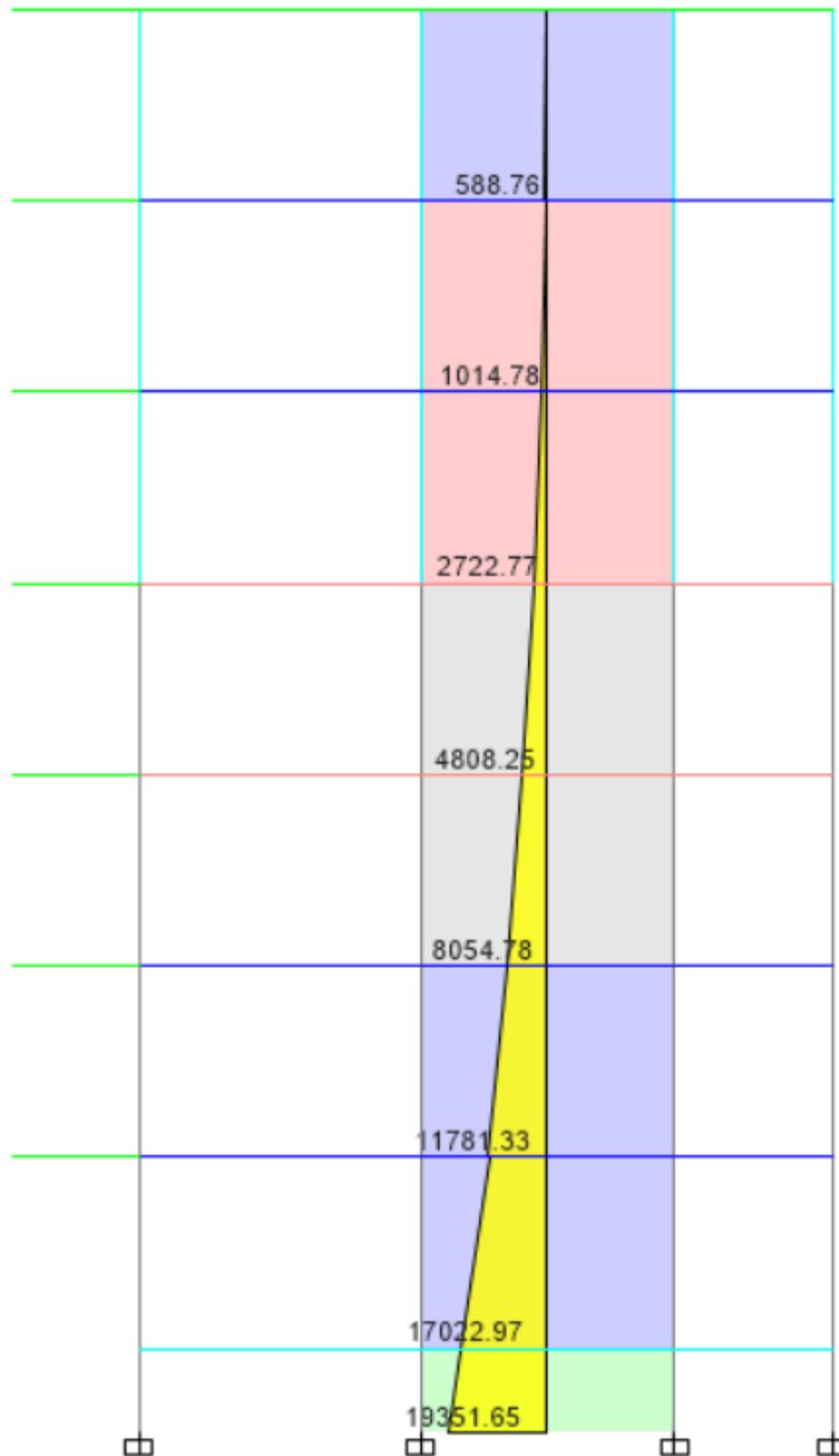


Figura 5.8. Diagrama de momentos flectores del muro del eje C del edificio del segundo caso sometido a la fuerza sísmica E_y . Unidades: kN-m.

5.2. Aspecto económico

El uso de muros y el redimensionamiento de vigas y columnas tuvieron un resultado positivo en los costos, es decir, hubo una disminución. Desde Tabla 5.2 a la Tabla 5.4 se resumen los costos por tipo de elemento y los costos totales de los dos sistemas estructurales. Cabe resaltar que este análisis solo está tomando en cuenta el costo unitario por material; se están obviando costos como el de la mano de obra y otros materiales o herramientas complementarias.

Se puede notar en la Tabla 5.4 que los costos se redujeron aproximadamente en un 13%, es decir, hubo un ahorro de 25,133.56 dólares. Este ahorro se lo puede presentar de otra manera: el costo por metro cuadrado del primer caso fue de \$84.30, mientras que el del segundo caso fue de \$73.23.

Tabla 5.2. Comparación de los costos del hormigón.

	1er caso	2do caso
Columnas	\$35,920.75	\$12,234.05
Vigas	\$38,613.56	\$29,908.65
Muros	-	\$27,488.66
Total	\$74,534.31	\$69,631.37

Tabla 5.3. Comparación de los costos del acero de refuerzo.

	1er caso	2do caso
Columnas	\$69,061.28	\$22,203.38
Vigas	\$47,797.38	\$27,181.71
Muros	-	\$47,242.96
Total	\$116,858.67	\$96,628.04

Tabla 5.4. Comparación de los costos totales de los sistemas estructurales.

J5	1er caso	2do caso
Hormigón	\$74,534.31	\$69,631.37
Acero	\$116,858.67	\$96,628.04
Total	\$191,392.97	\$166,259.41

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

A partir de los resultados obtenidos por los análisis y diseños del edificio con pórticos especiales resistentes a momento y del edificio con un sistema combinado de muros especiales y pórticos especiales resistentes a momento se puede verificar que el segundo caso resultó en un sistema estructural con períodos fundamentales de vibración más cortos y con menores desplazamientos laterales y derivas de entrepiso debido a las fuerzas inducidas por el sismo de diseño. Esto confirma que la adición de muros de corte al edificio tiene una gran ventaja ya que controla ampliamente su rigidez.

Una vez realizada la comparación de costos de materiales en ambos casos, se puede confirmar que otra ventaja es la reducción de costos. Los muros, al ser elementos muy rígidos, toman una mayor fracción de las cargas sísmicas, las cuales son las que generalmente gobiernan en el diseño en zonas de alto peligro sísmico (como Guayaquil) en los pisos inferiores de edificios de mediana altura. Esto genera que los demás elementos no estén tan demandados y, por consiguiente, resultan en elementos menos robustos y menos reforzados.

La disposición de los muros de cortante es muy importante para lograr el diseño más económico y eficiente estructuralmente, sin embargo, generalmente existen restricciones arquitectónicas que no permiten lograr esos objetivos. Esto representa una desventaja del segundo caso con respecto al primero y conlleva a que exista una mayor armonía y una mejor planificación en la fase de diseño entre ingenieros civiles y arquitectos.

Con lo antes expuesto no se está intentando convencer de que un edificio solo con pórticos especiales resistentes a momento no es seguro porque de lo contrario no se lo recomendaría en ninguna parte del mundo. Sin embargo, lo que se afirma es que la mejor opción es seleccionar un sistema que combine muros y pórticos en zonas como Guayaquil, ya que se trata de un sitio de alto

peligro sísmico y con suelos blandos, los cuales son susceptibles a tener desplazamientos importantes durante un evento sísmico. El uso de estos elementos muy rígidos puede ayudar a controlar daños al hacer a la estructura menos flexible y, como se afirma en esta investigación, se pueden obtener beneficios económicos si se logra la mejor distribución de muros.

6.2. Recomendaciones

Es necesario realizar investigaciones de las inercias agrietadas en vigas, columnas y muros que sean aplicables para Guayaquil ya que en este estudio se tomaron en cuenta las de NEC-2015, las cuales son las mismas que la norma americana ASCE 7-10.

En este trabajo no se han considerado costos importantes como el de la cimentación y de la fase constructiva, solo el de los materiales de la superestructura; por tal motivo, se plantea que en investigaciones futuras se realice la comparación económica tomando en cuenta los aspectos sugeridos partiendo de lo realizado en esta investigación.

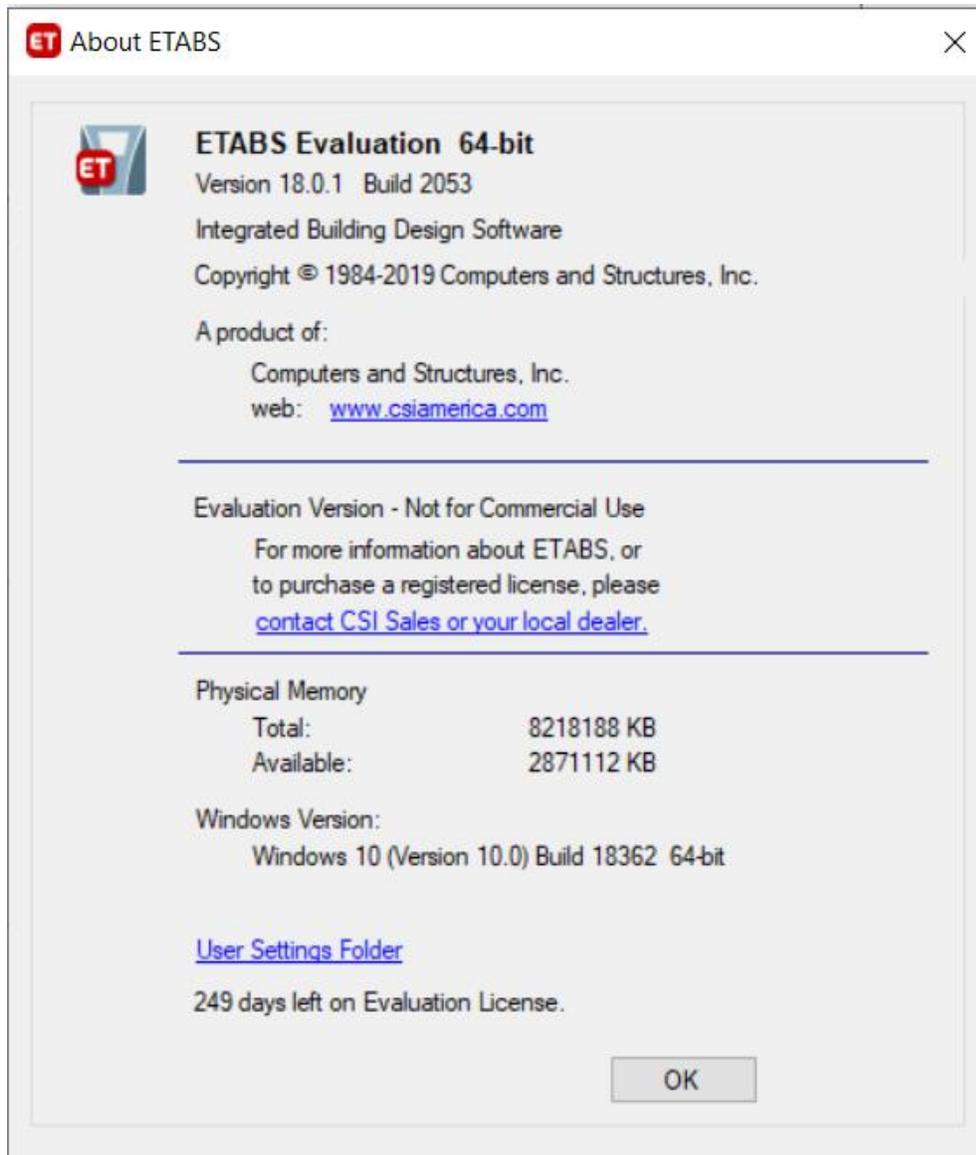
Por último, se recomienda realizar análisis y diseño tomando en cuenta la incidencia de las escaleras sobre la rigidez y la torsión en planta del edificio o, sería interesante una propuesta estructural de una escalera aislada que no afecte el comportamiento de las edificaciones.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI Committee 318. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete*. American Concrete Institute.
- ASCE/SEI 7-10 Committee. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers.
- Comité ACI 318. (2015). *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-14) y comentario (ACI 318SR-14): (Versión en español y en sistema métrico SI)*.
- Cornejo, D. P. (Enero de 2017). *Soft story, a common flaw in the earthquake of Pedernales*. Obtenido de Research Gate: https://www.researchgate.net/publication/316940170_SOFTSTORY_A_COMMON_FLAW_IN_THE_EARTHQUAKE_IN_PEDERNALESS
- Faison, H., Comartin, C., & Elwood, K. (s.f.). *Housing Report: Reinforced Concrete Moment Frame Building without Seismic Details*. Obtenido de World Housing Encyclopedia: http://db.world-housing.net/pdf_view/111/
- Insucons. (Febrero de 2020). *APU (Acero de refuerzo $f_y=4200\text{kg/cm}^2$, 14-32mm (con alambre galv. No.18))*. Obtenido de <https://www.insucons.com/ec/analisis-precio-unitario>
- McCormac, J., & Brown, R. (2016). *Design of reinforced concrete*. Hoboken: Wiley.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (Diciembre de 2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC SE-CG*. Obtenido de Página Web del Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS*. Obtenido de Página Web del Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Moehle, J. P. (2015). *Seismic design of reinforced concrete buildings*. New York: McGraw-Hill Education.
- Moehle, J., Ghodsi, T., Hooper, J., Fields, D., & Gedhada, R. (2012). *Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams*. Obtenido de <https://curee.org/projects/nehpr-jv/publications/nistgcr11-917-11REV1.pdf>
- Paulay, & Priestley. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. Wiley.
- Reza, M. (Febrero de 2012). *Seismic Behavior and Retrofit of Infilled Frames*. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/221926353_Seismic_Behavior_and_Retrofit_of_Infilled_Frames
- Wight, J. (2016). *Reinforced concrete: mechanics and design*. Hoboken: Pearson.
- Wilson, Der Kiureghian, & Bayo. (1981). A Replacement for the SRSS Method in Seismic Analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.

ANEXOS



Anexo 1. Licencia del programa ETABS 18.0.1 conferida por CSI CARIBE.

Datos del Cliente		PROFORMA CLIENTE SA - 19002635
SOC.AGRICOLA E INDUSTRIAL SAN CARLOS S.A GRAL.ELIZALDE 114 Y PICHINCHA R.U.C.: 0990026440001 Código: 42997 Ciudad: GUAYAQUIL Telef: 593 - 042729162		
Dirección de Entrega		Datos de Venta Página 1 de 1
SOC.AGRI.SAN CARLOS(SOC.AGRI.SAN CARLOS) GRAL.ELIZALDE 114 Y PICHINCHA Ciudad: GUAYAQUIL Código: 120518 Telef: 593 - 042729162		Lugar y fecha emisión: GUAYAQUIL, 21 de Noviembre de 2019 16:07:12 Proforma : Transportista: Bodega de Despacho: Bodega Producto Terminado Dura Vendedor: Agente HHG6 - Bella Quinde Condición de Pago: Contado Vencimiento: 22/11/19

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	U.M.	PESO	U.M.	PRECIO	SUBTOTAL
				EQUIV.	PESO	UNITARIO	
K251--	HORMIGON350kg/cm2 Standard-28 10cms REV	14,00	M3		LB	112,7000	1.577,80
HS000006	SOBREACARREO	14,00	UN		LB	20,1900	282,66

Observación:			
HONESA, HORMIGONES HEBQUILES S. A. _____ FIRMA AUTORIZADA		Recibí Conforme:	Subtotal: 1.860,46
		Firma y Sello	Descuento: -
		Nombre:	Valor Neto: 1.860,46
		CI:	Base 0%: -
			Base 12%: 1.860,46
			IVA 12%: 223,26
			Total: 2.083,72
			Original - Adquiriente

Anexo 2. Proforma de hormigón f'c=350 kg/cm² de empresa HONESA S.A.

DECLARACIÓN Y AUTORIZACIÓN

Yo, **Balda Fuentes, José Francisco**, con C.C: # **(092722085-5)** autor/a del trabajo de titulación: **Análisis comparativo estructural y económico entre dos sistemas estructurales en edificios de hormigón armado de mediana altura ubicados en zonas de alto peligro sísmico**, previo a la obtención del título de **Ingeniero Civil** en la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

1.- Declaro tener pleno conocimiento de la obligación que tienen las instituciones de educación superior, de conformidad con el Artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior, de entregar a la SENESCYT en formato digital una copia del referido trabajo de titulación para que sea integrado al Sistema Nacional de Información de Educación Superior del Ecuador para su difusión pública respetando los derechos de autor.

2.- Autorizo a la SENESCYT tener una copia del referido trabajo de titulación, con el propósito de generar un repositorio que democratice la información, respetando las políticas de propiedad intelectual vigentes.

Guayaquil, **28 de febrero de 2020**

f. _____

Nombre: **Balda Fuentes, José Francisco**

C.C: **092722085-5**

REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGÍA			
FICHA DE REGISTRO DE TESIS/TRABAJO DE TITULACIÓN			
TEMA Y SUBTEMA:	Análisis comparativo estructural y económico entre dos sistemas estructurales en edificios de hormigón armado de mediana altura ubicados en zonas de alto peligro sísmico.		
AUTOR(ES)	José Francisco Balda Fuentes		
REVISOR(ES)/TUTOR(ES)	Ing. Xavier Federico Casal Rodríguez, MSc.		
INSTITUCIÓN:	Universidad Católica de Santiago de Guayaquil		
FACULTAD:	Ingeniería		
CARRERA:	Ingeniería Civil		
TÍTULO OBTENIDO:	Ingeniero Civil		
FECHA DE PUBLICACIÓN:	28 de febrero de 2020	No. DE PÁGINAS:	(225 p.)
ÁREAS TEMÁTICAS:	Análisis estructural, Hormigón armado, Mecánica de materiales		
PALABRAS CLAVES/ KEYWORDS:	Muros, pórticos, superestructura, análisis, diseño, materiales, cantidades, costos, comparación.		
RESUMEN/ABSTRACT:	<p>En este trabajo se realizó una comparación estructural y económica de la superestructura de un edificio de hormigón armado de mediana altura con dos sistemas estructurales diferentes pero ambos resistentes a cargas sísmicas, ubicado sobre un suelo tipo E en la ciudad de Guayaquil. Por un lado, el edificio con pórticos resistentes a momento, y por otro, el edificio con una combinación de muros especiales y pórticos especiales resistentes a momento. Se realizaron análisis estructurales únicamente en el rango elástico de los materiales por medio del programa ETABS (Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems). Los diseños de los elementos de hormigón armado se ejecutaron tomando en consideración el código norteamericano ACI 318-14 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción del año 2015 (NEC-15).</p> <p>Se obtuvieron cantidades y costos de los materiales a partir de los diseños realizados y, con esta información más lo obtenido en el análisis estructural, se realizó una comparación para concluir con el sistema estructural más idóneo en esta investigación.</p>		
ADJUNTO PDF:	<input checked="" type="checkbox"/> SI	<input type="checkbox"/> NO	
CONTACTO CON AUTOR/ES:	Teléfonos: +593-42856511 +593-994608871	E-mail: josefranciscobalda9@hotmail.com	
CONTACTO CON LA INSTITUCIÓN (COORDINADOR DEL PROCESO UTE):	Nombre: Glas Cevallos, Clara		
	Teléfono: +593-42206956		
	E-mail: clara.glas@cu.ucsg.edu.ec		
SECCIÓN PARA USO DE BIBLIOTECA			
Nº. DE REGISTRO (en base a datos):			
Nº. DE CLASIFICACIÓN:			
DIRECCIÓN URL (tesis en la web):			