

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

Evaluación Estructural de un Edificio Existente de 8 plantas

Rodrigo Ricardo Ayala Ortiz

Ingeniería Civil

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

Quito, 7 de diciembre de 2023

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

HOJA DE CALIFICACIÓN DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA

Evaluación Estructural de un Edificio Existente de 8 Plantas

Rodrigo Ricardo Ayala Ortiz

Nombre del profesor, Título académico

Adrián Tola, Ph.D. en Ingeniería Civil

Quito, 1 de diciembre de 2023

© DERECHOS DE AUTOR

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

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

Nombres y apellidos: Rodrigo Ricardo Ayala Ortiz

Código: 00211361

Cédula de identidad: 1725540189

Lugar y fecha: Quito, 7 de diciembre de 2023

ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN

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

UNPUBLISHED DOCUMENT

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

RESUMEN

En el siguiente proyecto se lleva a cabo la evaluación estructural de un edificio de 8 plantas con el objetivo de evaluar el estado y capacidad de carga de los elementos que lo componen. Esto se llevó a cabo gracias a la observación y estudio de los planos estructurales de esta edificación, el cual sirvió de base para modelar la obra en un software especializado en el análisis estructural. Sumado a esto, se realizaron visitas al edificio para hacer inspecciones visuales y ver más de cerca el tipo de columnas y viga que sostienen esta obra de gran tamaño, sobre todo en los pisos subterráneos donde son visibles pese a tener la losa fundida. Mediante guías y normas de construcción, se pudieron estimar cargas comunes para este tipo de edificios y concluir que esta estructura hecha principalmente de acero es segura y habitable para sus residentes.

Palabras clave: Capacidad de carga, ETABS, Cortante basal, Acero estructural, Simulación de cargas, Normas de construcción

ABSTRACT

In the following project, the structural evaluation of an 8-story building is carried out with the objective of evaluating the condition and load capacity of the elements that compose it. This was carried out thanks to the observation and study of the structural plans of this building, which served as the basis for modeling the work in software specialized in structural analysis. In addition to this, visits were made to the building to make visual inspections and take a closer look at the type of columns and beam that support this large work, especially in the underground floors where they are visible despite having the slab cast. Using construction guides and standards, it was possible to estimate common loads for this type of building and conclude that this structure made mainly of steel is safe and habitable for its residents.

Keywords: Load capacity, ETABS, Base shear, Structural steel, Load simulation, Construction standards

TABLA DE CONTENIDO

Contenido

Introducción	11
Desarrollo del Tema.....	12
Colocación de muros subterráneos.	15
Unión entre vigas y muros de ascensores y gradas.....	16
Losas en una dirección.....	17
Criterio de carga.....	18
Relación demanda – capacidad o <i>demand – capacity ratio</i> (DCR).....	20
Cortante basal (V).....	46
Cortante distribuida por pisos	58
Derivas por piso	63
Relación demanda – capacidad de muros estructurales	70
Conclusiones	74
Referencias bibliográficas.....	75
ANEXO A: fotos tomadas en el edificio	76
ANEXO B: CAPTURAS DE PANTALLA DEL MODELO EN ETABS.....	78
ANEXO C: TABLAS Y GRÁFICOS USADOS DE LOS DOCUMENTOS para determinar cargas vivas.....	82
ANEXO D: INFORMACIÓN DE ELEMENTOS MODELADOS EN ETABS y usados para el cálculo del dcr.....	85
ANEXO E: TABLAS Y GRÁFICOS DE LA CEC 2000 PARA EL CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL	99
ANEXO F: TABLAS Y GRÁFICOS DE LA NEC 2015 PARA EL CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL Y ESPECTRO DE ACELERACIÓN.....	104
ANEXO G: CÁLCULOS DEL PESO W USADO PARA LOS CORTANTES DEL EDIFICIO	111
Anexo H: Información de los planos para análisis de capacidad cortante de muros estructurales	114

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Cargas vivas en el edificio.....	19
Tabla 2: Carga muerta sin peso propio	20
Tabla 3: Parámetros geométricos de las vigas analizadas	21
Tabla 4: Clasificación de vigas en compacta, no compacta y esbelta según la AISC 360-16.....	22
Tabla 5: Constantes que determinan la compactibilidad para vigas	22
Tabla 6: Cálculos de compactibilidad y esbeltez.....	22
Tabla 7: Cálculos de carga viva y muerta por metro lineal para vigas según su piso	23
Tabla 8: Cálculo de carga lineal última y momento último para las vigas	24
Tabla 9: Cálculo para determinar el pandeo lateral torsional en vigas	25
Tabla 10: Cálculo de la relación demanda-capacidad para vigas diseñadas a flexión.....	25
Tabla 11: Parámetros geométricos de la columna hueca analizada.....	27
Tabla 12: Clasificación de esbeltez de columnas tubulares huecas según la AISC 360-16	27
Tabla 13: Cálculo de esbeltez de las columnas tubulares analizadas	28
Tabla 14: Cálculo de capacidad a compresión de columnas no esbeltas según la AISC 360-16 .	32
Tabla 15: Cálculo del momento nominal de las columnas analizadas.....	33
Tabla 16: Cálculo del DCR a compresión en las columnas tubulares analizadas	34
Tabla 17: Cálculo del DCR a momento en las columnas tubulares analizadas	35
Tabla 18: Clasificación de columnas tubulares compuestas según la AISC 360-16	36
Tabla 19: Clasificación de compactibilidad y esbeltez de las columnas tubulares compuestas según la AISC 360-16.....	37
Tabla 20: Distintas áreas de componentes de las columnas tubulares rellenas	41
Tabla 21: Cálculo de la fuerza P_p para las columnas rellenas analizadas según la AISC 360-16	41
Tabla 22: Cálculo del coeficiente C_3 e inercia I_{sr} de las columnas	43
Tabla 23: Cálculo de rigidez efectiva de columnas analizadas.....	44
Tabla 24: Cálculo de capacidad nominal a carga axial de columnas combinadas rellenas	45
Tabla 25: Relación demanda - capacidad de columnas combinadas rellenas.....	45
Tabla 26: Factores para determinar el cortante basal según el método de la CEC 2000	47
Tabla 27: Factores para determinar el cortante basal según el método de la NEC 2015.....	50
Tabla 28: Factores para determinar el espectro sísmico según el método de la NEC 2015	53
Tabla 29: Diferencia porcentual entre peso por piso obtenido en ETABS y el calculado a mano	56
Tabla 30: Cálculo de distribución lateral de fuerzas sísmicas laterales según la NEC.....	60
Tabla 31: Diferencia porcentual entre fuerza cortante por piso calculada a mano y determinada por ETABS.....	62
Tabla 32: Derivas elásticas e inelásticas en X	67
Tabla 33: Derivas elásticas e inelásticas en Y	69
Tabla 34: Cálculo de la capacidad a cortante de los muros	72
Tabla 35: Relación demanda-capacidad de los muros estructurales.....	73

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Perfiles de vigas y viguetas tipo "I"	12
Figura 2: Tipos de vigas según sus secciones y cuadro de vigas.....	13
Figura 3: Vista en planta de uno de los pisos subterráneos	13
Figura 4: Vista en planta de uno de los pisos residenciales.....	14
Figura 5: Notas generales de los planos del edificio.....	14
Figura 6: Vista lateral de los muros subterráneos con los apoyos de las vigas apoyadas.....	16
Figura 7: Apoyo aplicado a las vigas conectadas al muro	16
Figura 8: Vista en planta de los muros en forma C para el ascensor y las escaleras	17
Figura 9: Vista en planta de los muros internos modelados en ETABS	17
Figura 10: Vista en planta con las losas unidireccionales.....	18
Figura 11: Análisis de compactibilidad y esbeltez del patín de una viga I según la AISC 360-16	21
Figura 12: Análisis de compactibilidad y esbeltez del alma de una viga I según la AISC 360-16	21
Figura 13: Análisis de esbeltez de una columna tubular cuadrada según la AISC 360-16	27
Figura 14: Método de análisis para columnas no esbeltas según la AISC 360-16	29
Figura 15: Método de análisis para columnas esbeltas según la AISC 360-16	30
Figura 16: Factor K para la longitud efectiva de elementos sometidos a compresión	31
Figura 17: Análisis de compactibilidad y esbeltez de una columna tubular compuesta según la AISC 360-16	36
Figura 18: Método para calcular la capacidad axial de una columna rellena según la AISC 360-16.....	38
Figura 19: Fórmula para la resistencia a compresión de cualquier columna compuesta según la AISC 360-16	39
Figura 20: Sección transversal de las columnas rellenas analizadas	40
Figura 21: Planilla de hierros de refuerzo en columnas tubulares rellenas analizadas	40
Figura 22: Sección transversal para columnas de 30x30	42
Figura 23: Varillado de columnas.....	42
Figura 24: Procedimiento de cortante basal de diseño según la CEC 2000.....	47
Figura 25: Espectro sísmico elástico de aceleraciones para el sismo de diseño según la CEC 2000	48
Figura 26: Espectro sísmico de aceleraciones de la CEC 2000 graficado en Excel	49
Figura 27: Procedimiento de cortante basal de diseño según la NEC 2015	50
Figura 28: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño según la NEC 2015.....	51
Figura 29: Relaciones de masa con distintos modos de vibración obtenidos en ETABS.....	52
Figura 30: Espectro de aceleración para Quito según la NEC 2015.....	54
Figura 31: Comparación de espectros de aceleración de NEC 2015 vs CEC 2000.....	55
Figura 32: Masa de cada piso del edificio determinada por ETABS.....	56
Figura 33: Método para cálculo de distribución vertical de fuerza lateral según la NEC 2015 ...	59
Figura 34: Cargas laterales sísmicas en X y en Y mediante coeficiente basal	61
Figura 35: Características del coeficiente basal.....	61

Figura 36: Fuerza cortante distribuida en cada piso según ETABS	62
Figura 37: Límite de deriva inelástica según la NEC 2015	63
Figura 38: Factores de reducción de inercia según la ACI 318	64
Figura 39: Modificación de la inercia de los muros en ETABS	65
Figura 40: Edificio con carga lateral en X y ventana de desplazamiento lateral	66
Figura 41: Derivas en X en porcentaje según el piso.....	67
Figura 42: Edificio con carga lateral en Y y ventana de desplazamiento lateral	68
Figura 43: Derivas inelásticas en Y en porcentaje según el piso.....	69
Figura 44: Clasificación de muros según su espesor vista en planta	70
Figura 45: Capacidad a cortante de un muro estructural según la ACI 318-19	71

INTRODUCCIÓN

Si bien el nombre del proyecto es bastante explicativo, es importante detallar un poco sobre qué se realiza en este trabajo. Al tener los planos estructurales de un edificio en la ciudad de Quito, por lo que es posible observarlo en primera persona, es posible modelarlo en un software especializado en análisis estructural como ETABS, donde se le pueden añadir sus cargas vivas, muertas y hasta laterales. Ya con el modelo terminado, se podrá determinar si las cargas impuestas no sobrepasan la capacidad de los elementos estructurales, mientras se analiza la geometría de estos últimos; cabe aclarar que las cargas y límites de diseño se obtuvieron de documentos oficiales como la Norma Ecuatoriana de Construcción, el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente y la *American Society of Civil Engineers*. Este tema fue seleccionado para el proyecto ya que mi tutor logró conseguir los planos estructurales del edificio al cual se mudó hace unos meses luego de hablar con la administración, y trabajar desde una estructura ya establecida parecía lo más sensato. Este proyecto se relaciona directamente con temas de ingeniería civil como relación demanda-capacidad, modelado de estructuras, cargas de diseño, secciones transversales o grados de libertad, los cuales no solo fueron estudiados en cursos como hormigón armado y análisis computacional, sino que son analizados al momento de diseñar o evaluar estructuras reales. Los principales elementos que se encontrarán en este documento son criterios de carga, el cálculo de relación demanda-capacidad, esbeltez de elementos estructurales, cálculo de cortante basal, entre otros temas que serán abordados mediante cálculos y redacciones explicativas de cómo y por qué este edificio es estructuralmente correcto según el criterio de un estudiante de último año de ingeniería civil.

DESARROLLO DEL TEMA

Análisis y observaciones del edificio en planos y reconocimiento de campo

Antes de analizar estructuralmente este edificio, es importante establecer sus características fundamentales que se observan de los planos. Esta edificación de uso residencial tiene una altura de 36.79m desde el subsuelo hasta el último piso de cubierta, la cual se divide en 4 pisos subterráneos de parqueadero, 8 pisos habitables con altura de 2.88m y 2 pisos de cubierta; mientras que los garajes tienen un área de 588.06m², los pisos residenciales miden 297.63m². El material de las vigas, cuyo perfil es “I”, y las columnas, cuyo perfil es de tipo tubo cuadrado, es acero A36; cabe recalcar que hay vigas y viguetas tanto de sección constante en toda su luz como algunas que tienen 2 o hasta 3 distinto perfiles unidos en toda su longitud. Sumado a esto, hay ciertos componentes hechos de hormigón con resistencia $f'c = 210\text{kgf/cm}^2$, los cuales son la losa de 10cm y los muros internos de 20cm y 24cm. A continuación, hay algunas ilustraciones sacadas directamente de los planos estructurales de la estructura analizada que ayudarán a entender todo lo anterior y un poco más de sus elementos.

Sección tipo	h mm	ta mm	b mm	tp mm
1	400	4	100	6
2	300	3	100	8
3	300	3	100	6
4	400	4	120	6
5	240	3	100	6
6	400	4	120	8
7	400	4	150	8
8	400	4	220	8
9	400	4	100	8
10	400	4	130	8
11	400	4	130	6

Figura 1: Perfiles de vigas y viguetas tipo "I"

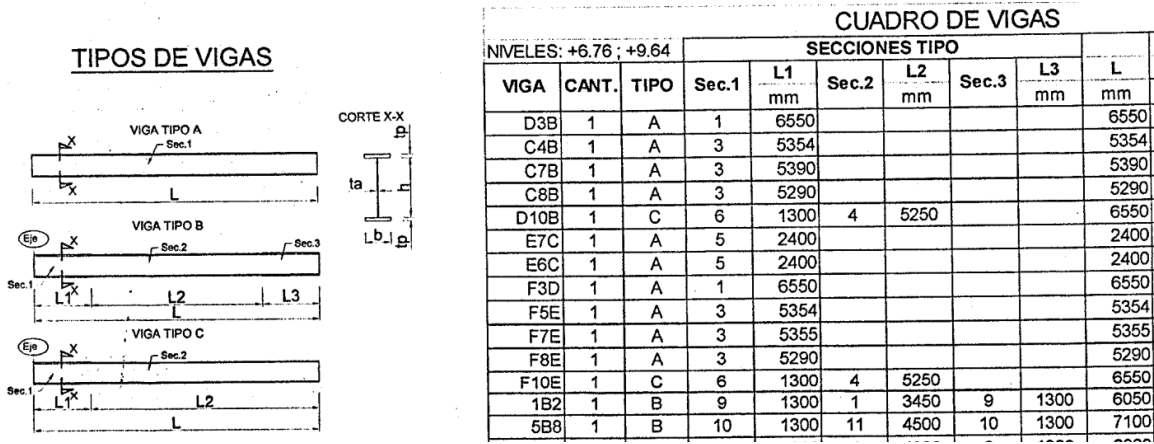


Figura 2: Tipos de vigas según sus secciones y cuadro de vigas

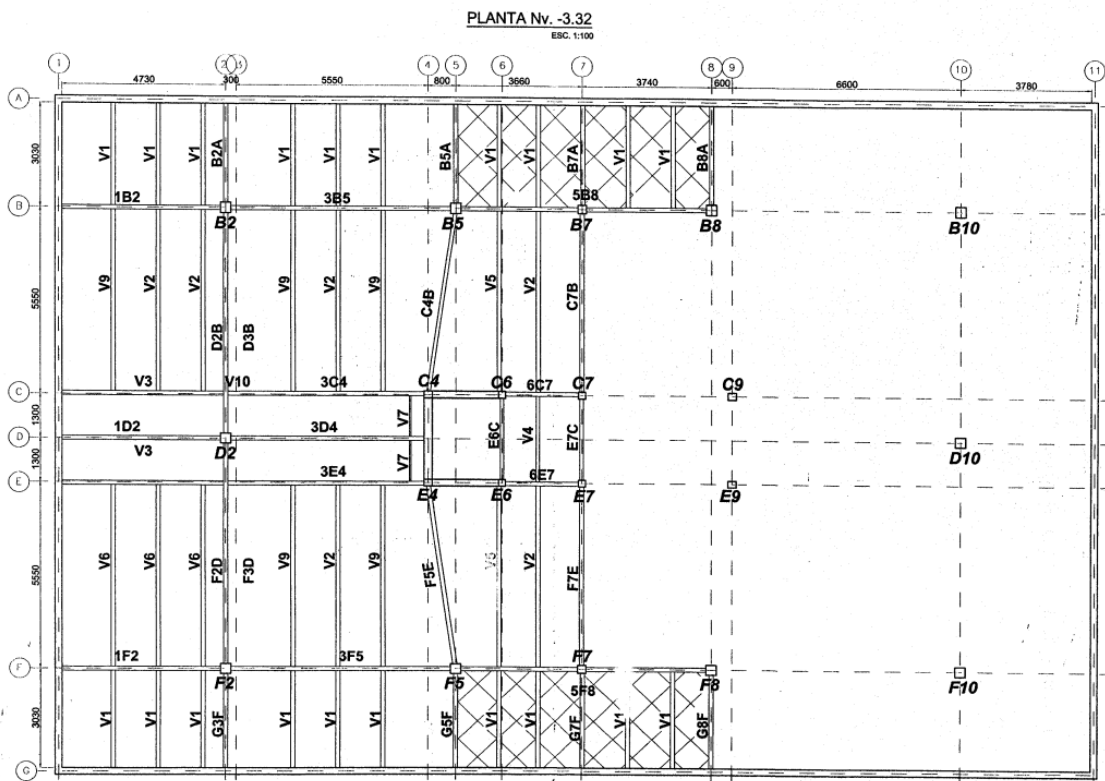


Figura 3: Vista en planta de uno de los pisos subterráneos

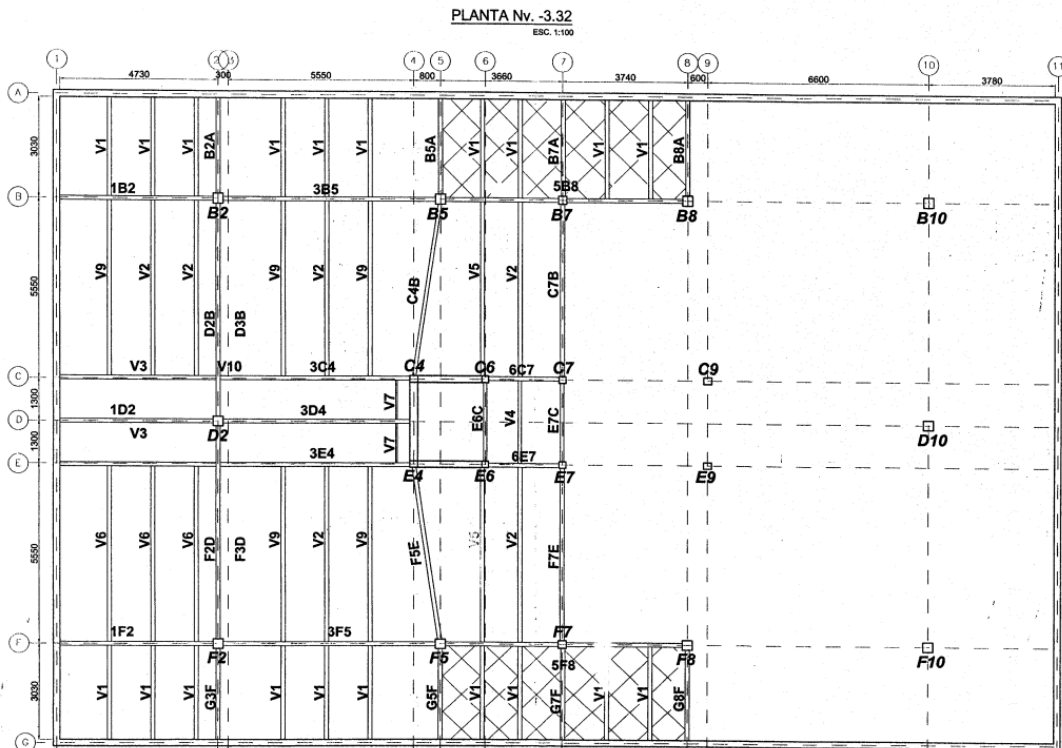


Figura 4: Vista en planta de uno de los pisos residenciales

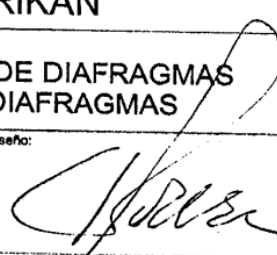
NOTAS			
<p>MATERIALES:</p> <ul style="list-style-type: none"> -Hormigón: $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ -Acero de refuerzo: Corrugado $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ -Hormigón de replatillo: $f_c=140 \text{ kg/cm}^2$ -Capacidad de suelos: Conforme a Estudio de Suelos y Recomendaciones -Acero estructural : ASTM A36 o similar. -Soldadura AWS E7018, AWS E6011 y AWS E6013. <p>Fabricación con proceso de soldadura GMAW ER70-S6. Montaje con proceso de soldadura SMAW E7018, E6013. Detalles de biselado y soldadura conforme AWS.</p> <p>NORMAS:</p> <ul style="list-style-type: none"> -Código Ecuatoriano de la Construcción. -American Institute of Steel Construction. -American Concrete Institute. -American Welding Society D1.1 			
<p>Proyecto: EDIFICIO SATORIKAN</p>			
Ing. José G. Larrea A. Ing. Luis F. Larrea A. Ingeniería en Acero		Contiene: CIMIENTO DE DIAFRAGMAS MUROS Y DIAFRAGMAS	
El Propietario: _____ C.I.		Cálculo y Diseño:  Ing. José G. Larrea A. LP 17 - 3545	
Fecha: MARZO/2007	Dibujo: MG	Escala: INDICADAS	Dimensiones: MILÍMETROS
			Lámina: E2/12

Figura 5: Notas generales de los planos del edificio

Suposiciones y notas para el modelado del edificio

A falta de información y por medio de deducción se decidieron hacer ciertas suposiciones en cuanto a algunos elementos en el modelado y análisis de este edificio. Lo que se asumió fue:

- En el nivel PLANTA Nv. 1.00 se observan columnas que toman lugar entre el eje 2 y 3. Para facilitar el modelado en el software y viendo que todas las columnas de los pisos superiores ocupan el eje 3 en lugar del 2, todas las columnas que estén ubicadas en el eje 2 o estén entre ambos ejes pasarán a estar en el eje 3.
- Hay vigas como V7 en el nivel 1.00 o la V6 en los niveles del 3.88 para arriba. Ya que en la tabla de secciones de vigas no hay información sobre su tipo de perfil y se ven más delgadas que cualquier otra viga, se las asume como tuberías y no se las considera para el modelado en el software.
- En el modelo en ETABS las vigas actúan sin arriostramiento y las losas actúan unidireccionalmente

Inconvenientes y dudas durante el modelado del edificio

Colocación de muros subterráneos.

Ya que los planos estructurales no especificaron el espesor de estos elementos, se optó por usar muros subterráneos de 15cm, ya que es la medida más común para estos casos. Si bien en un principio se los modeló con sus respectivas separaciones entre ejes y su peso típico de hormigón, posteriormente se concluyó que no era necesario hacer esto y que solo bastaba con especificar el apoyo restrictivo en los extremos de las vigas que conectaran a los muros; la razón detrás de esta decisión es que el peso de los muros no afectará al cálculo del peso total que se usa en las ecuaciones del cortante, pues solo se debe considerar las cargas sobre el nivel del suelo. En el modelo de ETABS se dejó el muro solo para tener una ilustración gráfica y en los extremos de

las vigas que conectaban con el muro se restringieron las traslaciones en los ejes X, Y y Z. Ya que las bases de los muros también cuentan con esta clase de restricción en sus apoyos.

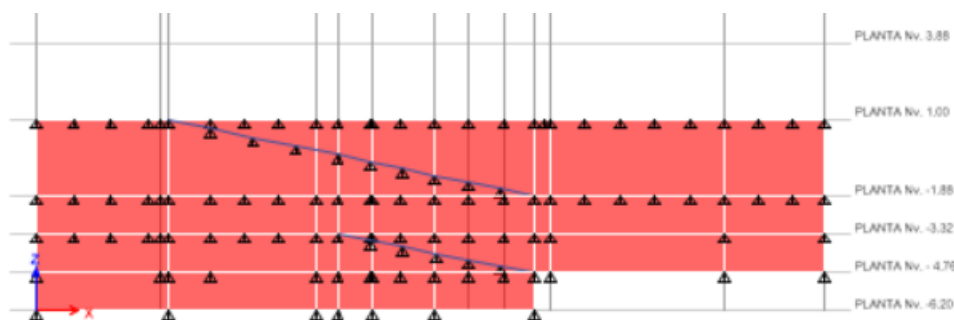


Figura 6: Vista lateral de los muros subterráneos con los apoyos de las vigas apoyadas

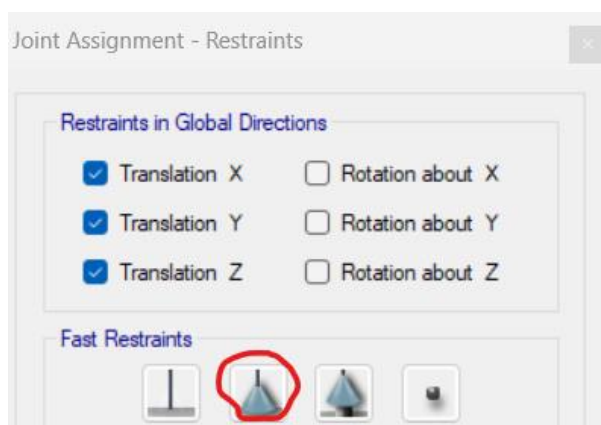


Figura 7: Apoyo aplicado a las vigas conectadas al muro

Unión entre vigas y muros de ascensores y gradas.

Esta fue una de las dudas que más se prolongaron durante el proceso de modelado, hasta que pudo aclararse con otra visita a los parqueaderos del edificio. Para modelar cualquier tipo de losa, muro o rampa en el software ETABS primero se dibujan sus extremos con una herramienta llamada *Frame* (Marco) para que así sea más fácil dibujar estos elementos según sus dimensiones. Luego de dibujar los muros estructurales para los muros internos que rodean el ascensor y las escaleras de emergencia, surgieron dudas sobre qué secciones transversales asignarles a los marcos horizontales que los rodeaban, pues los verticales eran columnas con dimensiones especificadas en los planos. En una visita al subsuelo del edificio, se observó que

los muros eran de forma C, con una viga uniendo los 2 extremos sueltos entre las columnas de apoyo para los muros. Ya que esta viga, al igual que las demás, tenía su sección transversal definida, y desde una perspectiva estructural un muro no debería tener vigas dentro de este, se optó por eliminar los marcos donde estuvieran los muros y en los planos estuvieran dibujados únicamente como estos; retomando este último punto, si una viga está dentro de un muro entonces no podría trabajar correctamente, pues la viga lo mantendría muy restringido y no podría trabajar a flexión.

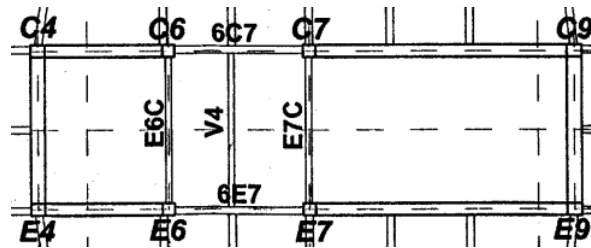


Figura 8: Vista en planta de los muros en forma C para el ascensor y las escaleras

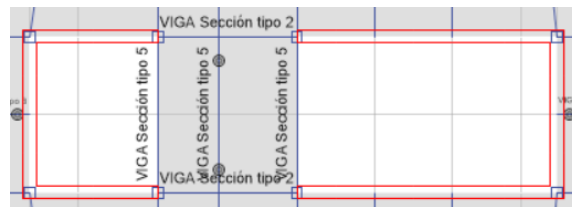


Figura 9: Vista en planta de los muros internos modelados en ETABS

Losas en una dirección.

Originalmente se tenían las losas trabajando en 2 direcciones para todos los pisos. Sin embargo, al observar que las losas fueron dibujadas y divididas según las intersecciones y divisiones entre vigas, el tipo de losa se cambió de bidireccional a unidireccional. Y.

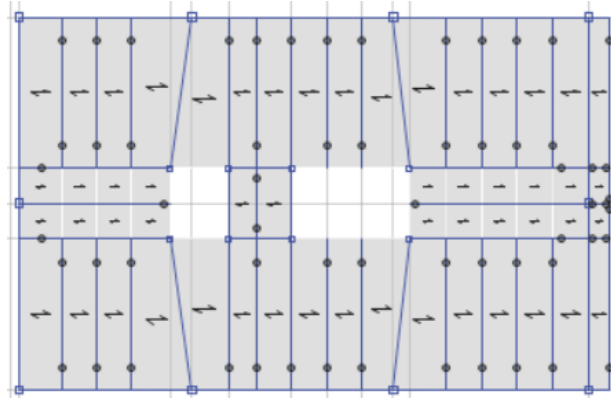


Figura 10: Vista en planta con las losas unidireccionales

Cálculos estructurales del edificio

Mediante la observación de los planos estructurales, cálculos manuales y resultados obtenidos mediante herramientas del software ETABS, se podrán analizar características estructurales del edificio, tanto de sus elementos separados como de toda la edificación como si fuera un todo. En resumen, se calculará la relación demanda – capacidad de ciertos elementos estructurales y las reacciones frente a una carga lateral, incluyendo cortante basal y derivas. En algunos cálculos en las páginas siguientes se podrá observar que la estructura se divide en 3 tipos de pisos para el análisis individual de elementos estructurales, los cuales son: garaje o subterráneo, residencial y cubierta.

Criterio de carga.

Cargas vivas.

Para establecer las cargas vivas se usará como fuente 3 documentos oficiales para la estimación de cargas: la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR), y un documento de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) llamado *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*.

Luego de revisar 3 fuentes con distintos datos sobre un valor estimado de la carga viva, las cuales pueden revisarse en los anexos C.1, 2 y 3, se llegó a la conclusión de que los valores para estas cargas en los 3 tipos de pisos son los siguientes:

Tabla 1: Cargas vivas en el edificio

Tipo de piso	Carga (kgff/m ²)
Residencial	200
Garaje	250
Cubierta	70

Cargas muertas.

Además de incluir el peso propio de cada viga y la losa, otros componentes de la carga muerta para tener en consideración son:

- Paredes: esta carga estará presente únicamente en pisos residenciales, pues no es necesario ni útil colocar paredes en una cubierta o en los parqueaderos. Luego de consultar con diferentes proveedores sobre una la carga que aplica una pared hecha de bloques de concreto y gypsum, se concluyó que su peso por metro cuadrado sería de 130kgff/m².
- Recubrimiento: el material usado en este rubro será una baldosa de cerámica, y según la NEC su peso con mortero de cemento por cada cm es de 20kgff/m², como se puede observar en el anexo C.4 Sin embargo, se considerará un espesor de 2cm, por lo que este valor se eleva a 40kgff/m².
- Losa: se trata de una losa maciza de hormigón armado de 10cm en todos los pisos.
- Estucado
- Instalaciones (eléctricas, agua potable y sanitarias)

- Tanto el estucado como las instalaciones cuentan con pesos por metro cuadrado que por lo general no tienen una cantidad definida en una norma o catálogo, por lo cual hay que asumir un valor aproximado y no tan elevado. En los pisos residenciales y en la cubierta se considerará la misma carga de estucado e instalaciones, mientras que para el garaje el estucado desaparece y las instalaciones aumentan su carga ya que están más presentes en las áreas subterráneas en forma de tuberías, transformadores, entre otros elementos.

Tabla 2: Carga muerta sin peso propio

Criterio	Carga (kgff/m ²)					
	Losa	Paredes	Recubrimiento	Estucado	Instalaciones	TOTAL
Residencial	240	130	40	10	15	435
Garaje	240	-	40	-	20	300
Cubierta	240	-	40	10	15	305

La carga muerta total, incluyendo el peso propio, se determinará más adelante.

Relación demanda – capacidad o *demand – capacity ratio* (DCR).

Algunos valores constantes para este análisis serán el punto de fluencia del acero $F_y = 2531 \text{ kgff/cm}^2$, el módulo de elasticidad $E = 2000000 \text{ kgff/cm}^2$ y el peso volumétrico del acero A36 es 7850 kgff/m^3 .

Análisis de vigas.

1. Primero se deben establecer las características del elemento a analizar: ubicación, dimensiones, características del material, área, ancho colaborante, radio de giro, etc.; esta información puede corroborarse en las capturas del modelo en ETABS en el Anexo D.

Tabla 3: Parámetros geométricos de las vigas analizadas

Tipo de viga	Parámetros									
	b_f [mm]	t_f [mm]	h [mm]	t_w [mm]	b [mm]	L [m]	$Anch_{Col}$ [m]	A [cm ²]	r_y [mm]	z [cm ³]
Residencial	140	8	400	4	70	5.55	1.32	38.4	30.9	617
Garaje	100	6	300	3	50	5.55	1.32	21	21.8	251.1
Cubierta	140	8	400	4	70	5.55	1.32	38.4	30.9	617

2. Luego se deben establecer 2 características esenciales de cada elemento: compatibilidad y esbeltez. Estas propiedades asociadas al perfil de cada elemento más adelante determinarán el cálculo de esfuerzos críticos para calcular la relación demanda – capacidad.

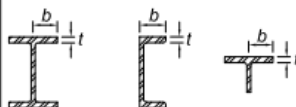
TABLE B4.1b Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Flexure					
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (compact/ noncompact)	λ_r (noncompact/ slender)	
10	Flanges of rolled I-shaped sections, channels, and tees	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Figura 11: Análisis de compatibilidad y esbeltez del patín de una viga I según la AISC 360-16

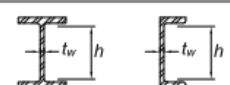
TABLE B4.1b (continued) Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Flexure					
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (compact/ noncompact)	λ_r (noncompact/ slender)	
15	Webs of doubly symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Figura 12: Análisis de compatibilidad y esbeltez del alma de una viga I según la AISC 360-16

Por medio de las Figuras 11 y 12 se pueden analizar estas características del perfil de la viga, pues esta es un elemento de compresión sometido a una flexión. Una viga de este edificio puede considerarse compacta, no compacta o esbelta según las siguientes condiciones:

Tabla 4: Clasificación de vigas en compacta, no compacta y esbelta según la AISC 360-16

Clasificación de vigas según pandeo local	Condiciones
Compacta	Los patines deben estar conectados continuamente al alma y la relación ancho – espesor no debe exceder el límite λ_p .
No compacta	La relación ancho – espesor de uno o más elementos es mayor que λ_p pero menor que λ_r .
Esbelta	La relación ancho – espesor es mayor que λ_r .

Tabla 5: Constantes que determinan la compactibilidad para vigas

Parámetro analizado	Limitante de la relación ancho – espesor
Patín de viga “I”	$0.38 \sqrt{E/F_y} = 0.38 \sqrt{2 \times 10^6 / 2531} = 10.68$ $1.0 \sqrt{E/F_y} = 1.0 \sqrt{2 \times 10^6 / 2531} = 28.11$
Alma de viga “I”	$3.76 \sqrt{E/F_y} = 3.76 \sqrt{2 \times 10^6 / 2531} = 105.69$ $5.70 \sqrt{E/F_y} = 5.70 \sqrt{2 \times 10^6 / 2531} = 160.23$

Tabla 6: Cálculos de compactibilidad y esbeltez

Elemento	Parámetro	Cálculo	Conclusión
	Patín	$\frac{b}{t_f} = 8.75 < 0.38 \sqrt{E/F_y}$	Compacto, No Esbelto

Viga residencial/de cubierta (mismo perfil)		$\frac{b}{t_f} = 8.75 < 1 \sqrt{E/F_y}$	
	Alma	$\frac{h}{t_w} = 100 < 3.76 \sqrt{E/F_y}$ $\frac{h}{t_w} = 100 < 5.70 \sqrt{E/F_y}$	Compacto, No Esbelto
Viga de garaje	Patín	$\frac{b}{t_f} = 8.33 < 0.38 \sqrt{E/F_y}$ $\frac{b}{t_f} = 8.33 < 1 \sqrt{E/F_y}$	Compacto, No Esbelto
	Alma	$\frac{h}{t_w} = 100 < 3.76 \sqrt{E/F_y}$ $\frac{h}{t_w} = 100 < 5.70 \sqrt{E/F_y}$	Compacto, No Esbelto

Se puede concluir que todas las vigas analizadas son compactas y no esbeltas.

3. Después se debe calcular el peso propio del elemento, la carga muerta y la carga viva totales aplicadas sobre este; el peso propio de vigas se obtiene mediante el área transversal y el peso del acero A36, mientras que la carga muerta total aplicada es la suma de este último más el producto entre la carga por el tipo de piso vista anteriormente y el ancho colaborante.

Tabla 7: Cálculos de carga viva y muerta por metro lineal para vigas según su piso

Tipo de viga	Cálculo carga muerta	Cálculo carga viva
Residencial	CM $= (435 \text{ kgf}/\text{m}^2 \times 1.32\text{m})$ $+ \left(\frac{0.00384\text{m}^2 \times 1\text{m} \times 7850 \text{ kgf}/\text{m}^3}{1\text{m}} \right)$ $= 604.34 \text{ kgf}/\text{m}$	$CV = 200 \text{ kgf}/\text{m}^2 \times 1.32\text{m}$ $= 264 \text{ kgf}/\text{m}$

Garaje	CM $= (300 \text{ kgf}/\text{m}^2 \times 1.32\text{m})$ $+ \left(\frac{0.0021\text{m}^2 \times 1\text{m} \times 7850 \text{ kgf}/\text{m}^3}{1\text{m}} \right)$ $= 412.485 \text{ kgf}/\text{m}$	$CV = 250 \text{ kgf}/\text{m}^2 \times 1.32\text{m}$ $= 330 \text{ kgf}/\text{m}$
Cubierta	CM $= (305 \text{ kgf}/\text{m}^2 \times 1.32\text{m})$ $+ \left(\frac{0.00384\text{m}^2 \times 1\text{m} \times 7850 \text{ kgf}/\text{m}^3}{1\text{m}} \right)$ $= 432.74 \text{ kgf}/\text{m}$	$CV = 70 \text{ kgf}/\text{m}^2 \times 1.32\text{m}$ $= 92.4 \text{ kgf}/\text{m}$

4. Lo siguiente es calcular la carga y momento últimos mediante la combinación de cargas entre la muerta (CM) y la viva (CV): $1.2CM + 1.6CV$; la carga viva por metro se obtiene con el producto entre la carga viva por área de cada piso y su ancho colaborante. En cuanto al momento último, se multiplica la carga lineal última por la longitud de la viga elevada al cuadrado y se divide para 8 al tratarse de un elemento simplemente apoyado.

Tabla 8: Cálculo de carga lineal última y momento último para las vigas

Tipo de viga	Cálculo de carga lineal último	Cálculo de momento último
Residencial	$W_u = 1.2 (604.34 \text{ kgf}/\text{m})$ $+ 1.6 (264 \text{ kgf}/\text{m})$ $= 1147.613 \text{ kgf}/\text{m}$	$M_u = \frac{1147.613 \text{ kgf}/\text{m} \times (5.55\text{m})^2}{8}$ $= 4418.668 \text{ kgf} \cdot \text{m}$
Garaje	$W_u = 1.2 (412.485 \text{ kgf}/\text{m})$ $+ 1.6 (330 \text{ kgf}/\text{m})$ $= 1022.982 \text{ kgf}/\text{m}$	$M_u = \frac{1022.982 \text{ kgf}/\text{m} \times (5.55\text{m})^2}{8}$ $= 3938.8 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

Cubierta	$W_u = 1.2 \left(432.74 \frac{kgf}{m} \right)$ $+ 1.6 \left(92.4 \frac{kgf}{m} \right)$ $= 667.133 \frac{kgf}{m}$	$M_u = \frac{667.133 \frac{kgf}{m} \times (5.55m)^2}{8}$ $= 2568.67 kgf \cdot m$
----------	---	--

5. Determinar si hay pandeo lateral torsional en las vigas, para lo cual se debe determinar si la distancia L_p es mayor a la distancia no arriostrada, que suele ser 30cm, para lo cual se usa la siguiente fórmula de la AISC:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E / F_y}$$

Tabla 9: Cálculo para determinar el pandeo lateral torsional en vigas

Tipo de viga	Cálculo L_p	¿Hay pandeo lateral torsional?
Residencial/De cubierta (mismo perfil)	$L_p = 1.76(3.09cm) \sqrt{\frac{2 \times 10^6 \frac{kgf}{cm^2}}{2531 \frac{kgf}{cm^2}}}$ $= 152.876cm > 30cm$	NO
Garaje	$L_p = 1.76(2.18cm) \sqrt{\frac{2 \times 10^6 \frac{kgf}{cm^2}}{2531 \frac{kgf}{cm^2}}}$ $= 107.854cm > 30cm$	NO

6. Calcular el momento nominal mediante su fórmula $M_n = z \times F_y$ y multiplicarlo por $\phi = 0.9$ para tener ambos momentos que determinen $DCR = \frac{M_u}{\phi M_n}$.

Tabla 10: Cálculo de la relación demanda-capacidad para vigas diseñadas a flexión

Tipo de viga	Cálculo ϕM_n	DCR
--------------	--------------------	-----

Residencial	$\phi M_n = 0.9 \times 0.000617m^3 \times 25310000 \text{ kgf}/m^2$ $= 14054.643 \text{ kgf} \cdot m$	DCR $= \frac{4418.668 \text{ kgf} \cdot m}{14054.643 \text{ kgf} \cdot m}$ $= 0.314$
Garaje	$\phi M_n = 0.9 \times 0.0002511m^3 \times 25310000 \text{ kgf}/m^2$ $= 5719.807 \text{ kgf} \cdot m$	DCR $= \frac{3938.8 \text{ kgf} \cdot m}{5719.807 \text{ kgf} \cdot m}$ $= 0.689$
Cubierta	$\phi M_n = 0.9 \times 0.000617m^3 \times 25310000 \text{ kgf}/m^2$ $= 14054.643 \text{ kgf} \cdot m$	DCR $= \frac{2568.67 \text{ kgf} \cdot m}{14054.643 \text{ kgf} \cdot m}$ $= 0.183$

7. Comparar el DCR de las vigas calculado a mano con el de uno modelado en ETABS.

- a. Los resultados del DCR calculados en ETABS pueden observarse para todas las vigas y columnas en el Anexo D.

Análisis de columnas

Para este proyecto se analizarán las columnas al considerarlas de 2 formas diferentes: su versión modelada en ETABS, la cual es simplemente un perfil cuadrado hueco, y su versión real, la cual es el mismo perfil, pero relleno de hormigón armado. De acuerdo con la AISC 360 – 16, los métodos y coeficientes de análisis pueden variar ligeramente ya que en el primer caso es un perfil hueco común, pero el segundo es una sección compuesta. En cualquier caso, las dimensiones de la columna analizada serán de 30cm de cada lado y el espesor variará entre 0.6cm, 0.8cm y 1cm, pues estos actúan de forma independiente al anclaje contra muros y es posible que exista pandeo al momento de experimentar compresión o momentos. En adición a esto, ya que las columnas experimentan compresión y momento, el análisis del DCR se lo realizará para fuerza axial, momento último y una combinación de estos; debido a esto lo que cambiaría para el análisis de una columna a otra serían las fuerzas axiales y momentos aplicados.

A continuación, se podrá observar que el procedimiento para realizar este análisis es muy similar al usado en las vigas, pero con pasos extra al considerar una fuerza y un momento.

Perfil tubular hueco

1. Establecer las características geométricas

Tabla 11: Parámetros geométricos de la columna hueca analizada

b [mm]	t [mm]	A_g [cm ²]	K (Anexo D.18)	L [cm]	I [cm ⁴]	$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ [cm]	z [cm ³]
288	6	70.6	1	288	10169.1	12	778
284	8	93.4	1	288	13288.4	11.93	1023.4
280	10	116	1	288	16278.7	11.85	1262

2. Establecer compactibilidad y esbeltez al tomar en cuenta que una columna es un elemento de compresión recibiendo una carga axial


TABLE B4.1a Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Axial Compression				
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_r (nonslender/slender)	Examples
6	Walls of rectangular HSS	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Figura 13: Análisis de esbeltez de una columna tubular cuadrada según la AISC 360-16

Tabla 12: Clasificación de esbeltez de columnas tubulares huecas según la AISC 360-16

Clasificación de columnas según pandeo local	Condiciones
No esbelta	La relación ancho – espesor debe ser menor que λ_r .
Esbelta	La relación ancho – espesor debe ser mayor que λ_r .

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.40 \sqrt{\frac{2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{2531 \text{ kg/cm}^2}} = 39.35$$

Tabla 13: Cálculo de esbeltez de las columnas tubulares analizadas

Perfil de la viga	Relación ancho - espesor	Conclusión
30cm x 30cm x 0.6cm	$\frac{b}{t} = \frac{288mm}{6mm} = 48 > \lambda_r$	Sección esbelta
30cm x 30cm x 0.8cm	$\frac{b}{t} = \frac{284mm}{8mm} = 35.5 < \lambda_r$	Sección no esbelta
30cm x 30cm x 1cm	$\frac{b}{t} = \frac{280mm}{10mm} = 28 < \lambda_r$	Sección no esbelta

3. Al establecer que hay elementos de tipo esbelto y no esbelto, se recurre a la norma AISC 360 – 16 para determinar el método para calcular la capacidad axial de estos elementos.

E3. FLEXURAL BUCKLING OF MEMBERS WITHOUT SLENDER ELEMENTS

This section applies to nonslender-element compression members, as defined in Section B4.1, for elements in axial compression.

User Note: When the torsional effective length is larger than the lateral effective length, Section E4 may control the design of wide-flange and similarly shaped columns.

The nominal compressive strength, P_n , shall be determined based on the limit state of flexural buckling:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{E3-1})$$

The critical stress, F_{cr} , is determined as follows:

$$\text{(a) When } \frac{L_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{or } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25\right)$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y \quad (\text{E3-2})$$

$$\text{(b) When } \frac{L_c}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{or } \frac{F_y}{F_e} > 2.25\right)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (\text{E3-3})$$

where

A_g = gross cross-sectional area of member, in.² (mm²)

E = modulus of elasticity of steel = 29,000 ksi (200 000 MPa)

F_e = elastic buckling stress determined according to Equation E3-4, as specified in Appendix 7, Section 7.2.3(b), or through an elastic buckling analysis, as applicable, ksi (MPa)

$$= \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} \quad (\text{E3-4})$$

F_y = specified minimum yield stress of the type of steel being used, ksi (MPa)

r = radius of gyration, in. (mm)

Figura 14: Método de análisis para columnas no esbeltas según la AISC 360-16

E7. MEMBERS WITH SLENDER ELEMENTS

This section applies to slender-element compression members, as defined in Section B4.1 for elements in axial compression.

The nominal compressive strength, P_n , shall be the lowest value based on the applicable limit states of flexural buckling, torsional buckling, and flexural-torsional buckling in interaction with local buckling.

$$P_n = F_{cr} A_e \quad (E7-1)$$

where

A_e = summation of the effective areas of the cross section based on reduced effective widths, b_e , d_e or h_e , or the area as given by Equations E7-6 or E7-7, in.² (mm²).

F_{cr} = critical stress determined in accordance with Section E3 or E4, ksi (MPa).
For single angles, determine F_{cr} in accordance with Section E3 only.

User Note: The effective area, A_e , may be determined by deducting from the gross area, A_g , the reduction in area of each slender element determined as $(b - b_e)t$.

1. Slender Element Members Excluding Round HSS

The effective width, b_e , (for tees, this is d_e ; for webs, this is h_e) for slender elements is determined as follows:

(a) When $\lambda \leq \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}}$

$$b_e = b \quad (E7-2)$$

(b) When $\lambda > \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}}$

$$b_e = b \left(1 - c_1 \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} \right) \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} \quad (E7-3)$$

TABLE E7.1
Effective Width Imperfection Adjustment Factors,
 c_1 and c_2

Case	Slender Element	c_1	c_2
(a)	Stiffened elements except walls of square and rectangular HSS	0.18	1.31
(b)	Walls of square and rectangular HSS	0.20	1.38
(c)	All other elements	0.22	1.49

where

b = width of the element (for tees this is d ; for webs this is h), in. (mm)

c_1 = effective width imperfection adjustment factor determined from Table E7.1

$$c_2 = \frac{1 - \sqrt{1 - 4c_1}}{2c_1} \quad (E7-4)$$

λ = width-to-thickness ratio for the element as defined in Section B4.1

λ_r = limiting width-to-thickness ratio as defined in Table B4.1a

$$F_{el} = \left(c_2 \frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2 F_y \quad (E7-5)$$

= elastic local buckling stress determined according to Equation E7-5 or an elastic local buckling analysis, ksi (MPa)

Figura 15: Método de análisis para columnas esbeltas según la AISC 360-16

El factor K se obtuvo con:

TABLE C-A-7.1 Approximate Values of Effective Length Factor, K						
Buckled shape of column is shown by dashed line	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
End condition code						

Figura 16: Factor K para la longitud efectiva de elementos sometidos a compresión

A continuación, están los cálculos de la columna esbelta:

$$\frac{L_c}{r} = \frac{KL}{r} = \frac{1(288cm)}{12cm} = 24$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2 \times 10^6 kg/cm^2}{2531 kg/cm^2}} = 132.4$$

$$\frac{L_c}{r} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \therefore F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 (2 \times 10^6 kg/cm^2)}{(24)^2} = 34269.46 kg/cm^2$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{2531 kg/cm^2}{34269.46 kg/cm^2}\right) (2531 kg/cm^2) = 2453.96 kg/cm^2$$

$$\lambda = \frac{b}{t} = 48$$

$$\lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} = 39.35 \sqrt{\frac{2531 \text{ kg/cm}^2}{2453.96 \text{ kg/cm}^2}} = 39.96$$

$$\lambda > \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \therefore b_e = b \left(1 - c_1 \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} \right) \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}}$$

Se sabe que la columna en cuestión es un elemento rigidizado (*stiffened*) ya que en la TABLA B4. 1a de la Figura 13 este tipo de perfil pertenece a esta categoría. Por lo tanto, los coeficientes c_1 y c_2 son 0.18 y 1.31 respectivamente.

$$F_{el} = \left(c_2 \frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2 F_y = \left(1.31 \left(\frac{39.35}{48} \right) \right)^2 (2531 \text{ kg/cm}^2) = 2919.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_e = 288 \text{ mm} \left(1 - 0.18 \sqrt{\frac{2919.05 \text{ kg/cm}^2}{2453.96 \text{ kg/cm}^2}} \right) \sqrt{\frac{2919.05 \text{ kg/cm}^2}{2453.96 \text{ kg/cm}^2}} = 252.44 \text{ mm}$$

Con la dimensión b efectiva pero el mismo espesor, obtengo el área efectiva del perfil tubular hueco:

$$A_e = (252.44 \text{ mm})^2 - (252.44 \text{ mm} - 2 \times 6 \text{ mm})^2 = 5914.56 \text{ mm}^2 = 59.15 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 2453.96 \text{ kgf/cm}^2 (59.15 \text{ cm}^2) = 145140.94 \text{ kgf}$$

$$\phi P_n = 130626.84 \text{ kgf}$$

Los siguientes cálculos son para las columnas catalogadas como no esbeltas:

Tabla 14: Cálculo de capacidad a compresión de columnas no esbeltas según la AISC 360-16

Dimensiones de columna	Cálculo
---------------------------	---------

30cm x 30cm x 0.8cm	$\frac{L_c}{r} = \frac{1(288cm)}{11.93cm} = 24.14 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \therefore F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y$ $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 (2 \times 10^6 kg/cm^2)}{(24.14)^2} = 33873.12 kg/cm^2$ $F_{cr} = \left(0.658^{\frac{2531 kg/cm^2}{33873.12 kg/cm^2}}\right) (2531 kg/cm^2) = 2453.07 kg/cm^2$ $P_n = F_{cr} A_g = 2453.07 kg/cm^2 (93.4cm^2) = 229116.783kgf$ $\phi P_n = 206205.06kgf$
30cm x 30cm x 1cm	$\frac{L_c}{r} = \frac{1(288cm)}{11.85cm} = 24.30 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \therefore F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y$ $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 (2 \times 10^6 kg/cm^2)}{(24.30)^2} = 33428.52 kg/cm^2$ $F_{cr} = \left(0.658^{\frac{2531 kg/cm^2}{33428.52 kg/cm^2}}\right) (2531 kg/cm^2) = 2452.05 kg/cm^2$ $P_n = F_{cr} A_g = 2452.05 kg/cm^2 (116cm^2) = 284437.8 kg/cm^2$ $\phi P_n = 255994.02kgf$

4. Luego de determinar su capacidad a compresión, se calcula la capacidad a momento de la columna, con la misma ecuación que para las vigas: $M_n = z \times F_y$

Tabla 15: Cálculo del momento nominal de las columnas analizadas

Dimensiones de columna	Cálculo
30cm x 30cm x 0.6cm	$M_n = 778cm^3 (2531 kg/cm^2) = 1969118kgf \cdot cm$ $= 19691.18kgf \cdot m$

	$\phi M_n = 17722.062 \text{kgf} \cdot \text{m}$
30cm x 30cm x 0.8cm	$M_n = 1023.4 \text{cm}^3 \left(2531 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right) = 2590225.4 \text{kgf} \cdot \text{cm}$ $= 25902.25 \text{kgf} \cdot \text{m}$ $\phi M_n = 23312.03 \text{kgf} \cdot \text{m}$
30cm x 30cm x 1cm	$M_n = 1262 \text{cm}^3 \left(2531 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right) = 3194122 \text{kgf} \cdot \text{cm}$ $= 31941.22 \text{kgf} \cdot \text{m}$ $\phi M_n = 28747.1 \text{kgf} \cdot \text{m}$

5. Ahora se hace uso del modelo en el software ETABS para determinar la carga axial última y momento último que experimentan las columnas que se analizarán: F3, D3, B3, F5, B5, F8, B8, F10, D10, B10. Se debe tomar en cuenta que la columna analizada de cada tipo es la que están en el piso más cercano a la base, pues aquí experimenta la mayor fuerza axial; estos valores pueden corroborarse en los Anexos D. 16, 17, 18 y 19.

Posteriormente se calcula la relación entre la carga última y la capacidad a compresión de

cada columna: $DCR = \frac{P_u}{\phi P_n}$

Tabla 16: Cálculo del DCR a compresión en las columnas tubulares analizadas

Columna	Dimensiones (cm)	Fuerza axial última (kgf)	Capacidad a compresión (kgf)	Cálculo DCR a compresión
F3	30 x 30 x 0.6	106732.03	130626.84	0.817
D3	30 x 30 x 0.8	152269.12	206205.06	0.738
B3	30 x 30 x 0.6	101741.47	130626.84	0.779
F5	30 x 30 x 0.6	127776.92	130626.84	0.978
B5	30 x 30 x 0.6	116193.39	130626.84	0.89
F8	30 x 30 x 0.6	137978.04	130626.84	1.056
B8	30 x 30 x 0.6	144271.64	130626.84	1.104
F10	30 x 30 x 0.6	139171.51	130626.84	1.065

D10	30 x 30 x 1	220931.52	255994.02	0.863
B10	30 x 30 x 0.6	137516.92	130626.84	1.052

Mediante el cálculo manual de la capacidad a compresión de cada columna y la fuerza axial máxima aplicada a estos elementos determinada por ETABS, se puede concluir que las columnas hechas únicamente de acero A36 no están preparadas para soportar la combinación de cargas establecida en pasos anteriores. Esto tiene sentido ya que el edificio real cuenta con columnas de acero tubulares rellenas de hormigón, lo cual aumenta significativamente su resistencia a compresión.

6. Se repite el paso anterior, pero para los momentos últimos y la resistencia a momento de las columnas analizadas: $DCR = \frac{M_u}{\phi M_n}$ De igual forma los momentos aplicados a los elementos sometidos a carga axial pueden corroborarse en los Anexos D. 20, 21, 22 y 23. Sin embargo, algo que cambiará para el análisis es que se tomará en cuenta el momento mayor independientemente de cuál piso sea

Tabla 17: Cálculo del DCR a momento en las columnas tubulares analizadas

Columna	Dimensiones (cm)	Momento último (kgf x m)	Capacidad a momento (kgf x m)	Cálculo DCR a momento
F3	30 x 30 x 0.6	5027.44	17722.062	0.284
D3	30 x 30 x 0.8	5059.15	23312.03	0.217
B3	30 x 30 x 0.6	5174.71	17722.062	0.292
F5	30 x 30 x 0.6	2760.2	17722.062	0.156
B5	30 x 30 x 0.6	3906.06	17722.062	0.22
F8	30 x 30 x 0.6	5475.18	17722.062	0.309
B8	30 x 30 x 0.6	5772.27	17722.062	0.326
F10	30 x 30 x 0.6	4597.55	17722.062	0.259
D10	30 x 30 x 1	2308.2	28747.1	0.08
B10	30 x 30 x 0.6	4618.98	17722.062	0.261

Si bien antes se dijo que las columnas de sección tubular hueca no podían aguantar la compresión, esto fue diferente para los momentos últimos. El propósito original de las columnas es soportar una carga axial, pero eso no significa que no vayan a experimentar cierto momento debido a cargas vivas y muertas. Como se puede observar, los momentos que pueden aplicarse en los elementos diseñados a compresión no se acercan ni a la mitad de su capacidad de momento nominal.

Perfil tubular compuesto

1. Las características geométricas son las mismas establecidas en la Tabla 11.
2. Determinar si las columnas tubulares compuestas son compactas, no compactas o esbeltas, según su relación ancho – espesor λ

TABLE I1.1a Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Steel Elements in Composite Members Subject to Axial Compression for Use with Section I2.2				
Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	λ_p Compact/ Noncompact	λ_r Noncompact/ Slender	Maximum Permitted
Walls of Rectangular HSS and Box Sections of Uniform Thickness	b/t	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Round HSS	D/t	$\frac{0.15E}{F_y}$	$\frac{0.19E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$

Figura 17: Análisis de compactibilidad y esbeltez de una columna tubular compuesta según la AISC 360-16

Tabla 18: Clasificación de columnas tubulares compuestas según la AISC 360-16

Clasificación de elementos sometidos a fuerza axial según su relación ancho – espesor	Condiciones
Compacto	λ debe ser menor que λ_p
No compacto	λ debe ser mayor que λ_p y menor que λ_r

Esbelto	λ es mayor que λ_r
---------	------------------------------------

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.26 \sqrt{\frac{2 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2}{2531 \text{ kgf/cm}^2}} = 63.53$$

$$\lambda_r = 3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3 \sqrt{\frac{2 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2}{2531 \text{ kgf/cm}^2}} = 84.33$$

$$\lambda_{max} = 5 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5 \sqrt{\frac{2 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2}{2531 \text{ kgf/cm}^2}} = 140.55$$

Tabla 19: Clasificación de compactibilidad y esbeltez de las columnas tubulares compuestas según la AISC 360-16

Dimensiones (cm)	Comparaciones	Conclusión
30 x 30 x 0.6	$\lambda = 48 < \lambda_p$	Compacto
30 x 30 x 0.8	$\lambda = 35.5 < \lambda_p$	Compacto
30 x 30 x 1	$\lambda = 28 < \lambda_p$	Compacto

3. Calcular la capacidad a fuerza axial para las columnas según las normas de la AISC 360-16 para elementos compuestos sometidos a esta clase de fuerza

Nota: Este segundo grupo de columnas entra en la categoría de rellenas (*filled*) ya que cuentan con una sección hueca dentro de su perfil que fue llenada con concreto.

2. Filled Composite Members

2a. Limitations

For filled composite members:

- The cross-sectional area of the steel section shall comprise at least 1% of the total composite cross section.
- Filled composite members shall be classified for local buckling according to Section 11.4.
- Minimum longitudinal reinforcement is not required. If longitudinal reinforcement is provided, internal transverse reinforcement is not required for strength.

2b. Compressive Strength

The available compressive strength of axially loaded doubly symmetric filled composite members shall be determined for the limit state of flexural buckling in accordance with Section 12.1b with the following modifications:

- For compact sections

$$P_{no} = P_p \quad (12-9a)$$

where

$$P_p = F_y A_s + C_2 f_c' \left(A_c + A_w \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (12-9b)$$

$C_2 = 0.85$ for rectangular sections and 0.95 for round sections

- For noncompact sections

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (12-9c)$$

where

λ , λ_p , and λ_r are slenderness ratios determined from Table 11.1a

P_p is determined from Equation 12-9b

$$P_y = F_y A_s + 0.7 f_c' \left(A_c + A_w \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (12-9d)$$

- For slender sections

$$P_{no} = F_{cr} A_s + 0.7 f_c' \left(A_c + A_w \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (12-9e)$$

where

- For rectangular filled sections

$$F_{cr} = \frac{9E_s}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (12-10)$$

- For round filled sections

$$F_{cr} = \frac{0.72F_y}{\left[\left(\frac{D}{t}\right) \frac{F_y}{E_s}\right]^{0.2}} \quad (12-11)$$

The effective stiffness of the composite section, EI_{eff} , for all sections shall be:

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_w + C_3 E_s I_c \quad (12-12)$$

where

C_3 = coefficient for calculation of effective rigidity of filled composite compression member

$$= 0.45 + 3 \left(\frac{A_s + A_w}{A_g} \right) \leq 0.9 \quad (12-13)$$

The available compressive strength need not be less than specified for the bare steel member, as required by Chapter E.

Figura 18: Método para calcular la capacidad axial de una columna rellena según la AISC 360-16

Como se menciona al inicio del punto 2b de la Figura 18, para el escenario de columnas rellenas se hicieron algunas modificaciones para determinar la fuerza P_p , pero la verdadera forma de calcular la resistencia a fuerza axial de una columna están en la Sección I2. 1b.

Ib. Compressive Strength

The design compressive strength, $\phi_c P_n$, and allowable compressive strength, P_n/Ω_c , of doubly symmetric axially loaded encased composite members shall be determined for the limit state of flexural buckling based on member slenderness as follows:

$$\phi_c = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_c = 2.00 \text{ (ASD)}$$

(a) When $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$

$$P_n = P_{no} \left(0.658^{\frac{P_{no}}{P_e}} \right) \quad (12-2)$$

(b) When $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$

$$P_n = 0.877 P_e \quad (12-3)$$

where

$$P_{no} = F_y A_s + F_{yr} A_{sr} + 0.85 f'_c A_c \quad (12-4)$$

P_e = elastic critical buckling load determined in accordance with Chapter C or Appendix 7, kips (N)

$$= \pi^2 (EI_{eff}) / L_c^2 \quad (12-5)$$

A_c = area of concrete, in.² (mm²)

A_s = cross-sectional area of steel section, in.² (mm²)

E_c = modulus of elasticity of concrete

$$= w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}, \text{ ksi} \left(0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}, \text{ MPa} \right)$$

EI_{eff} = effective stiffness of composite section, kip-in.² (N-mm²)

$$= E_s I_s + E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c \quad (12-6)$$

C_1 = coefficient for calculation of effective rigidity of an encased composite compression member

$$= 0.25 + 3 \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.7 \quad (12-7)$$

E_s = modulus of elasticity of steel

$$= 29,000 \text{ ksi} \text{ (200 000 MPa)}$$

F_y = specified minimum yield stress of steel section, ksi (MPa)

F_{yr} = specified minimum yield stress of reinforcing bars, ksi (MPa)

I_c = moment of inertia of the concrete section about the elastic neutral axis of the composite section, in.⁴ (mm⁴)

I_s = moment of inertia of steel shape about the elastic neutral axis of the composite section, in.⁴ (mm⁴)

I_{sr} = moment of inertia of reinforcing bars about the elastic neutral axis of the composite section, in.⁴ (mm⁴)

K = effective length factor

L = laterally unbraced length of the member, in. (mm)

$L_c = KL$ = effective length of the member, in. (mm)

f'_c = specified compressive strength of concrete, ksi (MPa)

w_c = weight of concrete per unit volume ($90 \leq w_c \leq 155 \text{ lb/ft}^3$ or $1500 \leq w_c \leq 2500 \text{ kg/m}^3$)

The available compressive strength need not be less than that specified for the bare steel member, as required by Chapter E.

Figura 19: Fórmula para la resistencia a compresión de cualquier columna compuesta según la AISC 360-16

Como se puede observar en la Figura 19, hay 2 factores que se deben usar para transformar

Todas las columnas son compactas, por lo tanto:

$$P_{no} = P_p$$

$$P_p = F_y A_s + C_2 f'_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$$

Como valores constantes para esta ecuación se tiene: $F_y = 2531 \text{ kgf/cm}^2$, $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$, $E_s = 2000000 \text{ kgf/cm}^2$, $E_c = 200000 \text{ kgf/cm}^2$

Para determinar el área de las varillas, se debe analizar la sección transversal de este tipo de columnas y la planilla de fierros en los planos.

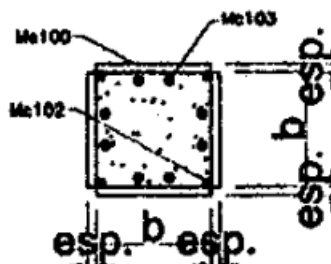


Figura 20: Sección transversal de las columnas rellenas analizadas

COLUMNAS	Cant.	Tipo	Lt mm.	Cant. = 4 u.				Varilla cuadrada			Varilla corrugada		Varilla corrugada			PESOS Kg.
				b mm.	esp. mm.	L1 mm.	a mm.	Cant.	Lvc mm.	Ø mm.	Cant.	Lv mm.	Ø mm.	Cant.	Lv mm.	
F2, B2, F5, B5	4	A	3230	300	6	3230	8	4	3230			18	8	1000	500	820,09
D2	1	A	3230	300	8	3230	8	4	3230			18	8	1000	500	265,88
	5															Suman= 1085,96

COLUMNAS	Cant.	Tipo	Lt mm.	Mc100 Cant. = 4 u.			Mc102 Varilla cuadrada			Mc103 Varilla corrugada			Mc104 Varilla corrugada			PESOS Kg.
				b mm.	esp. mm.	L1 mm.	a mm.	Cant.	Lvc mm.	Ø mm.	Cant.	Lv mm.	Ø mm.	Cant.	Lv mm.	
F8, B8, F10, B10	4	A	4670	300	6	4670	8	4	4670			18	8	1000	500	1157,20
D10	1	A	4670	300	10	4670	8	4	4670			18	8	1000	500	465,27

Figura 21: Planilla de fierros de refuerzo en columnas tubulares rellenas analizadas

Por medio de las Figuras 19 y 20 se sabe que el refuerzo de las columnas analizadas son 8 varillas corrugadas de 18mm de diámetro y 4 varillas cuadradas de 8mm de lado.

$$A_{sr} = 8 \left(\frac{\pi}{4} \times (1.8\text{cm})^2 \right) + 4(0.8\text{cm})^2 = 22.92\text{cm}^2$$

Tabla 20: Distintas áreas de componentes de las columnas tubulares rellenas

Dimensiones (cm)	Área del perfil de acero, A_s (cm^2)	Área del concreto, A_c (cm^2)	Área de las varillas de refuerzo, A_{sr} (cm^2)
30 x 30 x 0.6	70.6	900 - 22.92 = 877.08	22.92
30 x 30 x 0.8	93.4	900 - 22.92 = 877.08	22.92
30 x 30 x 1	116	900 - 22.92 = 877.08	22.92

Tabla 21: Cálculo de la fuerza P_p para las columnas rellenas analizadas según la AISC 360-16

Dimensiones (cm)	Cálculo de P_p (kgf)
30 x 30 x 0.6	$P_p = 2531 \text{ kgf/cm}^2 (70.6\text{cm}^2) + 0.85 \left(210 \text{ kgf/cm}^2 \right) \left(877.08\text{cm}^2 + 22.92\text{cm}^2 \left(\frac{2000000 \text{ kgf/cm}^2}{200000 \text{ kgf/cm}^2} \right) \right) = 376159.58\text{kgf}$
30 x 30 x 0.8	$P_p = 2531 \text{ kgf/cm}^2 (93.4\text{cm}^2) + 0.85 \left(210 \text{ kgf/cm}^2 \right) \left(877.08\text{cm}^2 + 22.92\text{cm}^2 \left(\frac{2000000 \text{ kgf/cm}^2}{200000 \text{ kgf/cm}^2} \right) \right) = 433866.38\text{kgf}$
30 x 30 x 1	$P_p = 2531 \text{ kgf/cm}^2 (116\text{cm}^2) + 0.85 \left(210 \text{ kgf/cm}^2 \right) \left(877.08\text{cm}^2 + 22.92\text{cm}^2 \left(\frac{2000000 \text{ kgf/cm}^2}{200000 \text{ kgf/cm}^2} \right) \right) = 491066.98\text{kgf}$

La fuerza que faltaría para calcular la capacidad a compresión de estas columnas es la carga de pandeo crítica elástica, P_e .

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{L_c^2}$$

Para la ecuación anterior necesito EI_{eff} , el cual se calcula de la siguiente forma:

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c$$

Donde las variables con subíndice S se refieren al acero y C se refiere al concreto. Por otro lado, la inercia I_{sr} se refiere al momento de inercia de las barras de refuerzo con respecto al eje neutral de la sección.

$$C_3 = 0.45 + 3 \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.9$$

$$I_{sr} = I_s + A_s d^2$$

Para entender mejor el cálculo de la inercia I_{sr} , se vuelve a revisar la sección transversal de las columnas de 30x30 y los datos de su varillado.

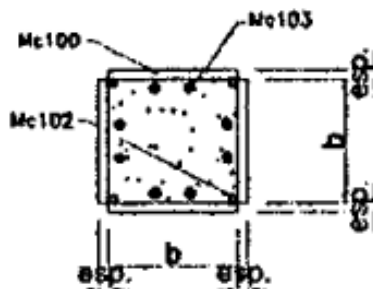


Figura 22: Sección transversal para columnas de 30x30

CUADRO DE COLUMNAS (Subsuelo2)																							
COLUMNAS	Cant.	Tipo	Mc100				Mc101				Mc102				Mc103				Mc104				PESOS Kg.
			Perfil tipo U												Varilla corrugada								
			H mm.	B mm.	esp. mm.	Lt mm.	b mm.	esp. mm.	Lt mm.	b mm.	esp. mm.	Lt mm.	b mm.	esp. mm.	Lt mm.	Ø mm.	Cant.	r mm.	Lv mm.				
C4, E4	2	C	180	90	6	3230	200	4	3230	240	4	3230	40	4	3230	10	12	64	400	373,05			
C6, E6	2	D	180	90	6	3230				240	4	3230	40	4	3230	10	12	64	400	332,48			
	4																			Suman=	705,54		

Figura 23: Varillado de columnas

Si bien el espesor es lo que varía para cada sección, el refuerzo de varillas es constante. Por lo cual se deduce que cada columna tiene transversalmente 8 varillas corrugadas de 18mm de diámetro y 4 varillas cuadradas de 8mm de lado. Con estos datos es posible determinar la inercia de cada varilla según su geometría y su distancia al centroide,

considerando que las varillas corrugadas están en los lados de la sección y las varillas cuadradas en las esquinas.

$$I_{cuadrada} = \frac{b^4}{12} = \frac{(0.8cm)^4}{12} = 0.0341cm^4$$

$$d_{cuadrada} = \sqrt{2(15cm)^2} - \sqrt{2(0.4cm)^2} = 20.65cm$$

$$I_{corrugada} = \frac{\pi r_{Corug}^4}{4} = \frac{\pi(0.9cm)^2}{4} = 0.515cm^4$$

$$d_{corrugada} = 15cm - 0.9cm = 14.1cm$$

Tabla 22: Cálculo del coeficiente C_3 e inercia I_{sr} de las columnas

Dimensiones (cm)	Cálculo de C_3	Cálculo de I_{sr}
30 x 30 x 0.6	$C_3 = 0.45 + 3 \left(\frac{70.6 + 20.36}{900} \right)$ $= 0.7532$	$I_{sr} = \sum I + Ad^2$ $= 4(0.0341cm^4$ $+ (0.8cm$ $\times 0.8cm)(20.65cm)^2)$ $+ 8(0.515cm^4$ $+ (\pi$ $\times (0.9cm)^2)(14.1cm)^2)$ $= 5143.18cm^2$
30 x 30 x 0.8	$C_3 = 0.45 + 3 \left(\frac{93.4 + 20.36}{900} \right)$ $= 0.8292$	
30 x 30 x 1	$C_3 = 0.45 + 3 \left(\frac{116 + 20.36}{900} \right)$ $= 0.9$	

Otros valores constantes serían los módulos de elasticidad de ambos materiales y la inercia del concreto

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 200000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_c = \frac{(30cm)^4}{12} = 67500cm^4$$

Para la inercia del acero se recurre a los valores determinados anteriormente para las columnas huecas, pues en este caso se consideraba como inercia total a la del acero exterior.

Tabla 23: Cálculo de rigidez efectiva de columnas analizadas

Dimensiones (cm)	Inercia de acero, I_s (cm^4)	EI_{eff} (kg/cm^2)
30 x 30 x 0.6	10169.1	EI_{eff} $= 2000000 \text{ kg}/\text{cm}^2 (10169.1\text{cm}^4)$ $+ 2000000 \text{ kg}/\text{cm}^2 (5143.18\text{cm}^2)$ $+ 0.7532 (200000 \text{ kg}/\text{cm}^2) (67500\text{cm}^4)$ $= 4.079 \times 10^{10}$
30 x 30 x 0.8	13288.4	EI_{eff} $= 2000000 \text{ kg}/\text{cm}^2 (13288.4\text{cm}^4)$ $+ 2000000 \text{ kg}/\text{cm}^2 (5143.18\text{cm}^2)$ $+ 0.8292 (200000 \text{ kg}/\text{cm}^2) (67500\text{cm}^4)$ $= 4.806 \times 10^{10}$
30 x 30 x 1	16278.7	EI_{eff} $= 2000000 \text{ kg}/\text{cm}^2 (16278.7\text{cm}^4)$ $+ 2000000 \text{ kg}/\text{cm}^2 (5143.18\text{cm}^2)$ $+ 0.9 (200000 \text{ kg}/\text{cm}^2) (67500\text{cm}^4)$ $= 5.499 \times 10^{10}$

Ahora es posible determinar la capacidad a fuerza axial de las columnas compuestas.

Tabla 24: Cálculo de capacidad nominal a carga axial de columnas combinadas rellenas

Dimensiones (cm)	P_e (kgf)	P_{no}/P_e	$\phi_c P_n$ (kgf)
30 x 30 x 0.6	$P_e = \frac{\pi^2(4.079 \times 10^{10})}{288^2}$ $= 4853650.216$	$\frac{376159.58}{4853650.216} < 2.25$ $\therefore P_n = P_{no} \left(0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right)$	$\phi_c P_n = 0.75(364153.59)$ $= 273115.19$
30 x 30 x 0.8	$P_e = \frac{\pi^2(4.806 \times 10^{10})}{288^2}$ $= 5718716.092$	$\frac{433866.38}{5718716.092} < 2.25$ $\therefore P_n = P_{no} \left(0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right)$	$\phi_c P_n = 0.75(420305.62)$ $= 315229.22$
30 x 30 x 1	$P_e = \frac{\pi^2(5.499 \times 10^{10})}{288^2}$ $= 6543324.966$	$\frac{491066.98}{6543324.966} < 2.25$ $\therefore P_n = P_{no} \left(0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right)$	$\phi_c P_n = 0.75(475881.53)$ $= 356911.15$

Se puede observar que la capacidad a fuerza axial creció considerablemente en comparación a la de las secciones tubulares huecas, por lo que se espera que los valores del DCR sean mayores.

Tabla 25: Relación demanda - capacidad de columnas combinadas rellenas

Columna	Dimensiones (cm)	Fuerza axial última (kgf)	Capacidad a compresión (kgf)	Cálculo DCR a compresión
F3	30 x 30 x 0.6	106732.03	273115.19	0.391
D3	30 x 30 x 0.8	152269.12	315229.22	0.483
B3	30 x 30 x 0.6	101741.47	273115.19	0.373
F5	30 x 30 x 0.6	127776.92	273115.19	0.468
B5	30 x 30 x 0.6	116193.39	273115.19	0.425
F8	30 x 30 x 0.6	137978.04	273115.19	0.505
B8	30 x 30 x 0.6	144271.64	273115.19	0.528
F10	30 x 30 x 0.6	139171.51	273115.19	0.51
D10	30 x 30 x 1	220931.52	356911.15	0.619

B10	30 x 30 x 0.6	137516.92	273115.19	0.504
-----	---------------	-----------	-----------	-------

Como era de esperarse, la capacidad de las columnas se incrementó al aumentar su área y contar con la capacidad a compresión del hormigón armado. Si bien estos valores son mucho más aceptables que los de las secciones huecas, sería más recomendable que bajen a 0.2 o 0.3, pues esto deja más margen para posibles cargas mayores.

Cortante basal (V).

Se trata de un cálculo para determinar la fuerza lateral total que ocurre como resultado de fuerzas de inercia inducidas a una estructura con N grados de libertad, que en este caso sería el edificio. Para este caso se realizará el cálculo mediante los métodos establecidos en 2 fuentes oficiales sobre la ingeniería sismo-resistente: el Código Ecuatoriano de la Construcción, del Instituto Ecuatoriano de la Normalización (CEC 2000) y la Norma Ecuatoriana de la Construcción para cargas sísmicas (NEC 2015). Si bien estas normas cuentan con métodos diferentes para hallar esta fuerza, ambas en cierto punto usan la carga del peso propio de toda la estructura, por lo cual esta variable se la dejará para después y primero definir los demás factores que se involucran en el cálculo de este cortante.

CEC 2000.

El procedimiento de cálculo para el cortante basal de diseño según el INEN es el siguiente:

6.2 Procedimiento de cálculo de fuerzas estáticas.

6.2.1 Cortante Basal de Diseño: El cortante basal total de diseño V , que será aplicado a una estructura en una dirección dada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = \frac{ZIC}{R\Phi_P\Phi_E} \cdot W \quad (4)$$

$$C = \frac{1,25S^S}{T} \quad (5)$$

En donde:

- C = No debe exceder del valor de C_m establecido en la tabla 3, no debe ser menor a 0,5 y puede utilizarse para cualquier estructura,
- S = Su valor y el de su exponente se obtienen de la tabla 3,
- R = Factor de reducción de respuesta estructural,
- Φ_P, Φ_E = Factores de configuración estructural en planta y en elevación.

Figura 24: Procedimiento de cortante basal de diseño según la CEC 2000

Mediante las ilustraciones de la CEC 2000 en el Anexo E, se encontraron las constantes para las ecuaciones (4) y (5) de la Figura 11.

Tabla 26: Factores para determinar el cortante basal según el método de la CEC 2000

Factor	Valor	Anexo E.	Explicación
Z	0.4	1	El edificio se encuentra en Quito, una ciudad que está en una zona sísmica de tipo IV
S	1.2	2	El edificio está en una zona aledaña al Parque La Carolina, donde el suelo suele ser de tipo intermedio
C_m	3	2	
I	1	3	El edificio es de uso residencial, por lo que no es una edificación esencial o una estructura de ocupación especial

R	10	4	El edificio está hecho principalmente de acero en sus vigas y columnas, pero cuenta con muros estructurales de hormigón para resistir sismos
T	$C_t(h_n)^{3/4}$ $= (0.08(29.59)^{3/4})s$ $= 1.014s$	5	La altura del edificio desde el nivel del suelo hasta su punto más alto es de 29.59m y cuenta con muros de hormigón armado para aguantar las cargas laterales
Φ_P	1	6 y 7	No se detectaron ninguna de las irregularidades típicas de planta
Φ_E	1	8 y 9	No se detectaron ninguna de las irregularidades típicas de elevación

El factor C se obtiene de un espectro de aceleraciones muy simple de graficar, para lo cual necesito los factores C_m , S y el periodo aproximado.

FIGURA 4. Espectro sísmico elástico, que representa el sismo de diseño.

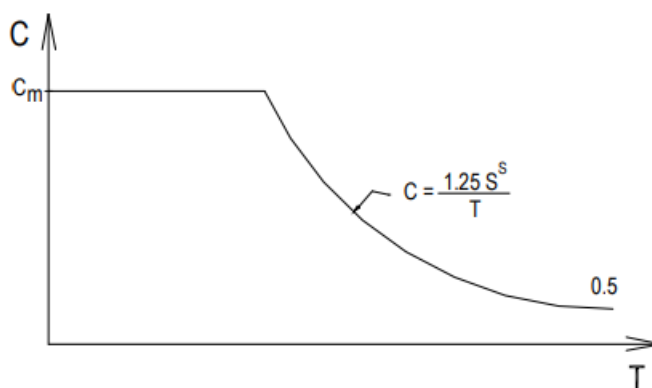


Figura 25: Espectro sísmico elástico de aceleraciones para el sismo de diseño según la CEC 2000

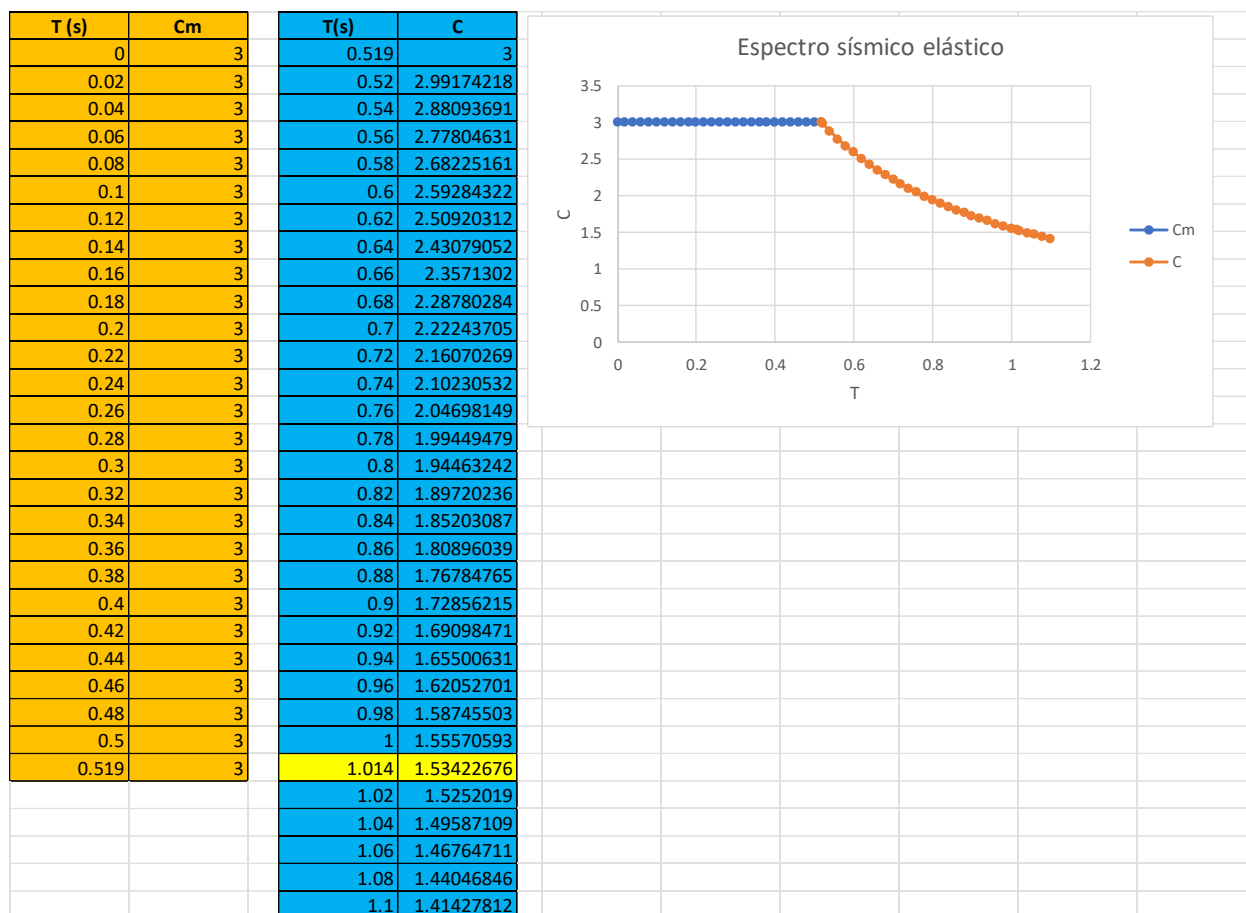


Figura 26: Espectro sísmico de aceleraciones de la CEC 2000 graficado en Excel

Por medio de estas curvas se determinó que el factor C para la ecuación de cortante basal de la CEC 2000 es 1.534. De esta forma estarían definidos todos los coeficientes para calcular esta fuerza cortante según esta norma. El peso de la estructura está definido más adelante, pero a continuación se definirá el método para determinar el cortante basal según la NEC 2015.

NEC 2015.

En cuanto a la Norma Ecuatoriana de la Construcción del 2015, el procedimiento para el cálculo del cortante basal es el siguiente:

6.3.2. Cortante basal de diseño V

El cortante basal total de diseño **V**, a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_E} W$$

Dónde

S_a (T_a)	Espectro de diseño en aceleración; véase en la sección [3.3.2]
Φ_p y Φ_E	Coefficientes de configuración en planta y elevación; véase en la sección [5.3]
I	Coefficiente de importancia; se determina en la sección [4.1]
R	Factor de reducción de resistencia sísmica; véase en la sección [6.3.4]
V	Cortante basal total de diseño
W	Carga sísmica reactiva; véase en la sección [6.1.7]
T_a	Periodo de vibración; véase en la sección [6.3.3]

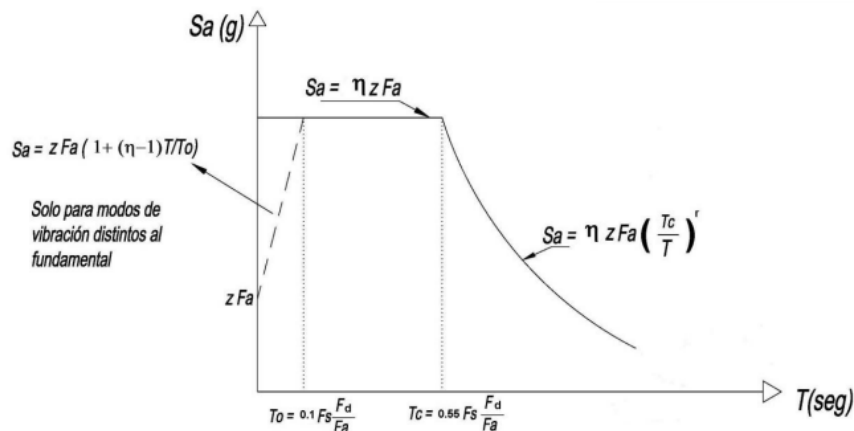
Figura 27: Procedimiento de cortante basal de diseño según la NEC 2015

Al igual que para el método anterior, cada variable tiene su respectiva tabla de donde sacar su valor, excepto por el del espectro de diseño en aceleración.

Tabla 27: Factores para determinar el cortante basal según el método de la NEC 2015

Factor	Valor	Anexo F.	Explicación
Φ _p	1	1, 3, 4 y 5	No se presentó ninguna de las irregularidades típicas de planta en los pisos
Φ _E	1	2, 3, 4 y 6	No se presentó ninguna de las irregularidades típicas de elevación en los pisos
I	1	7	La estructura no es esencial o de edificación especial.
R	5	8	La estructura es un sistema dúctil con muros de hormigón armado resistentes a sismos.

El tipo de espectro que se requiere para este análisis es el espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones, el cual se calcula de la siguiente manera:



Dónde:

η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.
F_a	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_d	Coefficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_s	Coefficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura
T	Periodo fundamental de vibración de la estructura
T_0	Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
T_c	Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

Figura 28: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño según la NEC 2015

El aspecto primordial para determinar antes de realizar el análisis es el periodo de vibración, el cual se usará tanto para esta gráfica del espectro como para el cortante basal. Sin embargo, en este caso se hará uso de una guía adicional creada por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE 7-16). Si bien el método de esta norma, mencionado en el Anexo F.9, es bastante similar al de la NEC 2015, lo que los diferencia son los coeficientes, y ya que la NEC se basa en la ASCE para el diseño sísmico resistente se obtiene un periodo más cercano al resultado real.

$$T_a = C_t h_n^x = 0.0488(29.59^{0.75})s = 0.619s$$

Ya con un periodo aproximado, es posible compararlo con los periodos de modos de vibración que se obtienen mediante el modelo en ETABS.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	RZ
Modal	1	1.015	0	0.47	0	0.53
Modal	2	0.925	0	0.531	0	0.469
Modal	3	0.769	1	0	0	0
Modal	4	0.226	0	0.079	0	0.921
Modal	5	0.202	0	0.92	0	0.079
Modal	6	0.164	1	0	0	0
Modal	7	0.109	0	0.023	0	0.977
Modal	8	0.102	0	0.954	0	0.046
Modal	9	0.078	0	0.891	0	0.109
Modal	10	0.077	0	0.049	0	0.951
Modal	11	0.072	0.999	0	0	0
Modal	12	0.064	0	0.668	0	0.332
Modal	13	0.064	0	0.112	0	0.888
Modal	14	0.057	0	0.053	0	0.947
Modal	15	0.055	0	0.75	0	0.25
Modal	16	0.053	0	0.052	0	0.948
Modal	17	0.051	0	0.046	0	0.954
Modal	18	0.046	0.003	0.521	0	0.476
Modal	19	0.045	0.998	0.001	0	0.001
Modal	20	0.043	0	0.807	0	0.193
Modal	21	0.038	0	0.78	0	0.22
Modal	22	0.037	0	0.27	0	0.73
Modal	23	0.035	0	0.74	0	0.259
Modal	24	0.035	0.999	0.001	0	0
Modal	25	0.034	0	0.385	0	0.614
Modal	26	0.034	0	0.776	0	0.224
Modal	27	0.033	0.299	0.456	0	0.245
Modal	28	0.033	0	0.492	0	0.508
Modal	29	0.033	0.724	0.053	0	0.223

Figura 29: Relaciones de masa con distintos modos de vibración obtenidos en ETABS

De los resultados de la Figura 24 se pueden deducir ciertas características estructurales sobre el edificio. Primero que nada, los periodos parecen tener valores aceptables para un edificio con esta altura y el nivel de flexibilidad del acero. Antes de seguir con el siguiente punto, se debe

aclarar una de las funciones de esta tabla: la columna UX representa el desplazamiento lateral en dirección del eje X, UY representa este desplazamiento lateral en el eje Y, y RZ hace referencia al desplazamiento por torsión en su propio eje. Con esto aclarado, se puede observar que la influencia del Modo 1 tiene más influencia por parte de la torsión, por lo que para el primero modo de vibración el edificio tendrá este tipo de movimiento. Esta relación entre modo, periodo y desplazamiento está presente para todos los modos y puede corroborarse si se activa la animación en el modelo de ETABS.

Con el periodo ya calculado, los demás factores se obtienen de distintas tablas, las cuales también están presentes en el Anexo F; cabe recalcar que el tipo de suelo en la zona del edificio es de tipo D.

Tabla 28: Factores para determinar el espectro sísmico según el método de la NEC 2015

Factor	Valor	Anexo F.	Explicación
Z	0.4	10	El edificio se encuentra en Quito
F_a	1.2	11	El factor Z es 0.4 y el tipo de perfil del suelo en el sector de La Carolina es D
F_d	1.19	12	
F_s	1.28	13	
T_0	$0.1F_s \frac{F_d}{F_a} = 0.1(1.28) \left(\frac{1.19}{1.2} \right)$ $= 0.1269s$	-	Revisar los factores F_a , F_d y F_s
T_c	$0.55F_s \frac{F_d}{F_a} = 0.55(1.28) \left(\frac{1.19}{1.2} \right)$ $= 0.6981s$	-	
r	1	14	El tipo de perfil del suelo en el sector de La Carolina es D
η	2.48	15	El edificio se encuentra en la región Sierra

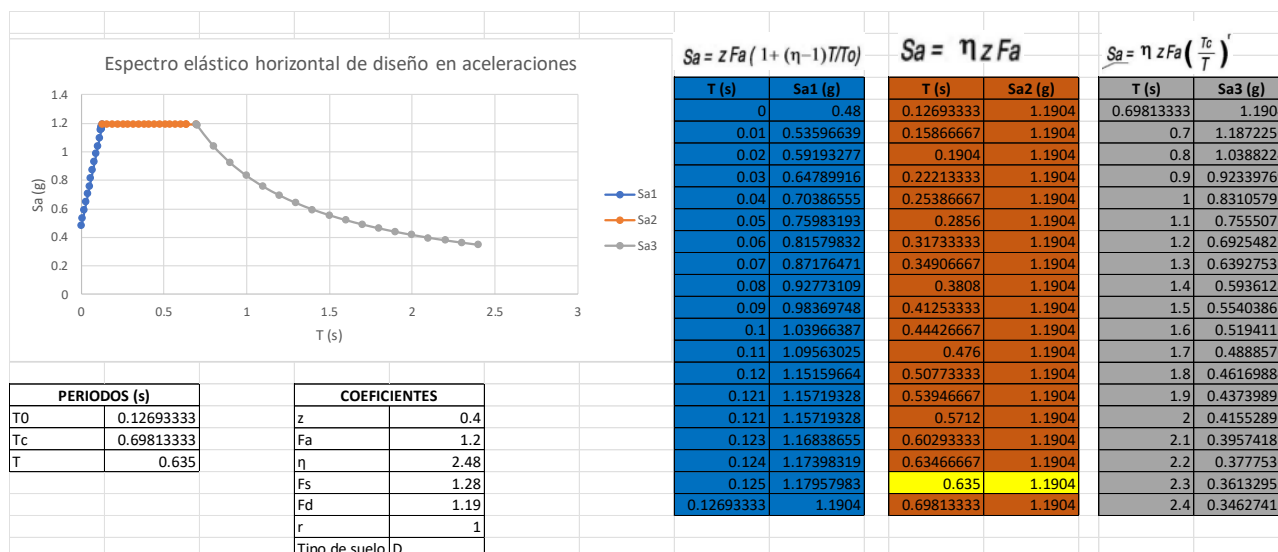


Figura 30: Espectro de aceleración para Quito según la NEC 2015

Por medio de esta gráfica se obtiene que $S_a(T_a) = 1.1904g$.

Luego de analizar los métodos propuestos por ambos documentos oficiales, se puede observar que difieren en ciertos aspectos para determinar el cortante basal. Si bien ambas fórmulas pueden resumirse como un conjunto de coeficientes relacionados a la calidad del suelo donde está la estructura a construir multiplicados por la carga muerta total del edificio sobre el nivel del suelo, los valores de algunas de estas variables pueden diferir enormemente, sobre todo en la constante R. Sin embargo, un aspecto que es casi idéntico es el espectro de aceleraciones, conocido como C en la CEC y Sa en la NEC, ambos siendo funciones con el periodo como variable principal. Se debe tener en cuenta que la fórmula para el espectro de aceleración en la CEC no considera el factor z, por lo que si al espectro de la NEC se le anula este componente ambas curvas estarán más parecidas.

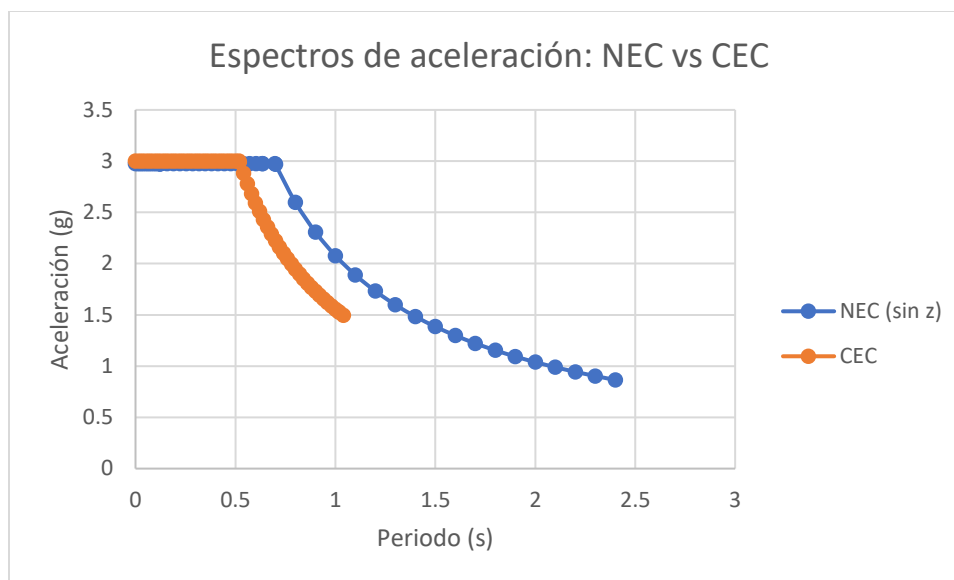


Figura 31: Comparación de espectros de aceleración de NEC 2015 vs CEC 2000

De esta forma se observa la cercanía entre las curvas para espectros, con la de la NEC estando sin el factor z y considerando la constante máxima desde que el periodo es nulo, es decir, sin incluir la pendiente creciente para modos de vibración distintos al fundamental que indica la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Carga W para el cortante

Tanto en la norma CEC 2000 como en la NEC 2015 la carga W se refiere al peso de las estructuras y todas las cargas muertas que pudieron haberse incluido, siempre y cuando se encuentre sobre el nivel del suelo. Esto descarta los pesos de los pisos subterráneos y los que estén restringidos por los muros de parqueadero, así que solo se incluirán los pisos residenciales y las cubiertas, desde el Nivel +3.88 hasta el Nivel +30.59. Mediante el cálculo de masas a mano y el de ETABS, se puede determinar la masa que hay en cada piso y sumar solamente la de los niveles que nos interesa.

E Mass Summary by Story				
File Edit Format-Filter-Sort Select Options				
Units: As Noted		Hidden Columns: No		Sort: None
Filter: None				
	Story	UX kg	UY kg	UZ kg
▶	PLANTA Nv. 30.59	19516.75	19516.75	0
	PLANTA Nv. 26.92	33104.3	33104.3	0
	PLANTA Nv. 24.04	121084.52	121084.52	0
	PLANTA Nv. 21.16	158384.12	158384.12	0
	PLANTA Nv. 18.28	158384.12	158384.12	0
	PLANTA Nv. 15.40	158384.12	158384.12	0
	PLANTA Nv. 12.52	158384.12	158384.12	0
	PLANTA Nv. 9.64	158445.25	158445.25	0
	PLANTA Nv. 6.76	158506.38	158506.38	0
	PLANTA Nv. 3.88	158506.38	158506.38	0
	PLANTA Nv. 1.00	299569.39	299569.39	0
	PLANTA Nv. -1.88	181988.92	181988.92	0
	PLANTA Nv. -3.32	152083.5	152083.5	0
	PLANTA Nv. - 4.76	54992.08	54992.08	0
	PLANTA Nv. -6.20	22016.47	22016.47	0

Figura 32: Masa de cada piso del edificio determinada por ETABS

En el Anexo G está el cálculo manual realizado en Mathcad para la masa de los pisos considerados en la carga W, donde se considera el área transversal obtenida mediante el software y longitud de las columnas y vigas, el peso de los muros, las losas y la carga muerta de criterio establecida en pasos anteriores. Se puede observar que la sumatoria de pasas de los pisos sobre el nivel del suelo es bastante similar, con pequeñas diferencias de porcentaje.

Tabla 29: Diferencia porcentual entre peso por piso obtenido en ETABS y el calculado a mano

Piso Nivel +	Peso de ETABS (kgf)	Peso del cálculo (kgf)	Diferencia porcentual
3.88	158506.38	157408.087	$\Delta\% = \frac{ 158506.38 - 157408.087 \text{kgf}}{158506.38 \text{kgf}} \times 100\%$ $= 0.693\%$

6.76	158506.38	157408.087	$\Delta\% = \frac{ 158506.38 - 157408.087 kgf}{158506.38kgf} \times 100\%$ = 0.693%
9.64	158445.25	157408.087	$\Delta\% = \frac{ 158445.25 - 157408.087 kgf}{158445.25kgf} \times 100\%$ = 0.655%
12.52	158384.12	157408.087	$\Delta\% = \frac{ 158384.12 - 157408.087 kgf}{158384.12kgf} \times 100\%$ = 0.616%
15.40	158384.12	157408.087	$\Delta\% = \frac{ 158384.12 - 157408.087 kgf}{158384.12kgf} \times 100\%$ = 0.616%
18.28	158384.12	157408.087	$\Delta\% = \frac{ 158384.12 - 157408.087 kgf}{158384.12kgf} \times 100\%$ = 0.616%
21.16	158384.12	157408.087	$\Delta\% = \frac{ 158384.12 - 157408.087 kgf}{158384.12kgf} \times 100\%$ = 0.616%
24.04	121084.52	120906.102	$\Delta\% = \frac{ 121084.52 - 120906.102 kgf}{121084.52kgf} \times 100\%$ = 0.147
26.92	33104.3	33200.06	$\Delta\% = \frac{ 33104.3 - 33200.06 kgf}{33104.3kgf} \times 100\%$ = 0.289%
30.59	19516.75	20276.06	$\Delta\% = \frac{ 19516.75 - 20276.06 kgf}{19516.75kgf} \times 100\%$ = 5.84%

Hay que recordar que 1kg (masa) = 1kgf (peso)

Para usar un valor más preciso, se usarán las masas determinadas por el software, mediante las cuales se podrá obtener el peso W que se usará en el cortante basal.

$$W = (158506.38 + 158506.38 + 158445.25 + 158384.12 + 158384.12 + 158384.12 + 158384.12 + 121084.52 + 33104.3 + 19516.75)kgf = 1282700.06kgf$$

$$W = 1282.34ton$$

Ya con el peso muerto total del edificio sobre el nivel del suelo definido, se pueden aplicar las ecuaciones de cortante basal de la CEC 2000 y la NEC 2015.

$$V_{CEC} = \frac{ZIC}{R\Phi_P\Phi_E} W = \left(\frac{0.4(1)(1.534)}{10(1)(1)} \right) 1282.7ton = 78.71ton$$

$$V_{NEC} = \frac{IS_a(T_a)}{R\Phi_P\Phi_E} W = \left(\frac{1(1.1904)}{5(1)(1)} \right) 1282.34ton = 305.3ton$$

Cortante distribuida por pisos

Además de calcular el cortante basal de toda la estructura, es posible determina la distribución de esta fuerza lateral para cada piso. Por lo general las fuerzas de los pisos superiores suelen ser las mayores y mientras más se acerca a la base va decreciendo y por el principio de fuerzas en equilibrio la suma de las cortantes en cada piso. La forma de determinar estas fuerzas se explica también en la NEC 2015.

6.3.5. Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales

La distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución lineal (triangular), similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente del período fundamental de vibración T_a .

En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V_x = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

Dónde:

V Cortante total en la base de la estructura (determinado en la sección 6.3.2)

V_x Cortante total en el piso x de la estructura

F_i Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura

F_x Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura

n Número de pisos de la estructura

w_x Peso aginado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente, según la sección 6.1.7)

w_i Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente, según la sección 6.1.7)

h_x Altura del piso x de la estructura

h_i Altura del piso i de la estructura

k Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T

Determinación de k :

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

Figura 33: Método para cálculo de distribución vertical de fuerza lateral según la NEC 2015

Con el peso y altura de cada piso determinados, se puede llevar a cabo el cálculo de la figura anterior. Las cargas muertas y el periodo serán las determinadas por el software para los cálculos en cuestión.

$$T = 1.095s \therefore k = 0.75 + 0.50T = 0.75 + 0.50(0.619) = 1.0595$$

Tabla 30: Cálculo de distribución lateral de fuerzas sísmicas laterales según la NEC

Piso	Nivel	W (kgf)	W (ton)	hx (m)	hx ^k (m)	Wx * hx ^k (Ton*m)	(Wx*hx ^k) / (∑Wi*hx ⁱ)	Fx (Ton)	Vx (Ton)
10	30.59	19516.75	19.52	29.59	36.20	706.46	0.0353	10.779	10.78
9	26.92	33104.3	33.10	25.92	31.46	1041.43	0.0520	15.890	26.67
8	24.04	121084.5	121.08	23.04	27.77	3362.32	0.1680	51.301	77.97
7	21.16	158384.1	158.38	20.16	24.11	3817.85	0.1908	58.252	136.22
6	18.28	158384.1	158.38	17.28	20.47	3242.57	0.1621	49.474	185.70
5	15.4	158384.1	158.38	14.4	16.88	2672.99	0.1336	40.784	226.48
4	12.52	158384.1	158.38	11.52	13.32	2110.19	0.1055	32.197	258.68
3	9.64	158445.3	158.45	8.64	9.82	1556.38	0.0778	23.747	282.42
2	6.76	158506.4	158.51	5.76	6.39	1013.24	0.0506	15.460	297.88
1	3.88	158506.4	158.51	2.88	3.07	486.15	0.0243	7.418	305.30
TOTAL		1282700	1282.70			20009.58	1.0000	305.3	

Se puede observar que la distribución del cortante basal tiene sentido con el tipo de estructura. El porcentaje va creciendo gradualmente desde el primer piso hasta el piso 7, en el cual alcanza el máximo aporte, alrededor del 19%, y posteriormente decrece en las cubiertas. Esto último se debe a que 2 de los 3 pisos tienen un área mucho más pequeña que la de los pisos típicos y el tercero si bien tiene el área normal su carga muerta se ve reducida al pertenecer a este grupo. Es posible comprobar que las fuerzas cortantes por piso sean las mismas en los cálculos manuales y en el modelo de ETABS. En el software se establece una carga lateral, tanto para X como para Y, en base a los coeficientes determinados en la fórmula de cortante basal de la NEC 2015. Para crear esta carga se define en los patrones una de tipo lateral para cada eje del grupo sísmico con el coeficiente de usuario. Este último es el producto de todos los coeficientes del cortante basal, ignorando la carga muerta W. Cabe recalcar que este parámetro debe seleccionarse para los pisos desde la base donde terminan los muros estructurales (Nv. +1.00) hasta el último (Nv. +30.59).

$$C_{Basal} = \frac{IS_a(T_a)}{R\Phi_P\Phi_E} = \left(\frac{1(1.1904)}{5(1)(1)} \right) = 0.23808$$

Sumado a esto, se establece el factor k que se calculó con el periodo aproximado ($k = 1.0595$)

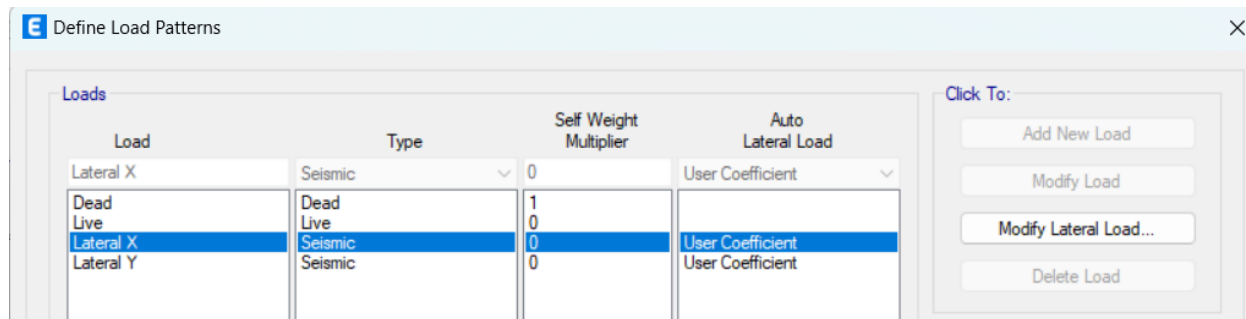


Figura 34: Cargas laterales sísmicas en X y en Y mediante coeficiente basal

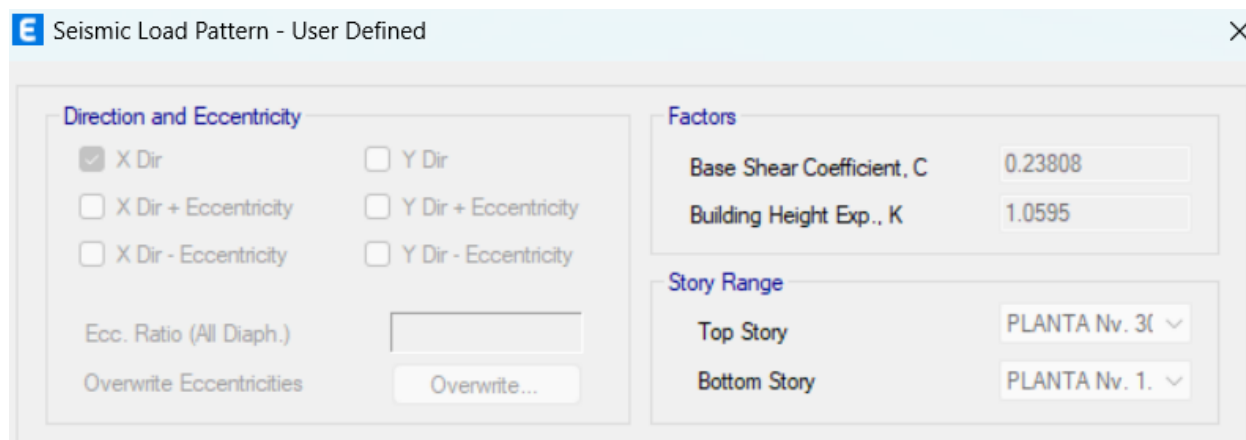


Figura 35: Características del coeficiente basal

E Story Forces						
File Edit Format-Filter-Sort Select Options						
Units: As Noted		Hidden Columns: No		Sort: None		Story Forces
Filter: ([Location] = 'Bottom')						
	Story	Output Case	Case Type	Location	P kgf	VX kgf
▶	PLANTA Nv. 30.59	Lateral X	LinStatic	Bottom	0	-10781.9108
	PLANTA Nv. 26.92	Lateral X	LinStatic	Bottom	0	-26676.1901
	PLANTA Nv. 24.04	Lateral X	LinStatic	Bottom	1.19E-05	-77991.7315
	PLANTA Nv. 21.16	Lateral X	LinStatic	Bottom	1.419E-05	-136259.6416
	PLANTA Nv. 18.28	Lateral X	LinStatic	Bottom	1.878E-05	-185747.575
	PLANTA Nv. 15.40	Lateral X	LinStatic	Bottom	1.932E-05	-226542.561
	PLANTA Nv. 12.52	Lateral X	LinStatic	Bottom	2.899E-05	-258748.1043
	PLANTA Nv. 9.64	Lateral X	LinStatic	Bottom	2.255E-05	-282501.496
	PLANTA Nv. 6.76	Lateral X	LinStatic	Bottom	3.42E-05	-297965.5897
	PLANTA Nv. 3.88	Lateral X	LinStatic	Bottom	1.327E-05	-305385.2358

Figura 36: Fuerza cortante distribuida en cada piso según ETABS

En la fila Vx se puede observar cómo la fuerza cortante empieza con el valor más pequeño en el último piso y va creciendo hasta en la base alcanzar el valor del cortante basal original de 305 Ton. Esto va de acuerdo con el funcionamiento del corte basal en estructuras de este tipo, pues se van acumulando mientras más pisos, y por ende más peso, actúe con la carga sísmica impuesta.

Tabla 31: Diferencia porcentual entre fuerza cortante por piso calculada a mano y determinada por ETABS

Nivel	Vx (Ton)		Diferencia (%)
	Cálculo	ETABS	
30.59	10.78	10.78	0.0279
26.92	26.67	26.68	0.0279
24.04	77.97	77.99	0.0279
21.16	136.22	136.26	0.0279
18.28	185.70	185.75	0.0279
15.4	226.48	226.54	0.0279
12.52	258.68	258.75	0.0279
9.64	282.42	282.50	0.0279
6.76	297.88	297.97	0.0279
3.88	305.30	305.39	0.0279

Al observar la Tabla 31 se puede concluir con que el cálculo manual y el del software coinciden casi al 100%. Las diferencias porcentuales son insignificantes y el cortante en el primer piso tiene el mismo valor que el cortante basal original determinado por el método de la NEC.

Derivas por piso

Para este apartado del análisis se requiere de resultados obtenidos en el modelo de ETABS y algunas reglas establecidas en la NEC 2015.

Límites de la deriva: la deriva máxima inelástica Δ_M de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Dónde:

Δ_M Deriva máxima inelástica

Δ_E Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R Factor de reducción de resistencia (véase la sección [6.3.4](#))

Figura 37: Límite de deriva inelástica según la NEC 2015

También cabe añadir que una deriva, ya sea elástica o inelástica, no debe superar una distancia del 2% de la altura del piso, la cual es 2.88m para este caso. Las derivas obtenidas mediante el cálculo automatizado del modelo en ETABS son elásticas, por lo que para determinar la inelásticas simplemente se las calcular por 0.75 y el factor R. Este análisis se lo realizará tanto para el eje X como para el eje Y.

Luego de establecer los pisos como semirrígidos al tener losas macizas de hormigón de 10cm de espesor, se debe definir un patrón de carga lateral, el cual actuará como cortante para cada piso y será proporcional al coeficiente de la fórmula del cortante basal, es decir, el coeficiente basal que se definió para determinar los cortantes por piso (C_{Basal}).

$$\Delta_{max} = 0.02h_{piso} = 0.02(2.88m) = 0.0576m = 57.6mm$$

Al hacer correr el modelo con la carga lateral del coeficiente basal, se debe observar el desplazamiento horizontal de nivel y para cada piso obtener la diferencia entre la distancia movida en la losa superior e inferior, el cual será el resultado para la deriva elástica.

Otra modificación que se le debió hacer al modelo tiene que ver con una regla del documento ACI 318. Frente a una carga lateral, está permitido modificar la inercia de los elementos hechos de hormigón para que tengan mayor flexibilidad. Sin embargo, como consecuencia hará que las derivas y las fuerzas cortantes aumenten para los muros.

Tabla 6.6.3.1.1(a) — Momentos de inercia y áreas de la sección transversal permitidos para el análisis elástico al nivel de carga mayorada

Miembro y condición		Momento de inercia	Área de la sección transversal para deformaciones axiales	Área de la sección transversal para deformaciones por cortante
Columnas		$0.70I_g$	$1.0A_g$	$b_v h$
Muros	No fisurados	$0.70I_g$		
	Fisurados	$0.35I_g$		
Vigas		$0.35I_g$		
Placas planas y losas planas		$0.25I_g$		

Figura 38: Factores de reducción de inercia según la ACI 318

Si bien la estructura está hecha en su mayoría de elementos de acero, para los cuales no se reduce la inercia, aun cuenta con muros estructurales de hormigón armado. Se han asumido estos objetos como no fisurados, por lo que su inercia se reduce al 70% de su valor original.

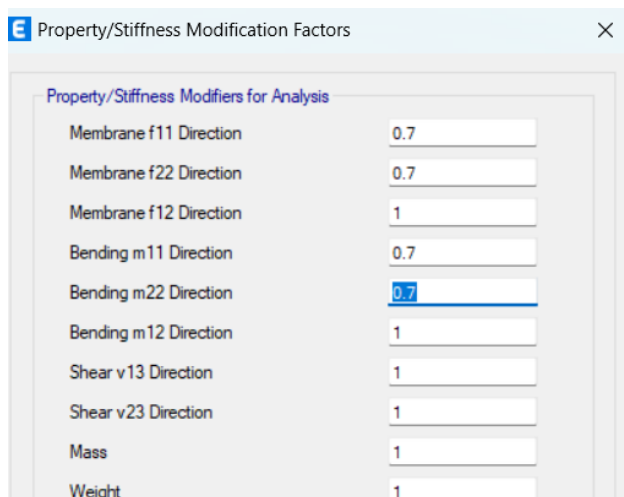


Figura 39: Modificación de la inercia de los muros en ETABS

Derivas inelásticas en X.

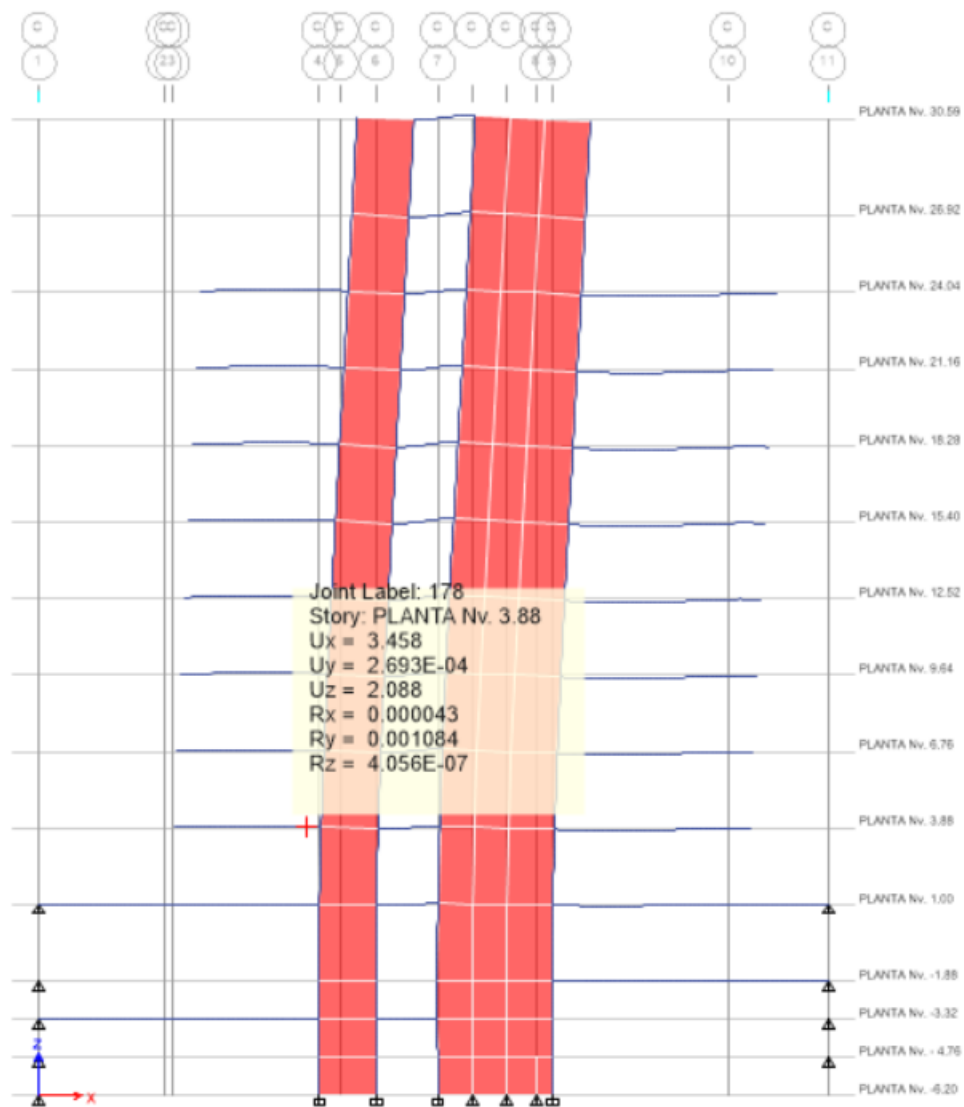


Figura 40: Edificio con carga lateral en X y ventana de desplazamiento lateral

Tabla 32: Derivas elásticas e inelásticas en X

NIVEL	DESPLAZAMIENTO (mm)	DERIVA ELÁSTICA (mm)	DERIVA ELÁSTICA	DERIVA INELÁSTICA (mm)	DERIVA INELÁSTICA
30.59	96.931				
		12.495	0.43%	46.856	1.63%
26.92	84.436				
		10.017	0.35%	37.564	1.30%
24.04	74.419				
		10.236	0.36%	38.385	1.33%
21.16	64.183				
		10.499	0.36%	39.371	1.37%
18.28	53.684				
		10.609	0.37%	39.784	1.38%
15.4	43.075				
		10.439	0.36%	39.146	1.36%
12.52	32.636				
		9.881	0.34%	37.054	1.29%
9.64	22.755				
		8.849	0.31%	33.184	1.15%
6.76	13.906				
		7.323	0.25%	27.461	0.95%
3.88	6.583				
		4.938	0.17%	18.518	0.64%
1	1.645				

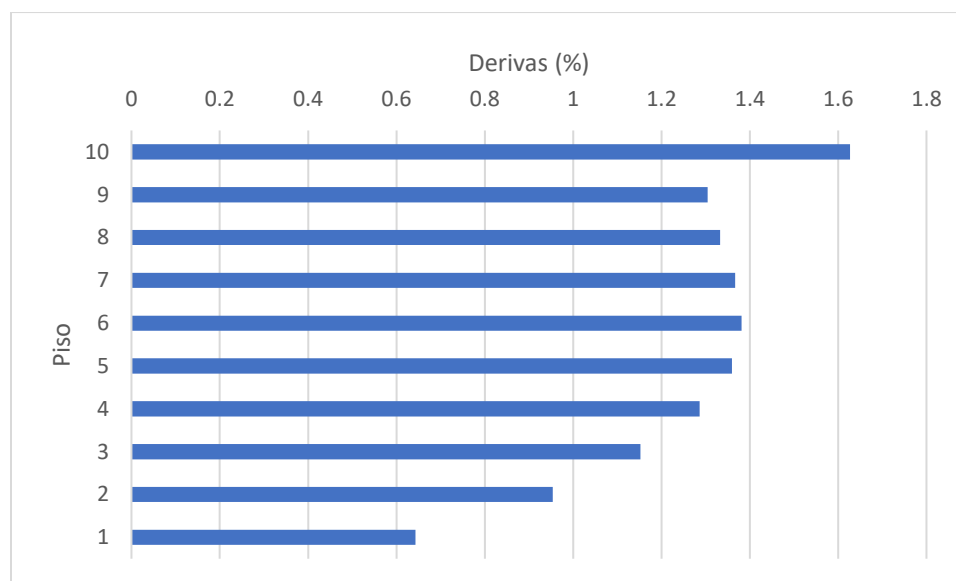


Figura 41: Derivas en X en porcentaje según el piso

Los resultados indican que todas las derivas están dentro del rango aceptable, pues ninguna llegó a ser mayor que 57.6mm. También puede notarse que las derivas siguen un patrón ascendente

mientras la altura aumenta, lo cual tiene sentido ya que a mayor altura es más alto el porcentaje aplicado del cortante basal total.

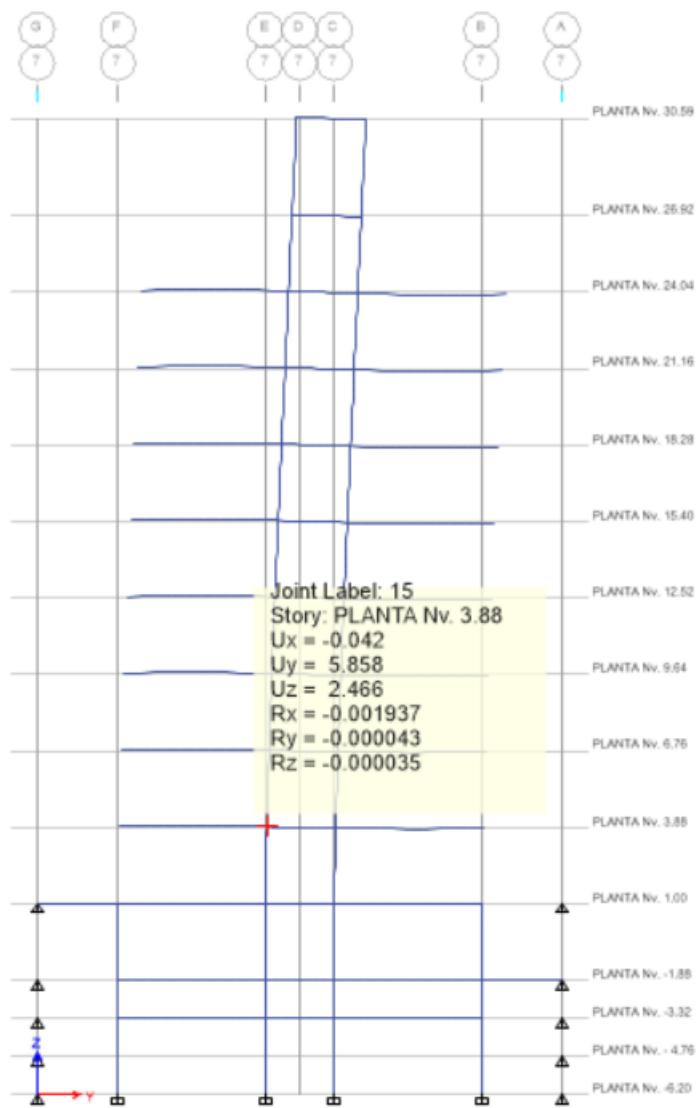


Figura 42: Edificio con carga lateral en Y y ventana de desplazamiento lateral

Tabla 33: Derivas elásticas e inelásticas en Y

NIVEL	DESPLAZAMIENTO (mm)	DERIVA ELÁSTICA (mm)	DERIVA ELÁSTICA	DERIVA INELÁSTICA (mm)	DERIVA INELÁSTICA
30.59	153.673				
		22.056	0.77%	82.710	2.87%
26.92	131.617				
		18.305	0.64%	68.644	2.38%
24.04	113.312				
		16.383	0.57%	61.436	2.13%
21.16	96.929				
		16.52	0.57%	61.950	2.15%
18.28	80.409				
		16.364	0.57%	61.365	2.13%
15.4	64.045				
		15.841	0.55%	59.404	2.06%
12.52	48.204				
		14.811	0.51%	55.541	1.93%
9.64	33.393				
		13.187	0.46%	49.451	1.72%
6.76	20.206				
		10.892	0.38%	40.845	1.42%
3.88	9.314				
		8.578	0.30%	32.168	1.12%
1	0.736				

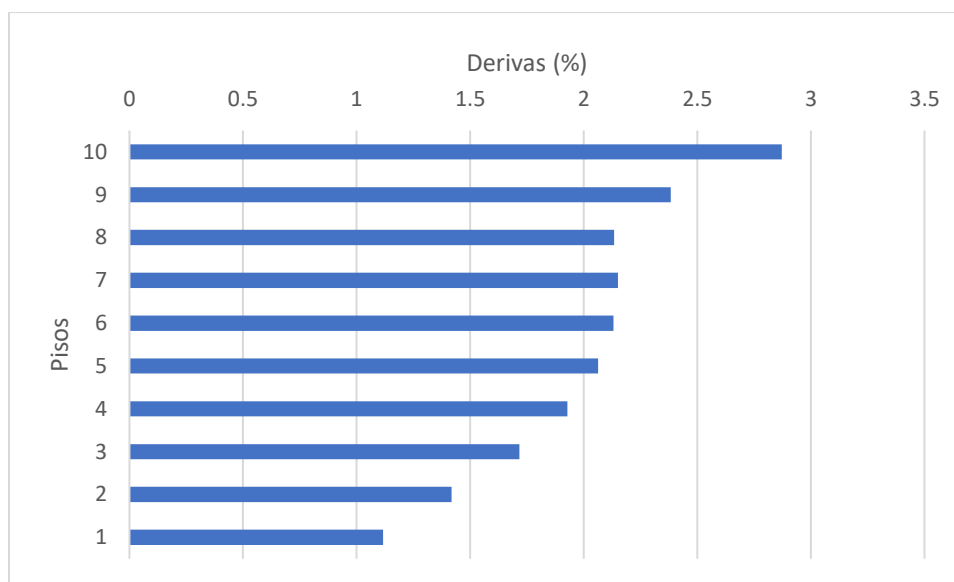


Figura 43: Derivas inelásticas en Y en porcentaje según el piso

Por otro lado, para el eje Y ciertas derivas superan el límite de 2% por piso. En el grupo de derivas elásticas nuevamente no hay problema, mientras que para las inelásticas no solo hay

varias que superan el 2%, sino que la mayoría de los pisos tiene este problema. Esto puede deberse a que, visto en planta, el edificio es un rectángulo y la fuerza aplicada en el eje Y es perpendicular al lado más largo, lo cual distribuye más el peso, presenta menos resistencia y el desplazamiento llega a ser mayor. En cuanto a la carga en el eje X, fue a parar perpendicularmente al lado corto, el cual tiene menor distribución de carga y por ende más resistencia, lo cual provoca derivas más pequeñas.

Relación demanda – capacidad de muros estructurales

El último elemento estructural que se analizará en este proyecto son los muros que rodean el ascensor y las escaleras desde el subsuelo hasta la cubierta. Como se puede observar en los planos, el edificio cuenta con muros rectangulares unidos de forma que parecen 2 letras C si se ve la vista en planta. Para analizar correctamente estos elementos se los debe tratar como muros separados.

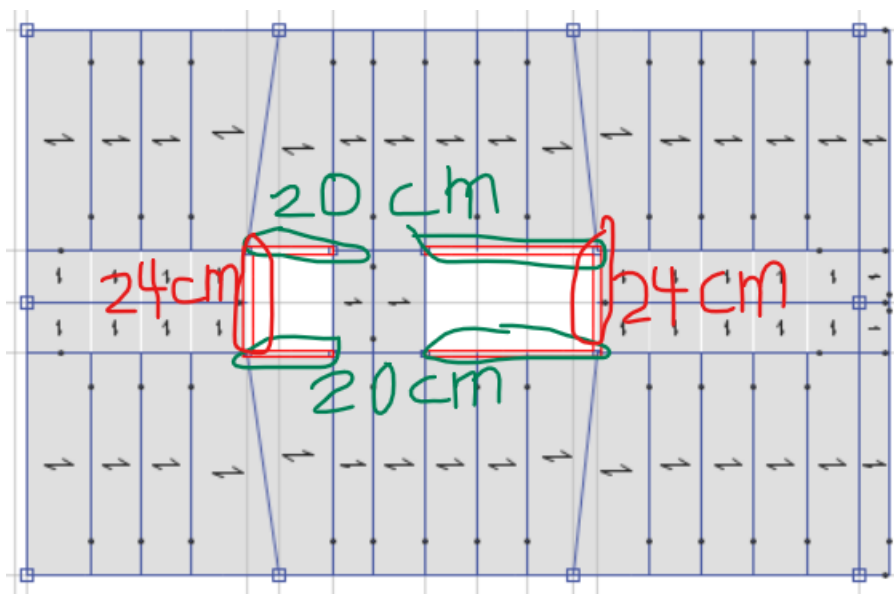


Figura 44: Clasificación de muros según su espesor vista en planta

Mediante la Figura 41 se establece que hay 3 muros para analizar: el de 24 cm de espesor, el corto de 20cm de espesor y el largo de 20cm de espesor. El tipo de análisis que se calculará es la

relación demanda – capacidad de los muros frente a fuerzas cortantes, las cuales son provocadas por el mismo cortante axial de las secciones anteriores. Se recurre al libro oficial del American Concrete Institute para ver qué parámetros se deben identificar en estos elementos para determinar su capacidad a cortante axial.

REGLAMENTO

11.5.4.2 V_n en cualquier sección horizontal no debe exceder $0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}$.

11.5.4.3 V_n debe calcularse mediante:

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv} \quad (11.5.4.3)$$

donde:

$\alpha_c = 0.25$ para $h_w/\ell_w \leq 1.5$
 $\alpha_c = 0.17$ para $h_w/\ell_w \geq 2.0$
 α_c varía linealmente entre 0.25 y 0.17 para $1.5 < h_w/\ell_w < 2.0$

Figura 45: Capacidad a cortante de un muro estructural según la ACI 318-19

De acuerdo con la ACI 318-19, para determinar la capacidad a corte de estos muros se necesitan sus dimensiones de sección transversal, la resistencia a fluencia y compresión de los materiales y la cuantía del acero de refuerzo transversal. Se debe tener en cuenta los valores constantes como: $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ y $\lambda = 1$. Sumado a esto, hay que asegurarse de que la cuantía de acero longitudinal sea mayor a 0.0021. Toda esta información se obtiene al observar los planos del edificio, la cual puede observarse en los Anexos H. A continuación, está el cálculo para determinar la capacidad a cortante de los 3 tipos de muros.

Tabla 34: Cálculo de la capacidad a cortante de los muros

Muro	Cuantía longitudinal	Cuantía transversal	Relación altura - largo	Área transversal l (cm ²)	ΦV_n (kgf)
Espe- sor de 24 cm	A_s $= 2 \left(\frac{\pi}{4} (1.2)^2 \right)$ $= 2.262 \text{cm}^2$ A_r $= (20 \times 24)$ $= 480 \text{cm}^2$ $\rho_l = \frac{A_s}{A_r}$ $= 0.005$	A_s $= 2 \left(\frac{\pi}{4} (1.2)^2 \right)$ $= 2.262 \text{cm}^2$ A_r $= (20 \times 24)$ $= 480 \text{cm}^2$ $\rho_t = \frac{A_s}{A_r}$ $= 0.005$	$\frac{h}{l}$ $= \frac{2.8 \text{m}}{2.6 \text{m}}$ $= 1.077$ $\therefore \alpha_c$ $= 0.25$	A_{cv} $= 24$ $\times 260$ $= 6240$	ϕV_n $= 0.75 \left(0.25(1)\sqrt{210} \right. \\ \left. + 0.005(4200) \right) (6240)$ $= 115234.91$
Muro largo de 20 cm de espesor	A_s $= 2 \left(\frac{\pi}{4} (1.2)^2 \right)$ $= 2.262 \text{cm}^2$ A_r $= (20 \times 20)$ $= 400 \text{cm}^2$ $\rho_l = \frac{A_s}{A_r}$ $= 0.006$	A_s $= 2 \left(\frac{\pi}{4} (1.2)^2 \right)$ $= 2.262 \text{cm}^2$ A_r $= (20 \times 25)$ $= 500 \text{cm}^2$ $\rho_t = \frac{A_s}{A_r}$ $= 0.005$	$\frac{h}{l}$ $= \frac{2.8 \text{m}}{2.14 \text{m}}$ $= 1.308$ $\therefore \alpha_c$ $= 0.25$	A_{cv} $= 20$ $\times 434$ $= 8680$	ϕV_n $= 0.75 \left(0.25(1)\sqrt{210} \right. \\ \left. + 0.005(4200) \right) (8680)$ $= 160294.72$
Muro corto de 20 cm de espesor	$\rho_l = \frac{A_s}{A_r}$ $= 0.006$	$\rho_t = \frac{A_s}{A_r}$ $= 0.005$	$\frac{h}{l}$ $= \frac{2.8 \text{m}}{4.34 \text{m}}$ $= 0.645$ $\therefore \alpha_c$ $= 0.25$	A_{cv} $= 20$ $\times 214$ $= 4280$	ϕV_n $= 0.75 \left(0.25(1)\sqrt{210} \right. \\ \left. + 0.005(4200) \right) (4280)$ $= 79039.33$

Ya con la capacidad a corte de cada muro, hay que determinar la fuerza cortante aplicada máxima que llega a experimentar en un piso por la carga lateral del cortante basal. Mientras que los muros de 20cm experimentarán la fuerza lateral aplicada en el eje X, los de 24cm tendrán que soportar la del eje Y. En los Anexos H.8 y H.9 se observa la reacción de cortante de la estructura

frente a las fuerzas laterales en ambos ejes, en donde se indica para cuál muro en específico iría esa fuerza aplicada.

Tabla 35: Relación demanda-capacidad de los muros estructurales

Muros	Capacidad cortante ΦV_n (kgf)	Cortante máximo V_u (kgf)	DCR
Espesor de 24 cm	115234.91	Sobre el suelo: 135010.68	$DCR = \frac{135010.68}{115234.91} = 1.172$
Muro largo de 20 cm de espesor	160294.72	Sobre el suelo: 85218.54	$DCR = \frac{85218.54}{160294.72} = 0.532$
Muro corto de 20 cm de espesor	79039.33	Sobre el suelo: 46783.88	$DCR = \frac{46783.88}{79039.33} = 0.592$

Se puede observar que, de los 3 tipos de muros, el que tuvo problemas para superar la demanda de la carga sísmica fue justamente el que tenía mayor espesor. Esto puede deberse principalmente a su área reducida o a su escaso varillado si se considera que debe enfrentar las cargas que vienen del lado con más distribución de carga. En cuanto a los muros de 20cm, estos cumplieron con su propósito de aguantar las cargas, e incluso sus relaciones demanda – capacidad son muy similares.

CONCLUSIONES

Mediante un largo y extenso análisis a este edificio de tipo residencial, fue posible identificar sus características y comportamientos estructurales más importantes. Al hacer uso de documentos oficiales internacionales como el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, la guía de diseño de la *American Society of Civil Engineers* y, la más importante, la Norma Ecuatoriana de la Construcción, se pudieron determinar las cargas vivas comunes para este tipo de edificios; en cuanto a las cargas muertas, fue cuestión de calcular y asumir ciertas cargas comunes. Otros documentos de institutos como el *American Institute of Steel Construction* y el *American Concrete Institute* fungieron como guías para clasificar las vigas y columnas según su esbeltez o compactibilidad. Volviendo a la NEC, gracias al capítulo de diseño sismo resistente y conocer la ubicación del edificio analizado, se pudieron establecer los factores clave para definir una carga sísmica de diseño, la cual fue un porcentaje de la carga muerta total de la estructura sobre el suelo. La mayoría de los cálculos se complementan de alguna forma con el modelo hecho en ETABS, pues el edificio recreado en este software permitió obtener las reacciones frente a las cargas, parámetros geométricos como el área transversal o la inercia de forma automática y, mediante ciertas modificaciones para hacer al edificio lo más cercano a la realidad, los desplazamientos que sufriría frente a cargas laterales de diseño. En adición a esto, varios cálculos realizados a mano pudieron corroborarse con los resultados del software. En cuanto a la relación demanda capacidad de los elementos estructurales, las vigas llegaron a cumplir según la combinación de carga establecida, las columnas demostraron ser serviciales si son secciones combinadas de hormigón y acero estructural, y los muros pueden cumplir con la demanda dependiendo de cuál sea su ancho, largo y refuerzo; para ser más específico, el muro de espesor de 24cm, ya sea por sus dimensiones o su varillado, no logró soportar la carga de diseño lateral

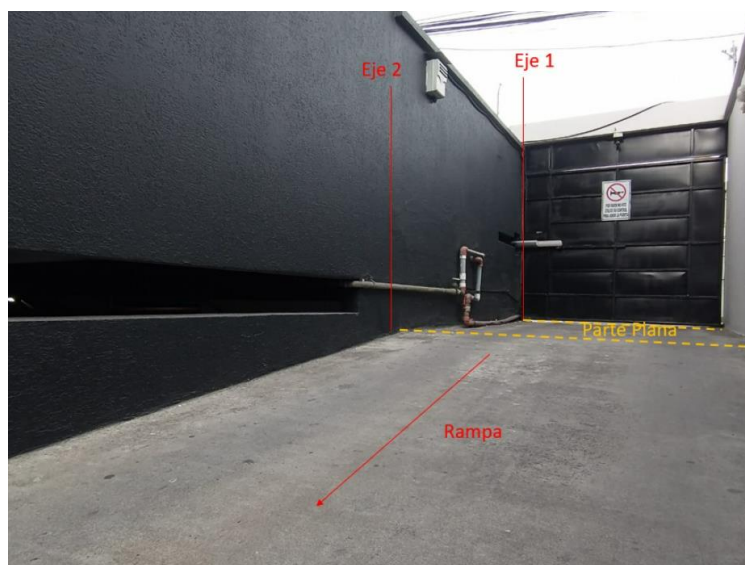
determinada por parámetros de la NEC, lo cual también repercutió en el exceso de derivas en el sentido Y. Si bien este proyecto aún no podría catalogarse como un análisis estructural profesional de ingeniería civil, es una aproximación muy exacta de lo que se debe observar, calcular y verificar al evaluar el diseño de un edificio frente a cargas verticales (vivas o muertas) y horizontales (sísmicas). También quedó muy claro cómo el contenido visto en los cursos más centrados en esta carrera llega a ser de utilidad, tanto en un proyecto de titulación como en casos de la vida real.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2023). *Capítulos de la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción)*. Recuperado de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente*. Recuperado de <https://www.unisdr.org/campaign/resilientcities/uploads/city/attachments/3871-10684.pdf>
- American Society of Civil Engineers. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Recuperado de https://www.waterboards.ca.gov/waterrights/water_issues/programs/bay_delta/california_waterfix/exhibits/docs/dd_jardins/DDJ-148%20ASCE%207-10.pdf
- American Institute of Steel Construction. Specification for Structural Steel Building. ACI 360-16, 2016.
- American Concrete Institute Committee 318 (2019.) *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19) y Comentario de Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318R-19)*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute
- Instituto Ecuatoriano de la Normalización. (2001). *Código Ecuatoriano de la Construcción. Requisitos generales de diseño: Peligro sísmico, espectros de diseño y requisitos mínimos de cálculos para diseños sismo-resistentes*. Primera edición. CPE INEN 5. Parte 1. Capítulo 12

ANEXO A: FOTOS TOMADAS EN EL EDIFICIO

Anexo A. 1: Entrada al edificio, a 1m sobre el suelo



Anexo A. 2: Entrada al parqueadero con el límite entre la parte plana del piso 1 y la rampa



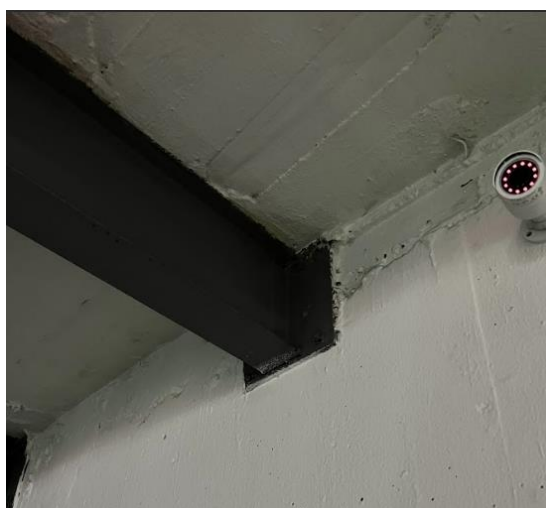
Anexo A. 3: Vista de las vigas, viguetas y columnas en el primer subsuelo



Anexo A. 4: Intersecciones entre vigas y viguetas con perfil "I"

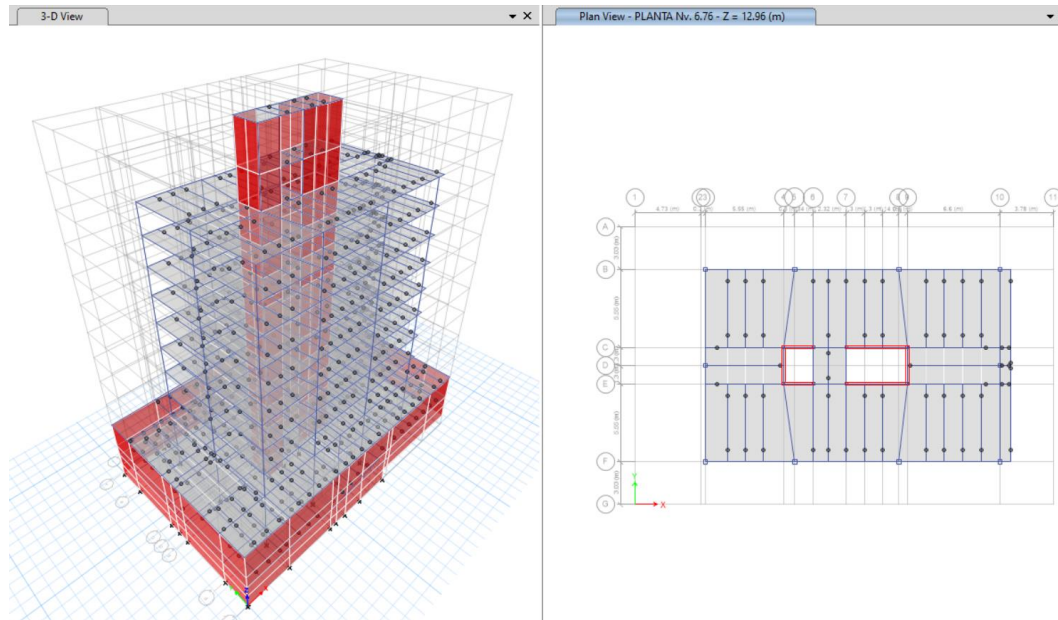


Anexo A. 5: Viguetas inclinadas que sostienen las rampas

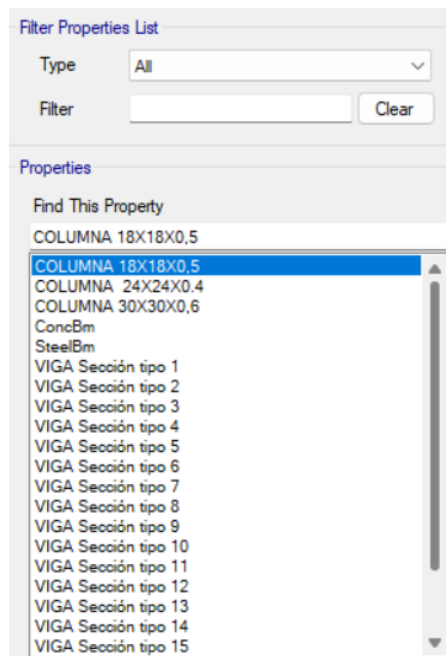


Anexo A. 6: Placa que une una viga al muro del subsuelo

ANEXO B: CAPTURAS DE PANTALLA DEL MODELO EN ETABS



Anexo B. 1: Vista en 3D y en planta del modelo del edificio



Anexo B. 2: Lista de secciones transversales de vigas y columnas definidas en ETABS

E Slab Property Data

General Data

Property Name:

Slab Material: ...

Notional Size Data:

Modeling Type:

Modifiers (Currently Default):

Display Color:

Property Notes:

Property Data

Type:

Thickness: mm

Anexo B. 3: Perfil de losa de 10cm definido en ETABS

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kgf/m³

Mass per Unit Volume: kg/m³

Mechanical Property Data

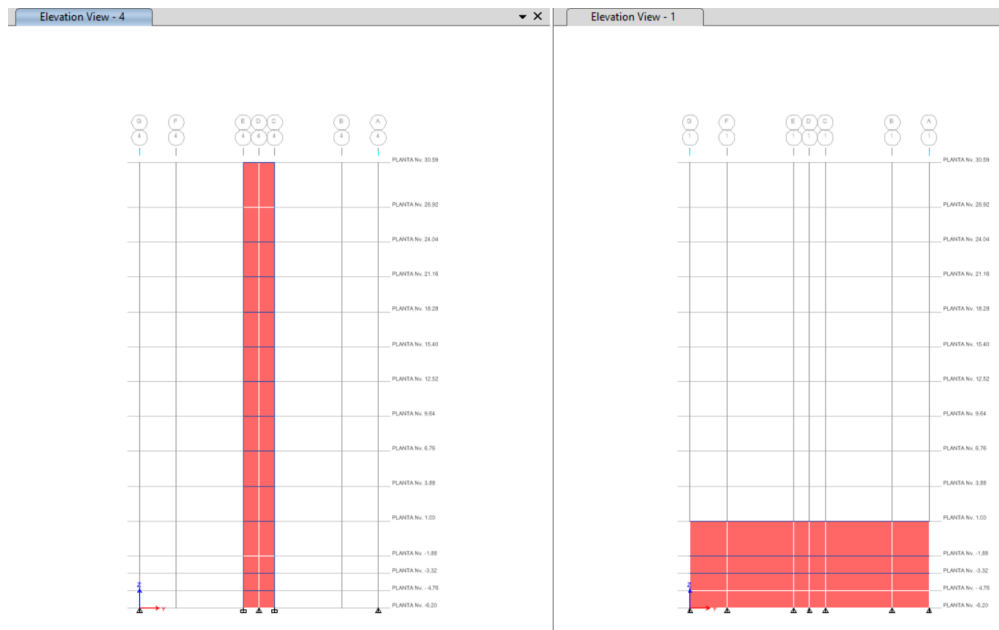
Modulus of Elasticity, E: kgf/cm²

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: kgf/cm²

Anexo B. 4: Definición del concreto usado para los muros y losas en el modelo

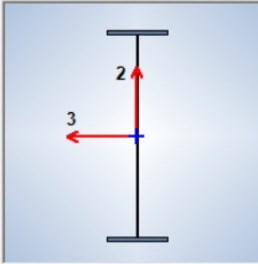


Anexo B. 5: Vista lateral de los muros internos y subterráneos en el modelo del edificio

General Data	
Property Name	COLUMNA 18X18X0.5
Material	A36
Display Color	 Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel Tube
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	180 mm
Total Width	180 mm
Flange Thickness	5 mm
Web Thickness	5 mm
Corner Radius	0 mm
Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers... Currently Default	

Anexo B. 6: Sección transversal de una de las columnas

General Data	
Property Name	VIGA Sección tipo B
Material	Acero estructural A36
Display Color	 Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel I/Wide Flange
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	416 mm
Top Flange Width	120 mm
Top Flange Thickness	8 mm
Web Thickness	4 mm
Bottom Flange Width	120 mm
Bottom Flange Thickness	8 mm
Fillet Radius	0 mm
Property Modifiers	
	Modify/Show Modifiers...
	Currently Default
OK	



Anexo B. 7: Sección transversal de una de las vigas

ANEXO C: TABLAS Y GRÁFICOS USADOS DE LOS DOCUMENTOS PARA DETERMINAR CARGAS VIVAS

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Cubiertas		
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70	
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00	
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	4.80	
Cubiertas destinadas para propósitos especiales		
Toldos y carpas	i	i
Construcción en lona apoyada sobre una estructura ligera	0.24 (no reduc.)	
Todas las demás	1.00	
Elementos principales expuestos a áreas de trabajo		8.90
Carga puntual en los nudos inferiores de la celosía de cubierta, miembros estructurales que soportan cubiertas sobre fábricas, bodegas y talleres de reparación vehicular		1.40
Todos los otros usos		1.40
Todas las superficies de cubiertas sujetas a mantenimiento de trabajadores		
Residencias		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	
Hoteles y residencias multifamiliares		
Habitaciones	2.00	
Salones de uso público y sus corredores	4.80	
Garaje (únicamente vehículos para pasajeros)		2.0 ^{a,b}
Camiones y buses		a,b
<p>^a Los pisos de estacionamientos o partes de los edificios utilizados para almacenamiento de vehículos, serán diseñados para las cargas vivas uniformemente distribuidas de esta tabla o para las siguientes cargas concentradas:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Para vehículos particulares (hasta 9 pasajeros) actuando en una superficie de 100 mm por 100 mm, 13.4 kN; y • Para losas en contacto con el suelo que son utilizadas para el almacenamiento de vehículos particulares, 10 kN por rueda. <p>^b Los estacionamientos para camiones y buses serán diseñados por algún método recomendado por AASHTO, MTOP, que contenga las especificaciones para cargas de camiones y buses.</p>		

Anexo C. 1: Cargas vivas para residencias, garaje y cubiertas según la NEC

Tabla B.4.2.1-1
Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m ²) m ² de área en planta	Carga uniforme (kgf/m ²) m ² de área en planta
Residencial	Balcones	5.0	500
	Cuartos privados y sus corredores	1.8	180
	Escaleras	3.0	300
Garajes	Garajes para automóviles de pasajeros	2.5	250
	Garajes para vehículos de carga de hasta 2.000 kg de capacidad.	5.0	500

Tabla B.4.2.1-2
Cargas vivas mínimas en cubiertas

Tipo de cubierta	Carga uniforme (kN/m ²) m ² de área en planta	Carga uniforme (kgf/m ²) m ² de área en planta
Cubiertas, Azoteas y Terrazas	la misma del resto de la edificación (Nota-1)	la misma del resto de la edificación (Nota-1)
Cubiertas usadas para jardines de cubierta o para reuniones	5.00	500
Cubiertas inclinadas con más de 15° de pendiente en estructura metálica o de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la aquí estipulada	0.35	35
Cubiertas inclinadas con pendiente de 15° o menos en estructura metálica o de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la aquí estipulada	0.50	50

Nota-1 — La carga viva de la cubierta no debe ser menor que el máximo valor de las cargas vivas usadas en el resto de la edificación, y cuando esta tenga uso mixto, tal carga debe ser la mayor de las cargas vivas correspondientes a los diferentes usos.

Anexo C. 2: Cargas vivas para residencias, garajes y cubiertas según la NSR

Table 4-1 Minimum Uniformly Distributed Live Loads, L_o , and Minimum Concentrated Live Loads

Occupancy or Use	Uniform psf (kN/m ²)	Conc. lb (kN)
Residential		
One- and two-family dwellings		
Uninhabitable attics without storage	10 (0.48) ^f	
Uninhabitable attics with storage	20 (0.96) ^g	
Habitable attics and sleeping areas	30 (1.44)	
All other areas except stairs	40 (1.92)	
All other residential occupancies		
Private rooms and corridors serving them	40 (1.92)	
Public rooms ^h and corridors serving them	100 (4.79)	
Garages		
Passenger vehicles only	40 (1.92) ^{g,h,i}	
Trucks and buses	"	
Roofs		
Ordinary flat, pitched, and curved roofs	20 (0.96) ^g	
Roofs used for roof gardens	100 (4.79)	
Roofs used for assembly purposes	Same as occupancy served	
Roofs used for other occupancies	"	
Awnings and canopies		
Fabric construction supported by a skeleton structure	5 (0.24) nonreducible	300 (1.33) applied to skeleton structure
Screen enclosure support frame	5 (0.24) nonreducible and applied to the roof frame members only, not the screen	200 (0.89) applied to supporting roof frame members only
All other construction		
Primary roof members, exposed to a work floor		
Single panel point of lower chord of roof trusses or any point along primary structural members supporting roofs over manufacturing, storage warehouses, and repair garages		2,000 (8.9)
All other primary roof members		300 (1.33)
All roof surfaces subject to maintenance workers		300 (1.33)

^fLive load reduction for this use is not permitted by Section 4.7 unless specific exceptions apply.

^gFloors in garages or portions of a building used for the storage of motor vehicles shall be designed for the uniformly distributed live loads of Table 4-1 or the following concentrated load: (1) for garages restricted to passenger vehicles accommodating not more than nine passengers, 3,000 lb (13.35 kN) acting on an area of 4.5 in. by 4.5 in. (114 mm by 114 mm); and (2) for mechanical parking structures without slab or deck that are used for storing passenger vehicles only, 2,250 lb (10 kN) per wheel.

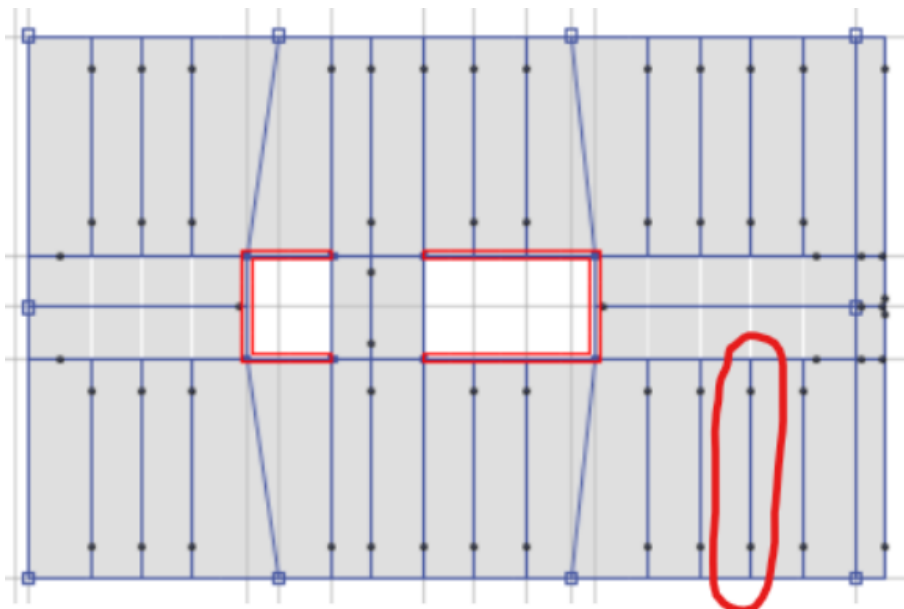
^hDesign for trucks and buses shall be per AASHTO LRFD Bridge Design Specifications; however, provisions for fatigue and dynamic load allowance are not required to be applied.

Anexo C. 3: Cargas vivas para residencias, garaje y cubiertas según ASCE

G. Contrapisos y recubrimientos	kN/m²
Baldosa de mármol reconstituido, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor	0.22
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor	0.20
Contrapiso de hormigón ligero simple, por cada cm, de espesor	0.16
Contrapiso de hormigón simple, por cada cm, de espesor	0.22

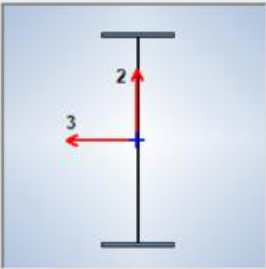
Anexo C. 4: Carga de contrapisos y recubrimientos según la NEC

ANEXO D: INFORMACIÓN DE ELEMENTOS MODELADOS EN ETABS Y USADOS PARA EL CÁLCULO DEL DCR



Anexo D. 1: Vista en planta del piso y viga residencial analizada

General Data	
Property Name	VIGA Sección tipo 3
Material	Acero estructural A36
Display Color	 Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel I/Wide Flange
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	416 mm
Top Flange Width	140 mm
Top Flange Thickness	8 mm
Web Thickness	4 mm
Bottom Flange Width	140 mm
Bottom Flange Thickness	8 mm
Fillet Radius	0 mm



Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...

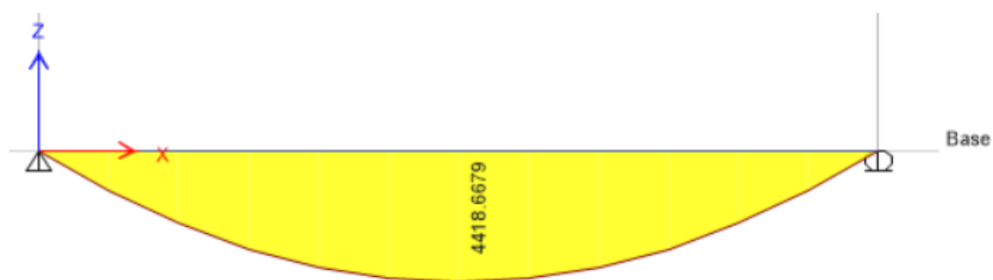
Currently Default

OK

Anexo D. 2: Perfil de viga residencial analizada

Property Name	
Section Name	VIGA Sección tipo 3
Base Material	Acero estructural A36
Properties	
Item	Value
Area, cm ²	38.4
AS2, cm ²	16.4
AS3, cm ²	20.1
I33, cm ⁴	11456.5
I22, cm ⁴	366.1
S33Pos, cm ³	550.8
S33Neg, cm ³	550.8
S22Pos, cm ³	52.3
S22Neg, cm ³	52.3
R33, mm	172.7
R22, mm	30.9
Z33, cm ³	617
Z22, cm ³	80

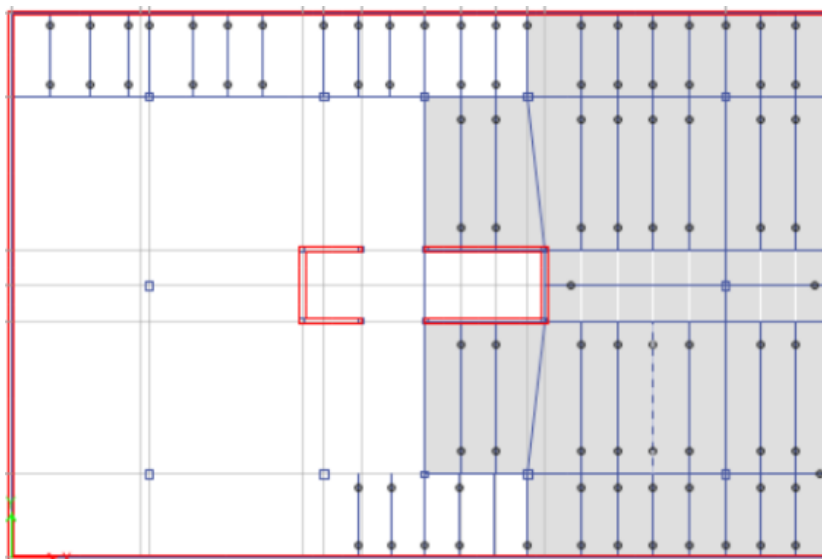
Anexo D. 3: Propiedades geométricas de la viga residencial analizada



Anexo D. 4: Momento último en la viga residencial analizada



Anexo D. 5: DCR en la viga residencial analizada



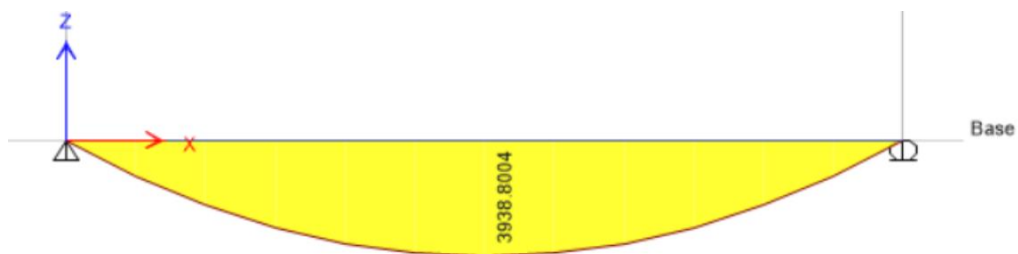
Anexo D. 6: Vista en planta del piso y viga subterránea analizada

General Data	
Property Name	VIGA Sección tipo 2
Material	Acero estructural A36
Display Color	 Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel I/Wide Flange
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	312 mm
Top Flange Width	100 mm
Top Flange Thickness	6 mm
Web Thickness	3 mm
Bottom Flange Width	100 mm
Bottom Flange Thickness	6 mm
Fillet Radius	0 mm
Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers...	
Currently Default	
OK	

Anexo D. 7: Perfil de viga subterránea analizada

Property Name	
Section Name	VIGA Sección tipo 2
Base Material	Acero estructural A36
Properties	
Item	Value
Area, cm ²	21
AS2, cm ²	9.2
AS3, cm ²	10.8
I33, cm ⁴	3484.4
I22, cm ⁴	100.1
S33Pos, cm ³	223.4
S33Neg, cm ³	223.4
S22Pos, cm ³	20
S22Neg, cm ³	20
R33, mm	128.8
R22, mm	21.8
Z33, cm ³	251.1
Z22, cm ³	30.7

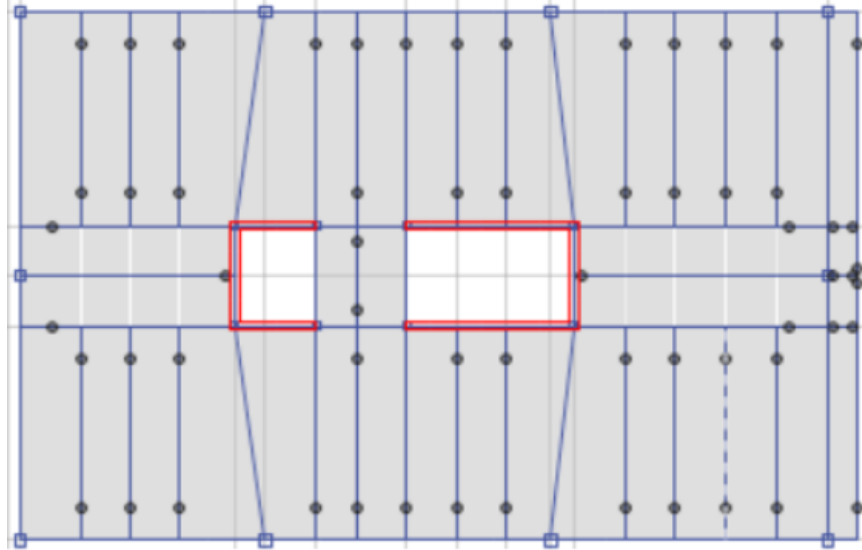
Anexo D. 8: Propiedades geométricas de la viga subterránea analizada



Anexo D. 9: Momento último en la viga subterránea analizada



Anexo D. 10: DCR en la viga subterránea analizada



Anexo D. 11: Vista en planta del piso y viga de cubierta analizada

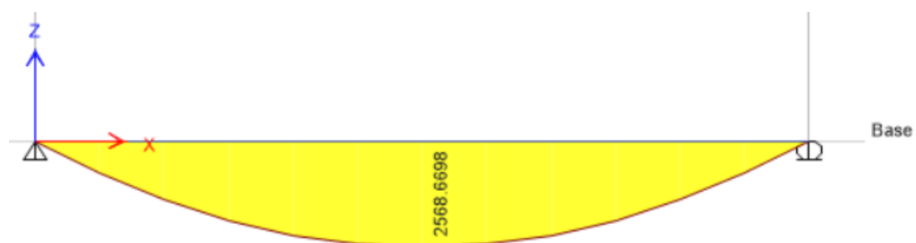
General Data	
Property Name	VIGA Sección tipo 3
Material	Acero estructural A36
Display Color	 Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel IWide Flange
Section Property Source	
Source:	User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	416 mm
Top Flange Width	140 mm
Top Flange Thickness	8 mm
Web Thickness	4 mm
Bottom Flange Width	140 mm
Bottom Flange Thickness	8 mm
Fillet Radius	0 mm
Property Modifiers	
Modify/Show Modifiers...	
Currently Default	
OK	

The diagram shows a cross-section of an I-beam. The vertical axis is labeled '2' with an upward-pointing arrow, and the horizontal axis is labeled '3' with a leftward-pointing arrow. The I-beam has a top flange, a central web, and a bottom flange.

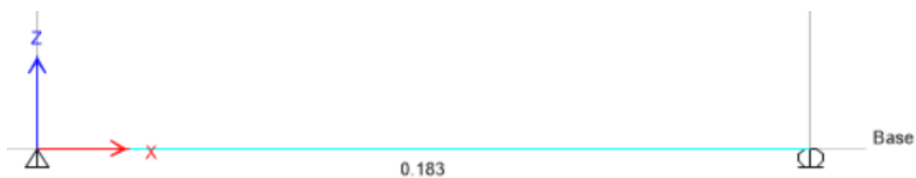
Anexo D. 12: Perfil de viga de cubierta analizada

Property Name	
Section Name	VIGA Sección tipo 3
Base Material	Acero estructural A36
Properties	
Item	Value
Area, cm ²	38.4
AS2, cm ²	16.4
AS3, cm ²	20.1
I33, cm ⁴	11456.5
I22, cm ⁴	366.1
S33Pos, cm ³	550.8
S33Neg, cm ³	550.8
S22Pos, cm ³	52.3
S22Neg, cm ³	52.3
R33, mm	172.7
R22, mm	30.9
Z33, cm ³	617
Z22, cm ³	80

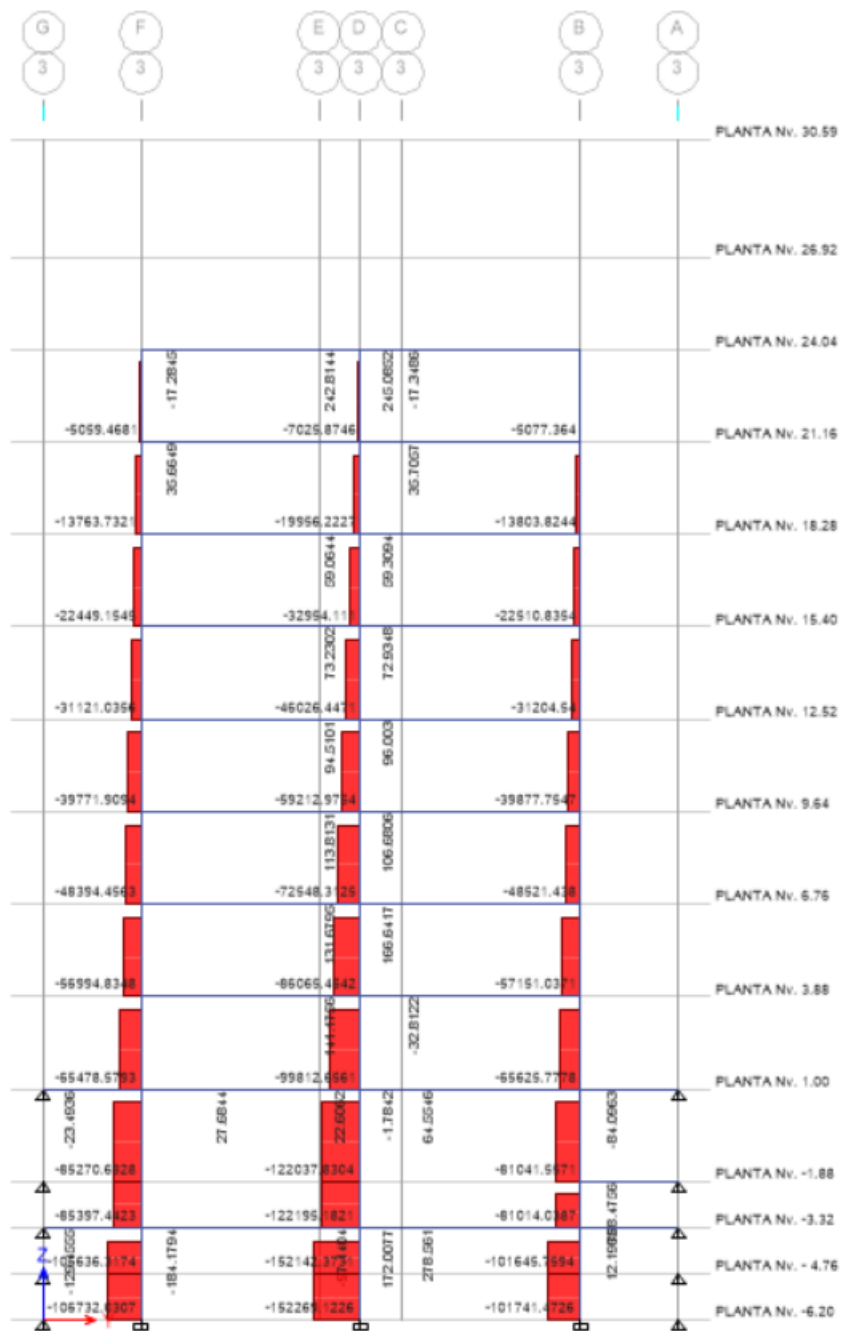
Anexo D. 13: Propiedades geométricas de la viga de cubierta analizada



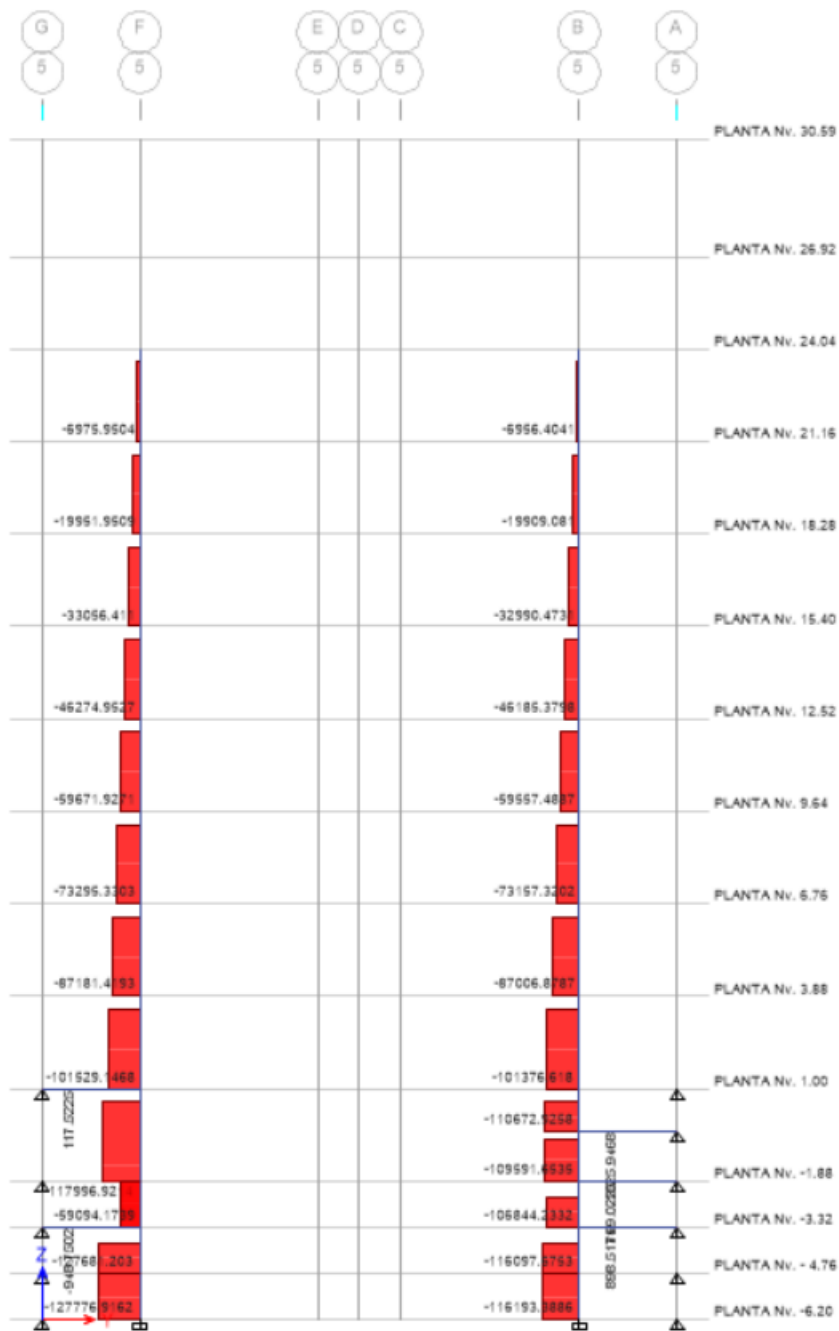
Anexo D. 14: Momento último en la viga de cubierta analizada



Anexo D. 15: DCR en la viga de cubierta analizada



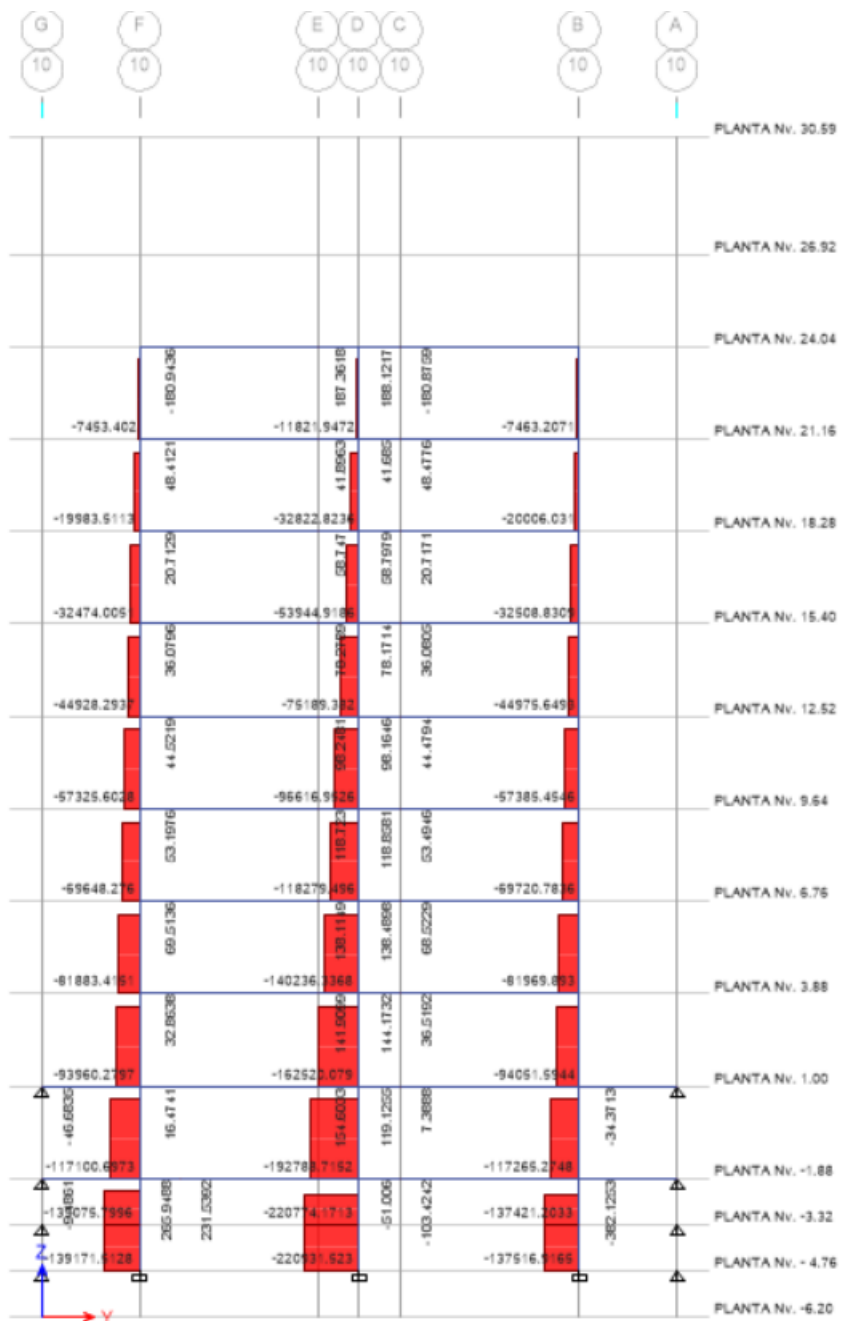
Anexo D. 16: Carga axial en columnas del eje 3



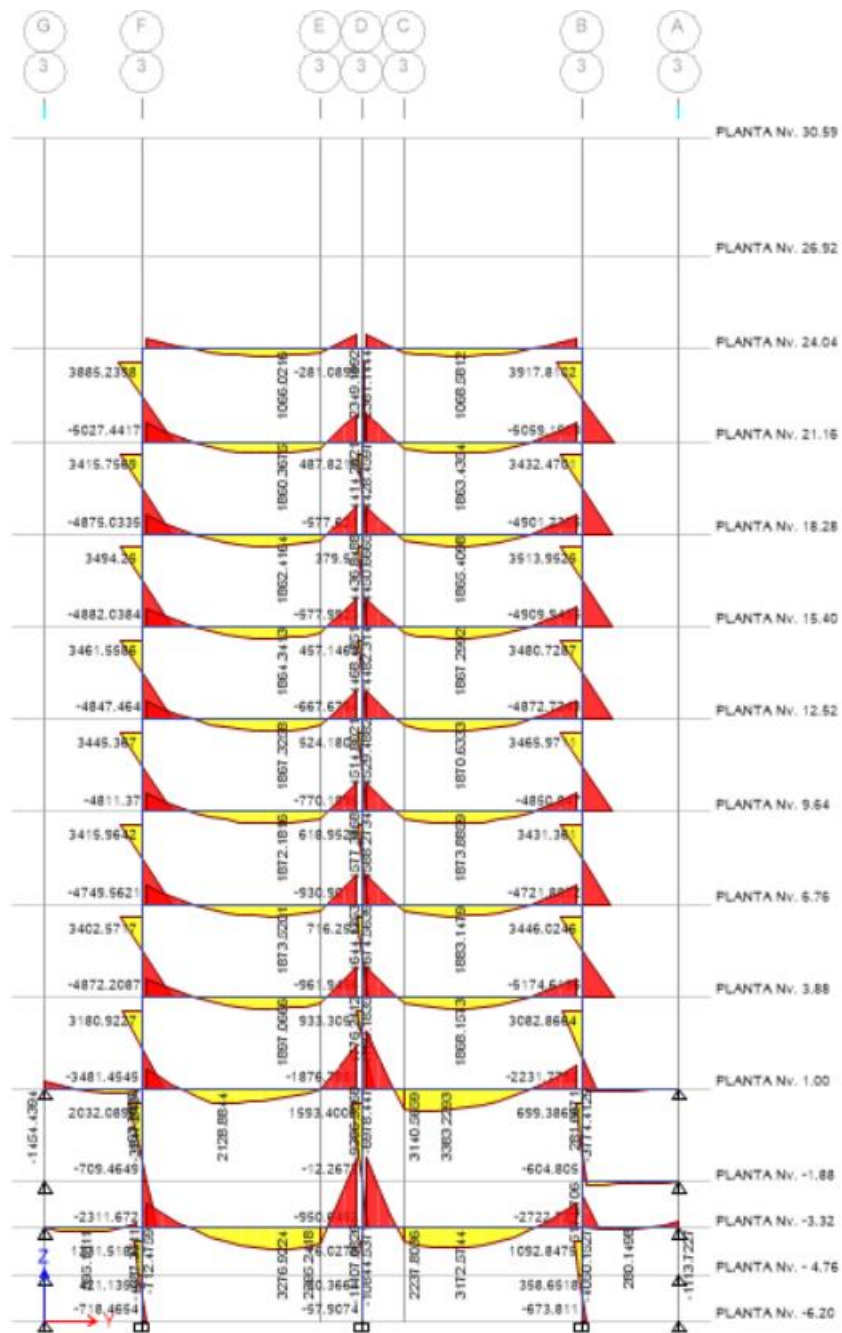
Anexo D. 17: Carga axial en columnas del eje 5



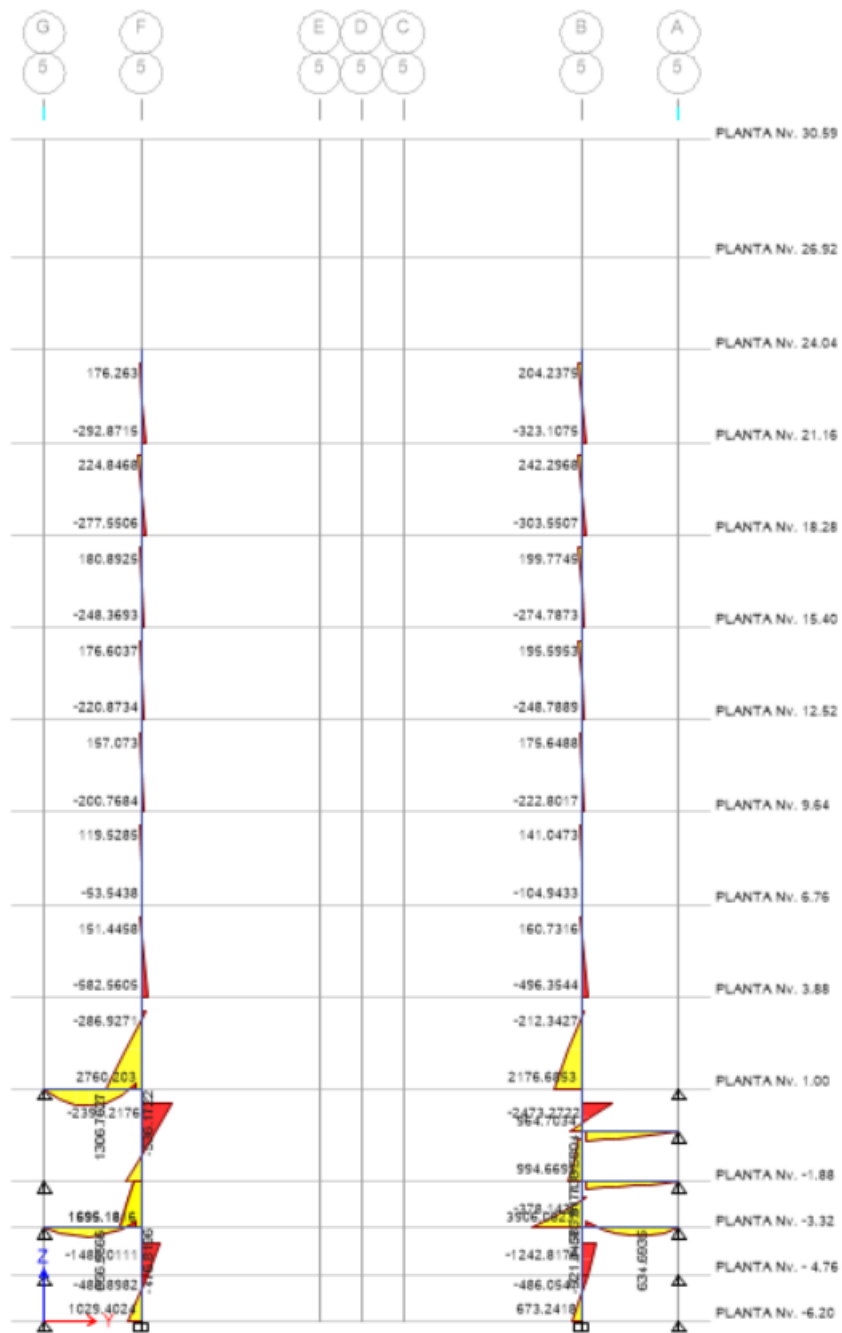
Anexo D. 18: Carga axial en columnas del eje 8



Anexo D. 19: Carga axial en columnas del eje 10



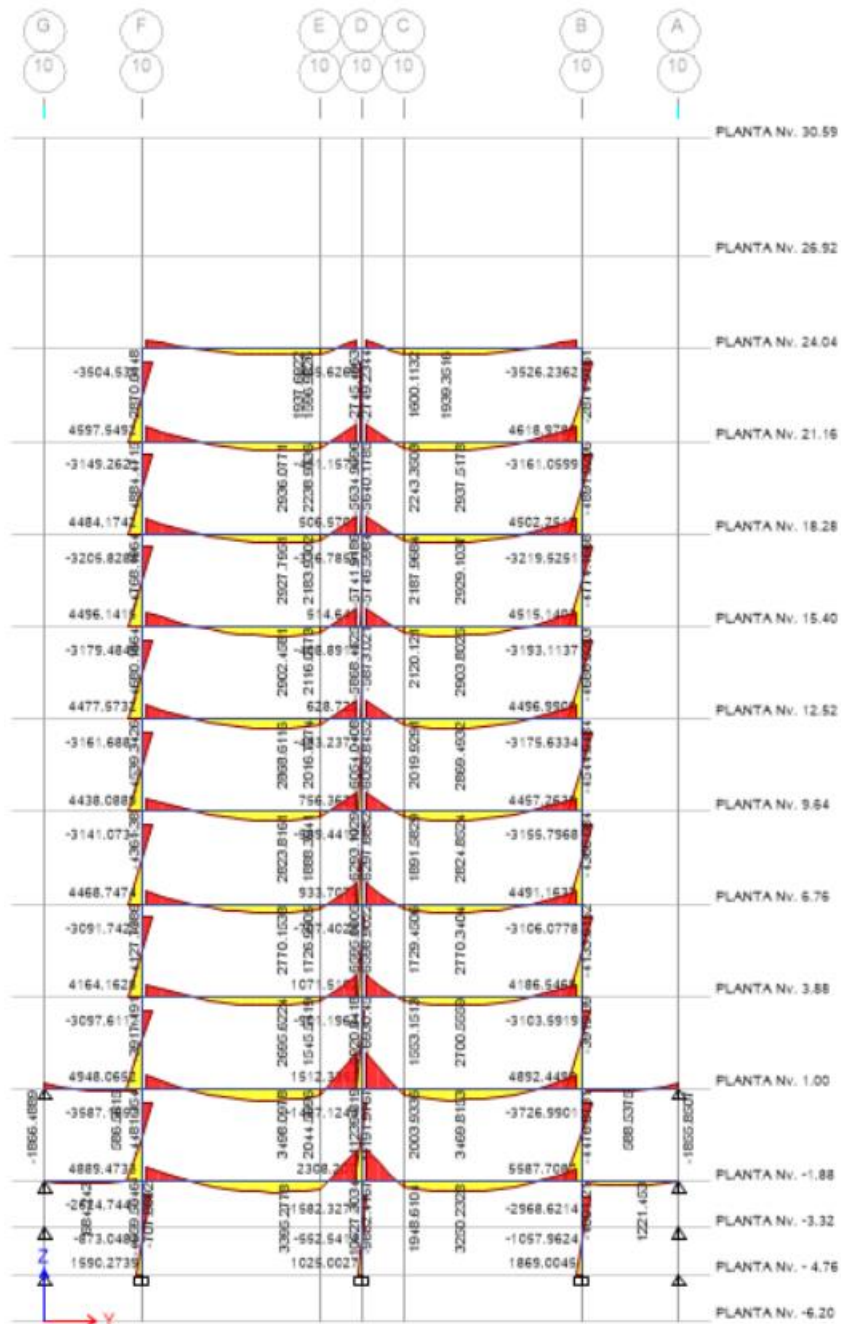
Anexo D. 20: Momentos en columnas del eje 3



Anexo D. 21: Momentos en columnas del eje 5



Anexo D. 22: Momentos en columnas del eje 8



Anexo D. 23: Momentos en columnas del eje 10

ANEXO E: TABLAS Y GRÁFICOS DE LA CEC 2000 PARA EL CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL

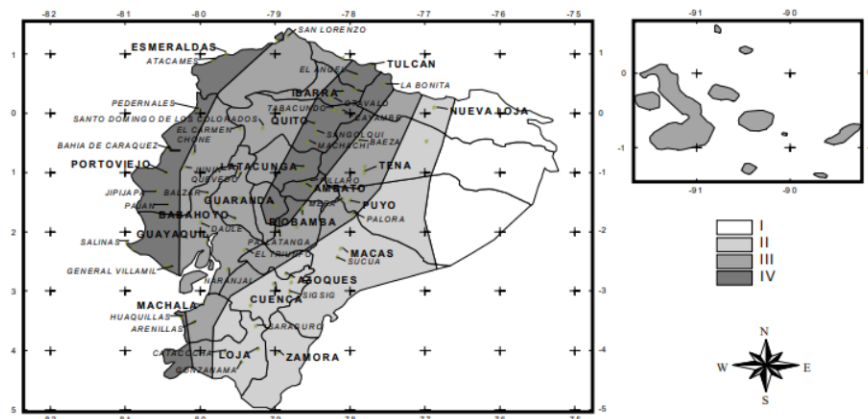


TABLA 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,40

Anexo E. 1: Valores del factor de reducción Z en Ecuador según la CEC 2000

TABLA 3. Coeficiente de suelo S y Coeficiente Cm

Perfil tipo	Descripción	S	Cm
S1	Roca o suelo firme	1,0	2,5
S2	Suelos intermedios	1,2	3,0
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1,5	2,8
S4	Condiciones especiales de suelo	2,0*	2,5

Anexo E. 2: Coeficientes de suelo S y Cm según la CEC 2000

TABLA 4. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor I
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1,0

Anexo E. 3: Factor I de acuerdo con el uso de la estructura según la CEC 2000

TABLA 7. Coeficientes de reducción de respuesta estructural R

Sistema estructural	R
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	12
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras.*	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda y diagonales rigidizadoras. *	9
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío. Estructuras de aluminio.	7
Estructuras de madera	7
Estructura de mampostería reforzada o confinada	5
Estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada	3

Anexo E. 4: Coeficiente de reducción de respuesta de acuerdo con el sistema estructural según la CEC 2000

6.2.4 Período de vibración T: El valor de T será determinado a partir de uno de los métodos descritos a continuación:

6.2.4.1 Método 1: Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t (h_n)^{3/4} \quad (8)$$

En donde:

- h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura
- C_t = 0,09 para pórticos de acero
- C_t = 0,08 para pórticos espaciales de hormigón armado
- C_t = 0,06 para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o con diagonales y para otras estructuras

Anexo E. 5: Método para obtener el período aproximado de una estructura según la CEC 2000

6.2.2 Coeficiente de configuración estructural en planta Φ_P .

6.2.2.1 El coeficiente Φ_P se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad de las plantas en la estructura, descritas en la tabla 5 y en la Figura 2. Se utilizará la expresión:

$$\Phi_P = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB} \quad (6)$$

En donde:

- Φ_{PA} = El mínimo valor Φ_{Pi} de cada piso i de la estructura, obtenido de la tabla 5, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3 (Φ_{Pi} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las tres irregularidades),
- Φ_{PB} = Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 4 y/o 5 en la estructura.

6.2.2.2 Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la tabla 5, en ninguno de sus pisos, Φ_P tomará el valor de 1.

Anexo E. 6: Método para calcular el coeficiente Φ_P según la CEC 2000

TABLA 5. Coeficientes de configuración en planta.

Tipo	Descripción de las irregularidades en planta	Φ_{pi}
1	Irregularidad torsional Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.	0,9
2	Entrantes excesivos en las esquinas La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	0,9
3	Discontinuidad en el sistema de piso La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	0,9
4	Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales Una estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.	0,8
5	Ejes estructurales no paralelos La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	0,9
6	Sistema de piso flexible Cuando la relación de aspecto en planta de la edificación es mayor que 4:1 o cuando el sistema de piso no sea rígido en su propio plano se debe revisar la condición de piso flexible en el modelo estructural.	-

Anexo E. 7: Coeficientes Φ_A y Φ_B de acuerdo con irregularidades en planta según la CEC 2000

6.2.3 Coeficiente de configuración estructural en elevación Φ_E

6.2.3.1 El coeficiente Φ_E se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la tabla 6 y en la Figura 3. Se utilizará la expresión:

$$\Phi_E = \Phi_{EA} \cdot \Phi_{EB} \cdot \Phi_{EC} \quad (7)$$

En donde:

Φ_{EA} = El mínimo valor Φ_{Ei} de cada piso i de la estructura, obtenido de la tabla 6; para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1 y/o 5 (Φ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las dos irregularidades),

Φ_{EB} = Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 2 y/o 3 en la estructura,

Φ_{EC} = Se establece para cuando se encuentre presente la irregularidad tipo 4 en la estructura.

6.2.3.2 Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en la tabla 6, en ninguno de sus niveles, Φ_E tomará el valor de 1.

6.2.3.3 Adicionalmente, se debe tomar en cuenta que, cuando la deriva máxima de cualquier piso es menor de 1,3 veces la deriva del piso inmediato superior, puede considerarse que no existen irregularidades de los tipos 1, 2, ó 3.

Anexo E. 8: Método para calcular el coeficiente Φ_E según la CEC 2000

TABLA 6. Coeficientes de configuración en elevación

Tipo	Descripción de las irregularidades en elevación	Pórticos espaciales y pórticos con vigas banda Φ_{E_i}	Sistemas duales o con diagonales Φ_{E_i}
1	Piso blando (irregularidad en rigidez) 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.	0,9	1,0
2	Irregularidad en la distribución de las masas La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	0,9	1,0
3	Irregularidad geométrica La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	0,9	1,0
4	Desalineamiento de ejes verticales La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Se exceptúa la aplicabilidad de este requisito cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos.	0,8	0,9
5	Piso débil-Discontinuidad en la resistencia La estructura se considera irregular cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).	0,8	1,0
6	Columnas cortas Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.	-	-

Anexo E. 9: Coeficientes Φ_{EA} , Φ_{EB} y Φ_{EC} de acuerdo con irregularidades en la elevación según la CEC 2000

ANEXO F: TABLAS Y GRÁFICOS DE LA NEC 2015 PARA EL CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL Y ESPECTRO DE ACELERACIÓN

a. Coeficiente de regularidad en planta Φ_P

El coeficiente Φ_P se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura, descritas en la [Tabla 10](#). Se utilizará la expresión:

$$\Phi_P = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB}$$

Dónde

Φ_P Coeficiente de regularidad en planta

Φ_{PA} Mínimo valor Φ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3

Φ_{PB} Mínimo valor Φ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4

Φ_{Pi} Coeficiente de configuración en planta

Anexo F. 1: Método para calcular coeficiente de regularidad en planta Φ_P según la NEC 2015

b. Coeficiente de regularidad en elevación Φ_E

El coeficiente Φ_E se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la [Tabla 12](#). Se utilizará la expresión:

$$\Phi_E = \Phi_{EA} \times \Phi_{EB}$$

Dónde:

Φ_E Coeficiente de regularidad en elevación

Φ_{EA} Mínimo valor Φ_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; Φ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1

Φ_{EB} Mínimo valor Φ_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; Φ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3

Φ_{Ei} Coeficiente de configuración en elevación

Anexo F. 2: Método para calcular coeficiente de regularidad en planta Φ_E según la NEC 2015

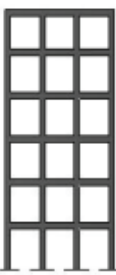
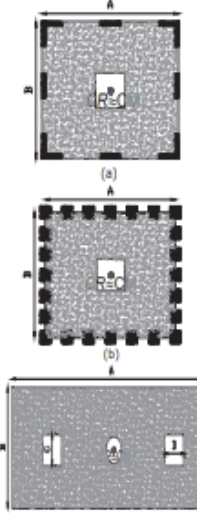
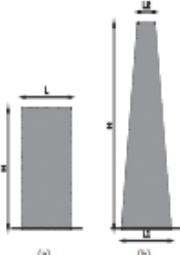
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN ϕ_{E1}		CONFIGURACIÓN EN PLANTA ϕ_{P1}	
<p>La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporricados, es constante en todos los niveles.</p> <p>ϕ_{E1}</p>		<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa.</p> <p>ϕ_{P1}</p>	
<p>La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional.</p> <p>ϕ_{E1}</p>			

Tabla 11 : Configuraciones estructurales recomendadas

Anexo F. 3: Configuraciones recomendadas para obtener coeficientes Φ_E y Φ_P iguales a 1 según la NEC 2015

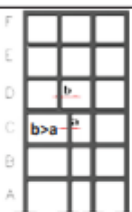


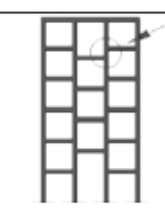
IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>		<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</p> <p>Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p> 
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>	 <p>RESISTENCIA PISO B < 0.70 RESISTENCIA PISO C</p>	
<p>Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>		

Tabla 12 : Configuraciones estructurales no recomendadas

Anexo F. 4: Configuraciones estructurales no recomendadas según la NEC 2015

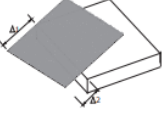
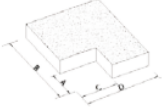
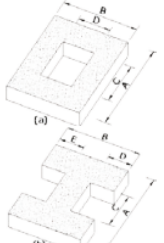
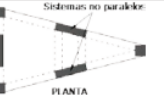
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_n=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor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

Tabla 13: Coeficientes de irregularidad en planta

Anexo F. 5: Coeficientes de irregularidad en planta ΦP_i de acuerdo con el tipo de discontinuidad según la NEC 2015

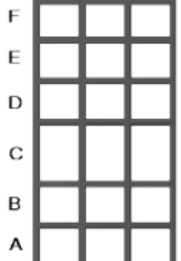
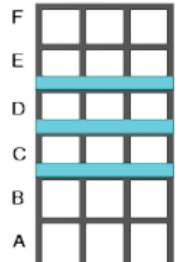
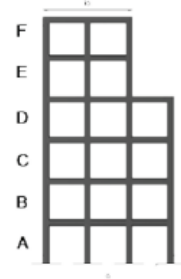
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_E=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Tabla 14 : Coeficientes de irregularidad en elevación

Anexo F. 6: Coeficientes de irregularidad en planta ΦE_i de acuerdo con el tipo de discontinuidad según la NEC 2015

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Anexo F. 7: Coeficiente de importancia la edificación I según la NEC 2015

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Tabla 15: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Anexo F. 8: Factor de reducción estructural R según la NEC 2015

12.8.2.1 Approximate Fundamental Period. The approximate fundamental period (T_a), in seconds, shall be determined from the following equation:

$$T_a = C_t h_n^x \quad (12.8-7)$$

where h_n is the structural height as defined in Section 11.2 and the coefficients C_t and x are determined from Table 12.8-2.

Alternatively, it is permitted to determine the approximate fundamental period (T_a), in seconds, from the following equation

Table 12.8-1 Coefficient for Upper Limit on Calculated Period

Design Spectral Response Acceleration Parameter at 1 s, S_{D1}	Coefficient C_u
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Table 12.8-2 Values of Approximate Period Parameters C_t and x

Structure Type	C_t	x
Moment-resisting frame systems in which the frames resist 100% of the required seismic force and are not enclosed or adjoined by components that are more rigid and will prevent the frames from deflecting where subjected to seismic forces:		
Steel moment-resisting frames	0.028 (0.0724) ^a	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466) ^a	0.9
Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1 lines B1 or D1	0.03 (0.0731) ^a	0.75
Steel buckling-restrained braced frames	0.03 (0.0731) ^a	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488) ^a	0.75

^aMetric equivalents are shown in parentheses.

Anexo F. 9: Método para obtener el periodo aproximado de una estructura según la ASCE 7-16

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
CUMBAYA	CUMBAYA	QUITO	PICHINCHA	0.40
ARMENIA	GUANGOPOLO	QUITO	PICHINCHA	0.40
UYUMBICHO	AMAGUADA	QUITO	PICHINCHA	0.40
ALOAG	ALOAG	MEJIA	PICHINCHA	0.40
CANGAGHUA	CANGAHUA	CAYAMBE	PICHINCHA	0.40

Anexo F. 10: Factor Z para zonas de Quito (Z=0.4) según la NEC

a. F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

En la [Tabla 3](#) se presentan los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

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

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a

Anexo F. 11: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto según la NEC 2015

b. F_d : amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

En la [Tabla 4](#) se presentan los valores del coeficiente F_d que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

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

Tabla 4: Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

Anexo F. 12: Coeficiente de desplazamiento para diseño en roca según NEC 2015

c. F_s : comportamiento no lineal de los suelos

En la [Tabla 5](#) se presentan los valores del coeficiente F_s , que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

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

Tabla 5: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s .

Anexo F. 13: Coeficiente de comportamiento no lineal de suelos según la NEC 2015

r	Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto
$r = 1$	para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
$r = 1.5$	para tipo de suelo E.

Anexo F. 14: Valores del factor r de acuerdo con la ubicación geográfica según la NEC 2015

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

Anexo F. 15: Valores del factor η de acuerdo con la región ecuatoriana según la NEC 2015

ANEXO G: CÁLCULOS DEL PESO W USADO PARA LOS CORTANTES DEL EDIFICIO

Peso Niveles Residenciales

$$Losa = 0.24 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \quad \text{PesoHor} = (2.4 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad W_{VolA36} = (7.85 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$Area_{Res} := (21.725 \text{ m} \cdot 13.7 \text{ m}) - (6.48 \text{ m} \cdot 2.6 \text{ m}) = 280.785 \text{ m}^2$$

$$H_{Res} := 2.88 \text{ m} \quad CM_{CritRes} := CM_{CritNvl} = 435 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$A_{V1} = 19.2 \text{ cm}^2 \quad A_{V2} = 21 \text{ cm}^2 \quad A_{V3} = 38.4 \text{ cm}^2 \quad A_{V4} = 32.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{V5} = 30.4 \text{ cm}^2 \quad A_{V6} = 35.2 \text{ cm}^2 \quad A_{V7} = 40 \text{ cm}^2 \quad A_{V8} = 0.003 \text{ m}^2$$

$$A_{V9} = 46.4 \text{ cm}^2$$

$$L_{V1Res} := 6.85 \text{ m} \cdot (2) + 3.45 \text{ m} \cdot (2) = 20.6 \text{ m}$$

$$L_{V2Res} := 5.55 \text{ m} \cdot (6) + 2.32 \text{ m} \cdot (2) = 37.94 \text{ m}$$

$$L_{V3Res} := 5.55 \text{ m} \cdot (18) + 5.6074 \text{ m} \cdot (4) + 1.575 \text{ m} \cdot (9) = 136.505 \text{ m}$$

$$L_{V4Res} := 4.5 \text{ m} \cdot (2) + 4.3 \text{ m} \cdot (2) + 5.55 \text{ m} \cdot (2) = 28.7 \text{ m}$$

$$L_{V5Res} := 0.775 \text{ m} \cdot (5) + 5.55 \text{ m} \cdot (2) + 1.3 \text{ m} \cdot (2) + 2.6 \text{ m} \cdot (3)$$

$$L_{V6Res} := 1.45 \text{ m} \cdot (8) + 1.3 \text{ m} \cdot (2) = 14.2 \text{ m}$$

$$L_{V7Res} := 5.55 \text{ m} \cdot (2) = 11.1 \text{ m}$$

$$L_{V8Res} := 6.6 \text{ m} \cdot (2) = 13.2 \text{ m}$$

$$L_{V9Res} := 1.45 \text{ m} \cdot (4) = 5.8 \text{ m}$$

$$Vigas_{Res} := W_{VolA36} \cdot \left(\begin{array}{l} (A_{V1} \cdot L_{V1Res}) + (A_{V2} \cdot L_{V2Res}) + (A_{V3} \cdot L_{V3Res}) + (A_{V4} \cdot L_{V4Res}) \downarrow \\ + (A_{V5} \cdot L_{V5Res}) + (A_{V6} \cdot L_{V6Res}) + (A_{V7} \cdot L_{V7Res}) + (A_{V8} \cdot L_{V8Res}) \downarrow \\ + (A_{V9} \cdot L_{V9Res}) \end{array} \right)$$

$$Vigas_{Res} = (7.7 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$Losa_{Res} := 10 \text{ cm} \cdot Area_{Res} \cdot \text{PesoHor} = (6.739 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

Columnas residenciales

$$A_{C18x0.5} = 35 \text{ cm}^2 \quad A_{C18x0.6} = 41.8 \text{ cm}^2 \quad A_{C24x0.4} = 37.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{C30x0.6} = 70.6 \text{ cm}^2 \quad A_{C30x0.8} = 93.4 \text{ cm}^2 \quad A_{C30x1} = 116 \text{ cm}^2$$

Anexo G. 1: Cálculo de peso muerto total del edificio, parte 1

$$Col_{Res} := W_{Vol.A36} \cdot H_{Res} \cdot \left((10 \cdot A_{C30x0.6}) + (8 \cdot A_{C18x0.6}) \right) = (2.352 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

Peso Muros en cada piso

$$Muro := PesoHor \cdot H_{Res} \cdot 2 \cdot \left((2.6 \text{ m} \cdot 0.24 \text{ m}) + (0.2 \text{ m} \cdot (2.14 - 0.24) \text{ m}) \right) \\ + (0.2 \text{ m} \cdot (4.34 - 0.24) \text{ m})$$

$$Muro = (2.521 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

Peso por piso residencial

$$W_{Res} := Vigas_{Res} + Col_{Res} + Muro + (CM_{CriRes} \cdot Area_{Res}) = (1.574 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$Masa_{Res} := \frac{W_{Res}}{g} = 157408.087 \text{ kg} \quad masa := 1582269.45 \text{ kg}$$

$$peso := masa \cdot g = 1582269.45 \text{ kgf}$$

Peso Cubierta

$$Area_{Cub} := 2.6 \text{ m} \cdot 8.8 \text{ m} = 22.88 \text{ m}^2 \quad H_{Cub} := H_{Res}$$

$$L_{V2Cub} := 2.32 \text{ m} \cdot (2) = 4.64 \text{ m} \quad L_{V3Cub} := 2.6 \text{ m} \cdot (2) = 5.2 \text{ m}$$

$$L_{V5Cub} := 2.6 \text{ m} \quad L_{V14Cub} := 2.6 \text{ m} \cdot (2) = 5.2 \text{ m}$$

$$A_{V14} := 19.2 \text{ cm}^2 \quad CM_{CriCub} := 305 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Vigas_{Cub} := W_{Vol.A36} \cdot \left((A_{V2} \cdot L_{V2Cub}) + (A_{V3} \cdot L_{V3Cub}) + (A_{V5} \cdot L_{V5Cub}) + (A_{V14} \cdot L_{V14Cub}) \right)$$

$$Vigas_{Cub} = 373.66 \text{ kgf}$$

$$Losa_{Cub} := 10 \text{ cm} \cdot Area_{Cub} \cdot PesoHor = (5.491 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$Col_{Cub} := W_{Vol.A36} \cdot H_{Res} \cdot 8 \cdot A_{C18x0.5} = 633.024 \text{ kgf}$$

$$W_{Cub1} := Vigas_{Cub} + Col_{Cub} + Muro + (CM_{CriCub} \cdot Area_{Cub}) = (3.32 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

$$Masa_{Cub1} := \frac{W_{Cub1}}{g} = 33200.06 \text{ kg}$$

Anexo G. 2: Cálculo de peso muerto total del edificio, parte 2

También debo incluir el piso con área de residencial y cargas de cubierta

$$W_{ResCub} := Vigas_{Res} + Col_{Res} + Muro + (CM_{CritCub} \cdot Area_{Res}) = (1.209 \cdot 10^5) \text{ kgf}$$

$$Masa_{ResCub} := \frac{W_{ResCub}}{g} = 120906.102 \text{ kg}$$

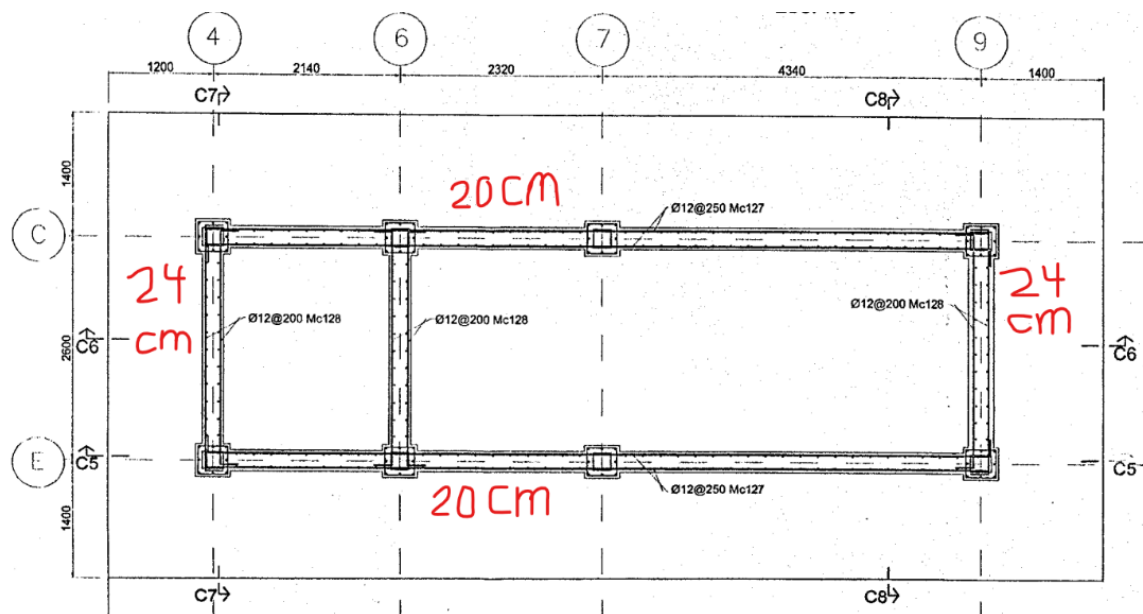
Y para finalizar está el último piso de cubierta, el cual cuenta con la misma masa de losa y vigas que el anterior de cubierta pero se considera solo la mitad del peso de columnas y muro al no tener un piso superior.

$$W_{Cub2} := Vigas_{Cub2} + \frac{Col_{Cub2}}{2} + \frac{Muro}{2} + (CM_{CritCub} \cdot Area_{Cub2}) = (2.028 \cdot 10^4) \text{ kgf}$$

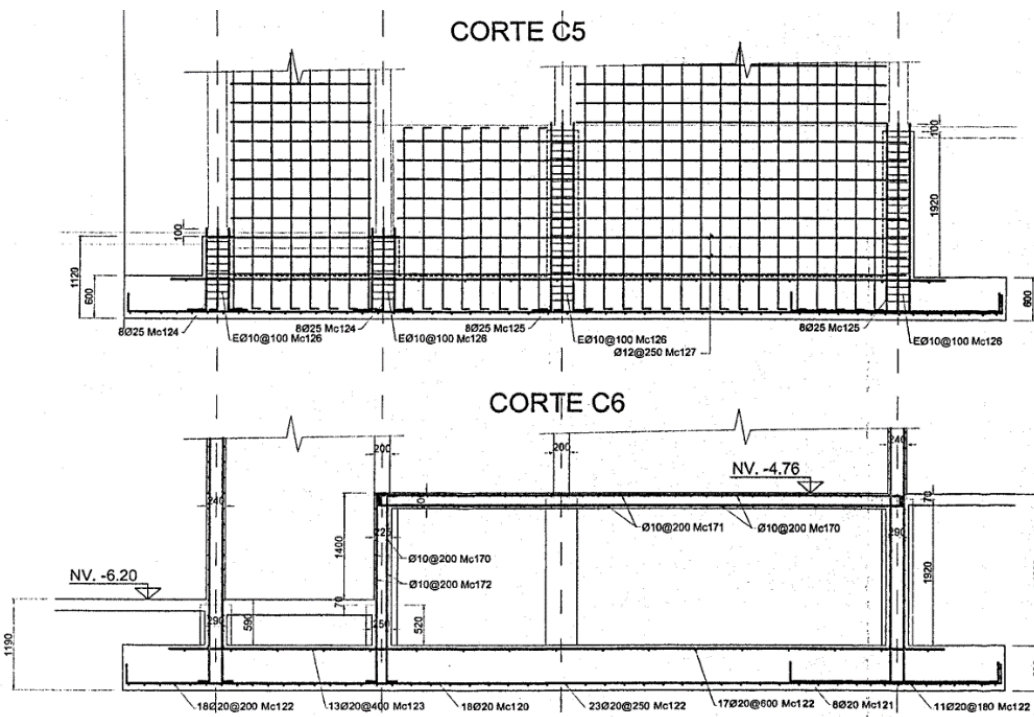
$$Masa_{Cub2} := \frac{W_{Cub2}}{g} = 20276.06 \text{ kg}$$

Anexo G. 3: Cálculo de peso muerto total del edificio, parte 3

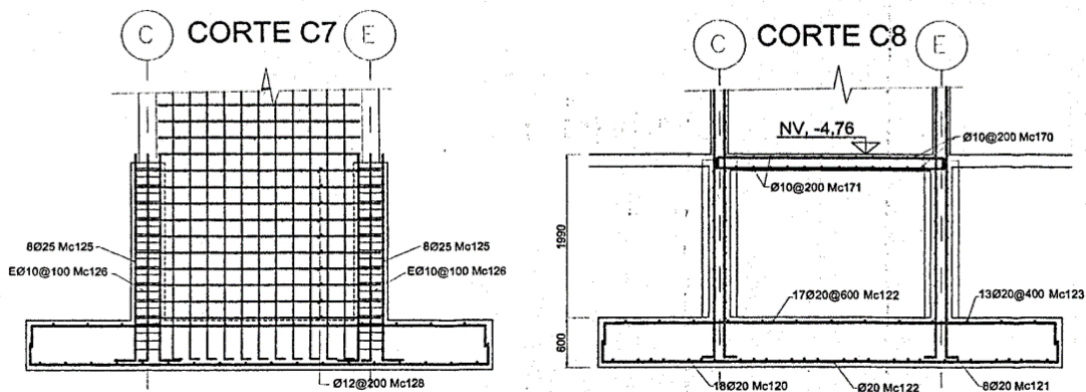
ANEXO H: INFORMACIÓN DE LOS PLANOS PARA ANÁLISIS DE CAPACIDAD CORTANTE DE MUROS ESTRUCTURALES



Anexo H 1: Vista en planta de los muros desde la cimentación



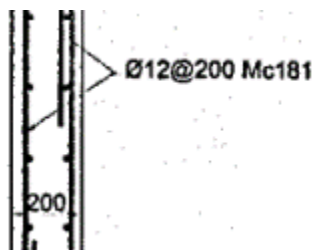
Anexo H 2: Cortes transversales C5 y C6 de la sección de muros



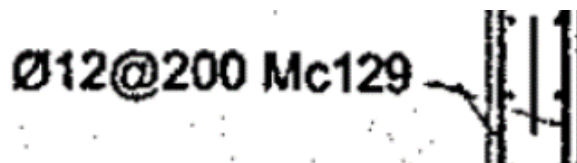
Anexo H 3: Cortes transversales C7 y C8 de la sección de muros

Ø12@200 Mc130 a Mc134

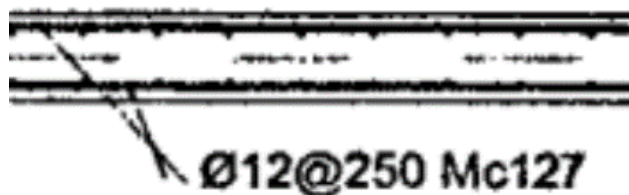
Anexo H 4: Refuerzo longitudinal del muro de 24cm de espesor



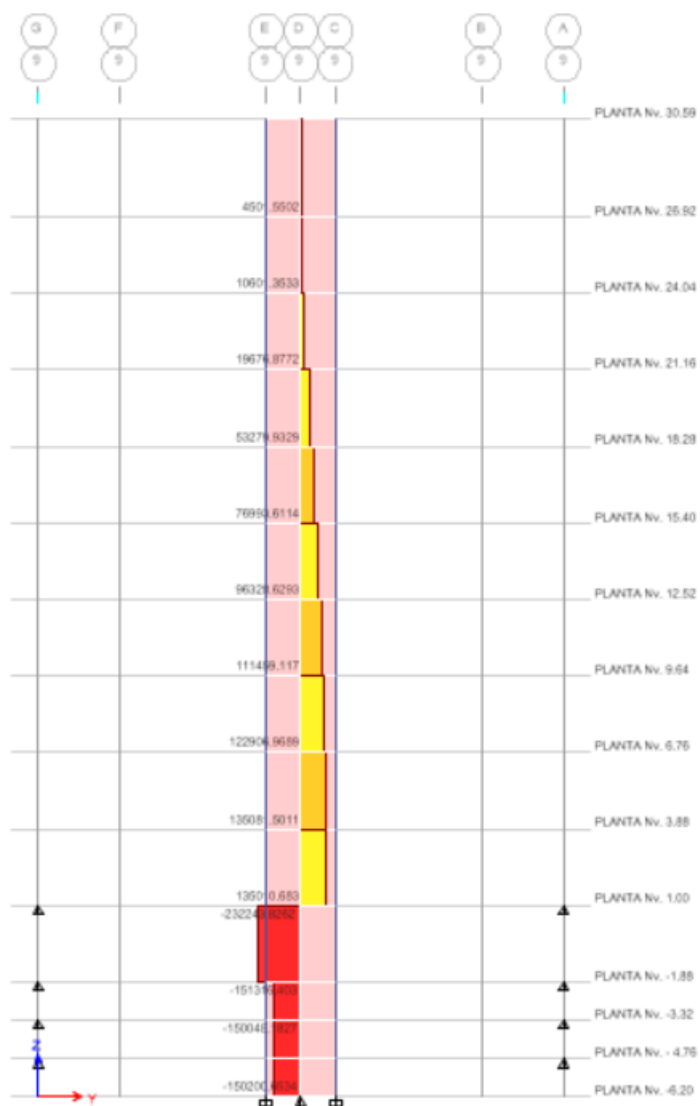
Anexo H 5: Refuerzo longitudinal del muro de 20cm de espesor



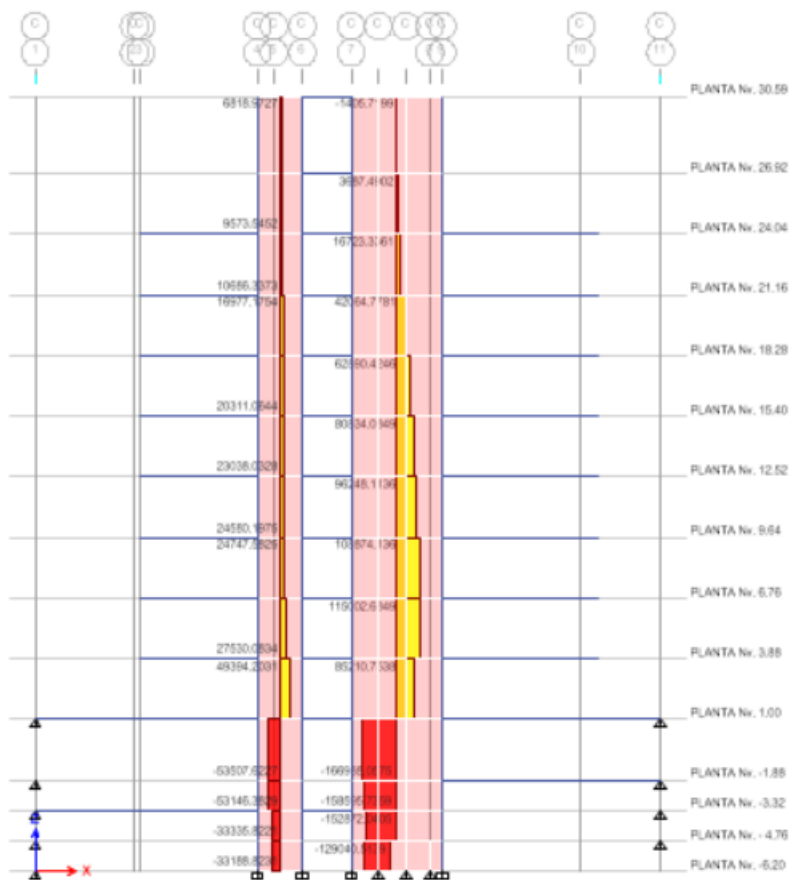
Anexo H 6: Refuerzo transversal del muro de 24cm de espesor



Anexo H 7: Refuerzo transversal del muro de 20cm de espesor



Anexo H 8: Fuerza cortante máxima para el muro de 24cm de espesor



Anexo H 9: Fuerza cortante máxima para los muros de 20 cm de espesor