

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL



DISERTACIÓN PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

**“COMPARACIÓN DE LA NORMA ACI 318-14 CON ACI 318-19 REFERENTE A
EDIFICIOS DE PÓRTICOS ESPECIALES A MOMENTO Y EDIFICIOS CON
MUROS ESTRUCTURALES”**

BASANTES CUEVA JORGE ANDRES

DIRECTOR: MSc. ING. CARLOS CELI

QUITO, 2022

DEDICATORIA

A mi familia, especialmente a mi madre por darme su apoyo incondicional y ser mi ejemplo de esfuerzo y dedicación para lograr culminar cada etapa de mi vida.

A mis hermanos Johanna y Patricio, por ser las personas que me motivaron y apoyaron para ser mejor.

Jorge Andrés Basantes Cueva

AGRADECIMIENTOS

A mi familia que son mi fuente de inspiración y mi felicidad.

Agradezco a mi madre Roció Cueva por su apoyo, amor, consejos y esfuerzo para apoyar mis estudios y los de mis hermanos con el objetivo de alcanzar nuestros metas.

A mis hermanos Johanna y Patricio por su apoyo en mis momentos buenos y malos, por sus consejos y compañía.

A mi Abuelita y a mi sobrina Isabella por ser mi inspiración y mi motivo para seguir adelante.

A mi tío Orlando por su apoyo y sus consejos para ser una gran persona y profesional.

A mis amigos de la facultad por su amistad, compañía y las experiencias vividas durante mi paso por la universidad.

Jorge Andrés Basantes Cueva

ÍNDICE DE CONTENIDOS

Capítulo 1 : GENERALIDADES	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Justificación.....	3
1.3. Alcance	4
1.4. Objetivos	5
1.4.1 Objetivo general.....	5
1.4.2 Objetivos específicos.....	5
Capítulo 2 : MARCO TEÓRICO	6
2.1. Hormigón	6
2.2. Hormigón reforzado.....	6
2.3. Sistemas estructurales	7
2.3.1. Pórticos especiales resistentes a momento.....	7
2.3.2. Muros estructurales.....	13
2.4. Amenaza sísmica	17
2.5. Requisitos de diseño	19
2.6. Normativa de diseño.....	20
2.6.1. Norma ACI 318-14.....	20
2.6.2. Norma ACI 318-19.....	21
2.7. Configuración estructural	22
2.8. Clasificación de las cargas	25
2.8.1. Cargas muertas	25
2.8.2. Cargas vivas.....	26
2.8.3. Combinaciones de cargas.....	26
2.9. Espectro de diseño.....	27
2.10. Periodo de vibración de la estructura.....	29
2.11. Análisis sísmico.....	30
2.12. Verificación de derivas.....	31
2.13. Software ETABS.....	32
Capítulo 3 : MODELO ESTRUCTURAL	34
3.1. Planteamiento del modelo	34
3.2. Geometría de los elementos.....	36
3.3. Definición de materiales	36
3.4. Modelación en el software ETABS	38

3.4.1	Configuración de la edificación	38
3.4.2	Definición del material.....	39
3.4.3	Definición de los elementos estructurales.....	41
3.4.4.	Cargas Estructurales.....	50
3.4.5.	Diafragma rígido de piso	69
3.4.6.	Fuente de masa.....	71
3.4.7.	Espectro de aceleración	72
3.4.8.	Resultados del prediseño.....	76
3.4.8.	Diseño de los elementos.....	113
3.4.9.	Resultados del diseño	153
Capítulo 4 : COMPARACION DE RESULTADOS		155
4.1.	Cambios en la normativa	155
4.2.	Comparación de resultados	158
4.2.1.	Capacidad vs Demanda en columnas.....	159
4.2.2.	Capacidad vs Demanda en vigas	161
4.2.3.	Capacidad vs Demanda en muros.....	162
4.2.4.	Capacidad vs Demanda en conexiones.....	163
Capítulo 5 : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		164
Capítulo 6 ANEXOS.....		167
	Gráficas - derivas.....	168
	Gráficas - desplazamientos	169
	Gráficas - cortante	170
	Gráficas - momentos de volcamiento	171
	Gráficas - desplazamientos centro de masa	172
	Gráficas - centro de masa y rigidez.....	173
	Gráficas - rigidez.....	174
	Gráficas carga lateral	175
	Demanda en columnas	178
Capítulo 7 BIBLIOGRAFÍA		180

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1.Sistema columna fuerte-viga débil	9
Figura 2.2.Tipos de conexiones viga-columna en función de su configuración.....	11
Figura 2.3.Límites de refuerzo longitudinal en columnas.....	12
Figura 2.4.Respuesta en el elemento estructural por demanda a flexión.....	13
Figura 2.5.Modelo de un sistema estructural dual.....	14
Figura 2.6.Vista en planta de un edificio con muros de corte con sección transversal en forma de T y C	16
Figura 2.7.Vista en planta de muros de corte alrededor de elevadores y escaleras	17
Figura 2.8.Vista en planta de muros de corte en una sola dirección.....	17
Figura 2.9.Modelo geodinámico de Ecuador y sus placas asociadas.....	18
Figura 2.10.Configuraciones estructurales recomendadas	23
Figura 2.11.Coefficientes de irregularidad en planta.....	24
Figura 2.12.Coefficientes de irregularidad en elevación.....	24
Figura 2.13.Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones	28
Figura 2.14.Derivas en una edificación	32
Figura 2.15.Ejemplo de un edificio modelado en ETABS	33
Figura 3.1.Distribución en planta del modelo.....	34
Figura 3.2.Distribución en elevación de los modelos	35
Figura 3.3.Creación de un nuevo modelo	38
Figura 3.4. Creación líneas guía	39
Figura 3.5.Definición del material.....	40
Figura 3.6.Creación de elemento losa	43
Figura 3.7.Creación de elemento columna	44
Figura 3.8.Creación de elemento viga	45
Figura 3.9. Creación del elemento muro	47
Figura 3.10.Modelo estructural definido	48
Figura 3.11.Discretización de elementos shell.....	49
Figura 3.12.Discretización de elementos wall	49
Figura 3.13.Tipos de apoyos en la base	50
Figura 3.14.Patrones de carga	50
Figura 3.15.Asignación de cargas.....	53
Figura 3.16.Zonificación sísmica del Ecuador	55
Figura 3.17.Espectro Elástico	66
Figura 3.18.Espectro Inelástico	66
Figura 3.19.Patrones de carga sísmica.....	68
Figura 3.20.Carga sísmica en dirección X.....	68
Figura 3.21.Carga sísmica en dirección Y	69
Figura 3.22.Diafragma rígido de piso	69
Figura 3.23.Conexiones Rígidas	70
Figura 3.24.Diafragma y conexiones rígidas en el modelo	71
Figura 3.25.Fuentes de masa	72
Figura 3.26.Definición de los espectros de respuesta	72
Figura 3.27.Espectro de respuesta según NEC	73
Figura 3.28.Espectro de respuesta según ASCE	74

Figura 3.29.Espectro NEC en dirección X	75
Figura 3.30.Espectro ASCE en dirección X.....	76
Figura 3.31.Selección de resultados en ETABS	77
Figura 3.32.Otros resultados de análisis	84
Figura 3.33.Derivas edificio 16 pisos.....	86
Figura 3.34.Derivas edificio 20 pisos.....	86
Figura 3.35.Derivas edificio 24 pisos.....	87
Figura 3.36.Desplazamientos edificio 16 pisos	89
Figura 3.37.Desplazamientos edificio 20 pisos	89
Figura 3.38.Desplazamientos edificio 24 pisos	90
Figura 3.39.Cortantes edificio 16 pisos	92
Figura 3.40.Cortantes edificio 20 pisos	92
Figura 3.41.Cortantes edificio 24 pisos	93
Figura 3.42.Momentos de volcamiento edificio 16 pisos	95
Figura 3.43.Momentos de volcamiento edificio 20 pisos	95
Figura 3.44.Momentos de volcamiento edificio 24 pisos	96
Figura 3.45.Desplazamiento del centro de masa edificio 16 pisos.....	98
Figura 3.46.Desplazamientos del centro de masa edificio 20 pisos	98
Figura 3.47.Desplazamientos del centro de masa edificio 24 pisos	99
Figura 3.48.Desplazamiento del centro de masa y centro de rigidez edificio 16 pisos	101
Figura 3.49.Desplazamiento del centro de masa y centro de rigidez edificio 20 pisos.....	101
Figura 3.50.Desplazamiento del centro de masa y centro de rigidez edificio 24 pisos.....	102
Figura 3.51.Rigidez edificio 16 pisos	104
Figura 3.52.Rigidez edificio 20 pisos	104
Figura 3.53.Rigidez edificio 24 pisos	105
Figura 3.54.Carga lateral en X edificio 16 pisos	107
Figura 3.55.Carga lateral en Y edificio 16 pisos	107
Figura 3.56.Carga lateral en X edificio 20 pisos	108
Figura 3.57.Carga lateral en Y edificio 20 pisos	108
Figura 3.58.Carga lateral en X edificio 24 pisos	109
Figura 3.59.Carga lateral en Y edificio 24 pisos	109
Figura 3.60.Factor de desplazamiento edificio 16 pisos.....	111
Figura 3.61.Factor de desplazamiento edificio 20 pisos.....	112
Figura 3.62.Factor de desplazamiento edificio 24 pisos.....	112
Figura 3.63.Combinaciones de carga en ETABS	113
Figura 3.64.Creación de combinaciones de carga	114
Figura 3.65.Preferencias de diseño.....	115
Figura 3.66.Preferencias para diseño de columnas	116
Figura 3.67.Preferencias para diseño de vigas.....	116
Figura 3.68.Cargas de diseño	117
Figura 3.69.Resultados de diseño	117
Figura 3.70. Resumen del diseño en el programa	118
Figura 3.71.Resultados de diseño	119
Figura 3.72.Columna con mayor demanda.....	120
Figura 3.73.Diagrama de interacción de la columna	122
Figura 3.74. Viga con mayor demanda	127
Figura 3.75.Asignación de Pier en muros.....	134

Figura 3.76.Diseño de la sección del muro	137
Figura 3.77.Diseño de muro de corte - Edificio 16 pisos	144
Figura 3.78.Diseño de muro de corte - Edificio 20 pisos	145
Figura 3.79.Diseño de muro de corte - Edificio 24 pisos	145
Figura 3.80.Valores de γ para conexiones tipo 2.....	146
Figura 3.81.Dirección de las vigas	148
Figura 3.82.Resistencia nominal del nudo ACI318-14	152
Figura 3.83.Resistencia nominal del nudo ACI318-19	152
Figura 4.1.Cálculo de V_c ACI318-14	155
Figura 4.2.Cálculo de V_c ACI318-19	156
Figura 4.3.Cálculo de V_n para muros ACI 318-14	156
Figura 4.4. Refuerzo mínimo ACI 318-14	156
Figura 4.5.Límite de refuerzo ACI 318-14	157
Figura 4.6.Cálculo de V_n para muros ACI 318-19	157
Figura 4.7.Refuerzo mínimo ACI 318-19	157
Figura 4.8.Límites de refuerzo ACI 318-19.....	158
Figura 4.9.Capacidad vs Demanda a cortante para columnas.....	159
Figura 4.10.Capacidad vs Demanda axial para columnas	159
Figura 4.11.Capacidad vs Demanda a flexión para columnas.....	160
Figura 4.12.Capacidad vs Demanda a cortante para vigas	161
Figura 4.13.Capacidad vs Demanda a flexión para vigas	161
Figura 4.14.Capacidad vs Demanda a cortante para muros.....	162
Figura 4.15.Capacidad vs Demanda axial para muros	162
Figura 4.16.Capacidad vs Demanda a cortante para conexiones	163

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Tipos de conexiones viga-columna más comunes	11
Tabla 2.2. Combinaciones de carga	27
Tabla 2.3. Secciones del capítulo 18 que deben cumplirse en aplicaciones típicas	31
Tabla 2.4. Valores máximos permisibles de derivas	32
Tabla 3.1. Tipos de acero	37
Tabla 3.2. Secciones de los elementos estructurales	45
Tabla 3.3. Cargas vivas según NEC	52
Tabla 3.4. Factor Z	55
Tabla 3.5. Tipos de perfiles del suelo	56
Tabla 3.6. Factor Fa	57
Tabla 3.7. Factor Fd	58
Tabla 3.8. Factor Fs	58
Tabla 3.9. Factor de reducción de resistencia	59
Tabla 3.10. Coeficiente de importancia	62
Tabla 3.11. Coeficientes para determinar el periodo por el método 1	63
Tabla 3.12. Espectros de aceleración y Cortante basal	67
Tabla 3.13. Pesos propios de los modelos en Etabs – Método 2	78
Tabla 3.14. Participación Modal de los modelos – Método 2	79
Tabla 3.15. Cortante Basal en los modelos - Método 2	80
Tabla 3.16. Peso propio de los modelos en Etabs – Método 3	81
Tabla 3.17. Participación Modal de los modelos – Método 3	82
Tabla 3.18. Cortante Basal de los modelos - Método 3	83
Tabla 3.19. Valores de derivas en los modelos	85
Tabla 3.20. Valores de desplazamientos en los modelos	88
Tabla 3.21. Valores de cortantes en los modelos	91
Tabla 3.22. Valores de momentos de volcamiento en los modelos	94
Tabla 3.23. Valores de desplazamientos de centro de masa en los modelos	97
Tabla 3.24. Valor de desplazamientos centro de masa - centro de rigidez en los modelos	100
Tabla 3.25. Valores de rigidez en los modelos	103
Tabla 3.26. Valores de carga lateral en los modelos	106
Tabla 3.27. Valores de ampliación por torsión en los modelos	110
Tabla 3.28. Columnas con mayor demanda en los modelos	120
Tabla 3.29. Capacidad axial de la columna analizada para M3	121
Tabla 3.30. Capacidad axial de la columna analizada para M2	121
Tabla 3.31. Demanda y Capacidad de columnas para axial y flexión	122
Tabla 3.32. Datos para diseño de columnas	123
Tabla 3.33. Demanda y Capacidad de columnas para corte	126
Tabla 3.34. Vigas con mayor demanda en los modelos	126
Tabla 3.35. Datos para diseño de vigas	128
Tabla 3.36. Demanda y Capacidad de vigas para flexión y torsión	131
Tabla 3.37. Demanda y Capacidad de vigas para corte	134
Tabla 3.38. Demanda para diseño de muros	135
Tabla 3.39. Datos para diseño de muros	135
Tabla 3.40. Capacidad axial del muro analizado para M3 – 16 pisos	138
Tabla 3.41. Capacidad axial del muro analizado para M2 – 16 pisos	138

Tabla 3.42.Capacidad axial del muro analizado para M3 – 20 pisos	139
Tabla 3.43.Capacidad axial del muro analizado para M2 – 20 pisos	139
Tabla 3.44.Capacidad axial del muro analizado para M3 – 24 pisos	140
Tabla 3.45.Capacidad axial del muro analizado para M2 – 24 pisos	140
Tabla 3.46.Demanda y Capacidad de muros para axial y flexión.....	141
Tabla 3.47.Demanda y Capacidad de muros para corte	144
Tabla 3.48.Datos de diseño para conexiones	147
Tabla 3.49.Demanda y Capacidad de conexiones.....	153
Tabla 3.50.Resumen de aceros edificio 16 pisos	153
Tabla 3.51.Resumen de aceros edificio 20 pisos	154
Tabla 3.52.Resumen de aceros edificio 24 pisos	154

RESUMEN

Debido a que nos encontramos en un territorio de alto nivel sísmico como lo es Ecuador y que presenta sismos constantemente como el sismo del 16 de abril del 2016 se ha optado por modelar y comparar edificaciones con pórticos especiales resistentes a momentos y edificios con muros estructurales, con esto poder contribuir en el campo de estructuras sismorresistentes, ya que las edificaciones se vieron seriamente vulnerables ante dicho evento sísmico por lo que las estructuras tuvieron grandes desplazamientos y fueron bastante flexibles ([Aguiar et al., 2015](#)).

El propósito del presente proyecto es la de comparar las normas ACI 318-14 y ACI 318-19 enfocándonos en la parte sismorresistente de ambas normativas, analizando edificios de pórticos especiales a momento y edificios con muros estructurales, modelando edificios de 16, 20 y 24 plantas en el software ETABS, con esto poder identificar los cambios existentes entre estas dos normativas tanto en tipos de conexiones, aceros existentes y diseño de muros estructurales. Se realizará una comparación en cuanto a volúmenes de materiales empleados entre las dos normativas ya mencionadas en este caso de hormigón armado y con esto poder sacar presupuestos de las edificaciones a modelar.

ABSTRACT

Due to the fact that we are in a territory with a high seismic level such as Ecuador and that constantly presents earthquakes such as the earthquake of April 16, 2016, it has been chosen to model and compare buildings with special moment-resistant frames and buildings with structural walls. with this being able to contribute in the field of earthquake resistant structures, since the buildings were seriously vulnerable to said seismic event, so the structures had large displacements and were quite flexible.

The purpose of this project is to compare the ACI 318-14 and ACI 318-19 standards, focusing on the earthquake-resistant part of both standards, analyzing buildings with special frames at the moment and buildings with structural walls, modeling buildings of 16, 20 and 24 plants in the ETABS software, with this to be able to identify the existing changes between these two regulations both in types of connections, existing steels and design of structural walls. A comparison will be made in terms of volumes of materials used between the two regulations already mentioned in this case of reinforced concrete and with this to be able to obtain budgets for the buildings to be modeled.

NOMECLATURA UTILIZADA:

ACI: American Concrete Institute

Ec: Módulo de elasticidad del hormigón

NEC: Norma Ecuatoriana de la Construcción

ASCE: American Society of Civil Engineers

D: Carga permanente o muerta

E: Carga de sismo

L: Sobrecarga o carga viva

Lr: Sobrecarga cubierta (carga viva)

n: Razón entre la aceleración espectral

Fa: Coeficiente de amplificación del suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

Fd: Coeficiente de amplificación del suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

Fs: Coeficiente de amplificación del suelo. Considera 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

Sa: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones

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

C_t : Coeficiente que depende el tipo de edificio

h_n : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura en metros

f_i : Representa una distribución de manera aproximada de las fuerzas laterales en cada piso (piso i).

δ_i : Deflexión elástica de cada piso (piso i) que se calcula en función de las fuerzas laterales f_i .

w_i : Peso de cada piso (piso i) de la estructura que incluye la carga viva respectiva

Δ_M : Deriva máxima

f'_c : Resistencia a la compresión

E : Modulo de elasticidad del hormigón

f_y : Esfuerzo de fluencia

γ_h : Peso específico del hormigón

U : Módulo de Poisson

L_n : Distancia libre entre columnas

I_g : Momento de inercia

heq: Altura equivalente

ρ : Cuantía mínima de acero

Vu: Fuerza cortante

Vn: Resistencia nominal al cortante

Vs: Resistencia al cortante por el refuerzo transversal

R: Factor de reducción de resistencia sísmica

ϕ_p : Coeficiente de regularidad en planta

ϕ_e : Coeficiente de regularidad em elevación

I: Coeficiente de importancia

V: Cortante basal de diseño

W: Carga sísmica reactiva

Capítulo 1 : GENERALIDADES

1.1. Introducción

En Ecuador una de las principales consideraciones que se debe tomar en cuenta a la hora de realizar el diseño y análisis de una edificación es la presencia de fallas geológicas lo cual representa una de las amenazas más importantes debido al riesgo ante un posible evento sísmico.

Por lo general los sismos superficiales son los que causan mayor daño. Por este motivo, se puede indicar que la Costa Ecuatoriana es la de mayor peligrosidad sísmica, seguida por la Sierra y finalmente, el Oriente. Por lo tanto, desde el punto de vista sísmico no es lo mismo construir en la ciudad de Esmeraldas, donde la peligrosidad sísmica es muy grande que en el Tena que tiene una menor amenaza sísmica ([Aguiar, 2003](#)).

Es importante realizar un minucioso control para garantizar la seguridad ante eventos sismos que afecten la estructura en zonas de alto y moderado peligro sísmico, se debe realizar una verificación experimental ante el crecimiento y desarrollo de la sociedad lo que conlleva a la construcción de proyectos estructurales de importancia.

Las edificaciones de hormigón armado construidas hace más de dos o tres décadas son vulnerables a la acción de los sismos porque responden al nivel de conocimientos existentes en esa época y a la calidad de materiales disponibles pero esas construcciones son la mayoría de las que existen en las grandes ciudades y por lo tanto es urgente hacer estudios para verificar el desempeño ante diferentes eventos sísmicos ([Aguiar, 2003](#)).

La mayoría de las construcciones realizadas en Ecuador poseen sistemas estructurales inadecuados debido a la falta de conocimientos por parte del constructor o la presencia de

construcciones informales que ignoran las normativas vigentes para un correcto diseño. Es necesario la constante actualización de conocimientos e implementación de nuevas filosofías de diseño que permitan la obtención de mejores resultados y optimización de los materiales a utilizarse.

La evaluación del desempeño y la vulnerabilidad sísmica supone el desarrollo de metodologías que puedan ser utilizadas de acuerdo a la información disponible de cada zona, lo cual, está estrechamente relacionado con el nivel de actividad sísmica (Bonett Díaz, 2003).

En la investigación presente se pretende realizar un análisis comparativo basado en las normativas de construcción ACI 318-14 y ACI 318-19 enfatizando los cambios que se presentan para el diseño de edificios en nudos, pórticos resistentes a momento y muros estructurales.

Para la implementación de riesgo sísmico en el modelamiento se tomará como referencia la NEC-SE-DS, con lo cual se generará un modelo acorde a los requerimientos de la zona.

Se generarán modelos de edificios de diferentes plantas basándose en ambas normativas que permitan evaluar técnicamente y económicamente los resultados obtenidos. Cada edificio presentara diferentes características por lo tanto se podrá analizar los diferentes casos existentes que podrían presentarse en este tipo de construcciones y los efectos a los que podrían estar sometidos.

1.2. Justificación

Debido al constante desarrollo e investigaciones referentes al campo de la construcción en la actualidad mediante la inclusión de nuevos materiales y metodologías constructivas, en el Ecuador, se han ido generando normativas que permitan la actualización de conocimientos para su aplicación tomando como referencia las usadas en otros países , estas normativas están enfocadas especialmente al diseño de estructuras que permitan brindar seguridad y eficiencia disminuyendo la mayor posibilidad de riesgos posibles.

El tipo de hormigón armado a utilizarse y las debidas especificaciones para su construcción deberán basarse en la normativa propuesta por el “American Concrete Institute”.

En la actualidad la tendencia a la construcción de edificios de mayor altura representa mayor responsabilidad a la hora de su diseño debido a que se pretende un correcto comportamiento que permita un desempeño adecuado que cumpla con los requisitos y normas vigentes enfocadas al diseño de pórticos resistentes y edificios con muros estructurales.

Por esta razón se cree que es muy importante, que los ingenieros, cuenten con los conocimientos pertinentes de las normas de construcción que se deben utilizar en los proyectos, tomando en consideración que muchas veces la información presente en las normativas varía para el diseño de estructuras por tal motivo se requiere una actualización constante de conocimientos acorde a los tipos de construcción, para un diseño correcto.

Este trabajo investigativo tiene como fin el análisis comparativo entre normativas de construcción utilizadas a la hora del diseño constructivo debido a que en Ecuador existe un alto riesgo de eventos sísmicos que podrían generarse por la presencia de placas tectónicas. En busca de una solución que pueda satisfacer las solicitaciones de cargas externas que podrían

sufrir las estructuras, se busca analizar el comportamiento de las conexiones, pórticos resistentes a momentos y muros estructurales.

1.3. Alcance

El presente trabajo de titulación enmarca la comparación de la normativa ACI 318-14 con la normativa ACI 318-19 para la determinación de las diferencias en las recomendaciones de diseño de edificios con pórticos especiales a momento y edificios con muros estructurales.

Se considerará el análisis de pórticos especiales a momento y edificios con muros estructurales enfocándonos en el tipo de: conexiones existentes, aceros de refuerzo y requisitos de muros estructurales entre ambas normativas.

Se modelará edificios de 16,20 y 24 pisos en el software ETABS siguiendo los criterios de la normativa ACI 318-14 y ACI 318-19 para comparar e interpretar los resultados determinando el impacto técnico y económico.

1.4. Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Comparar la norma ACI 318-14 con la norma ACI 318-19 referente a edificios de pórticos especiales a momento y edificios con muros estructurales.

1.4.2 Objetivos específicos

1. Cumplir con las especificaciones de la norma ACI para la realización y el diseño óptimo de pórticos especiales a momento y edificios con muros estructurales.
2. Evaluar los cambios producidos en los criterios y formulaciones de los edificios de pórticos especiales a momento y edificios con muros estructurales.
3. Realizar un análisis comparativo de los resultados obtenidos con la norma ACI 318-14 con los obtenidos en la norma ACI 318-19 con el objetivo de optimizar el diseño de las estructuras.

Capítulo 2 : MARCO TEÓRICO

2.1. Hormigón

El hormigón es un material que se forma de la mezcla en proporciones adecuadas de: agregado grueso, agregado fino, cemento y agua; aunque en algunas ocasiones también se incluye un aditivo para otorgarle mayor plasticidad, reducir la cantidad de agua de la mezcla, etc. Actualmente, se estima que es el material de construcción preferido en el mundo, debido a que, desde aproximadamente el año de 1990 su producción y utilización se ha venido duplicando.([Orozco et al., 2018](#)).

Debido a la importancia que tiene este material de construcción, cabe resaltar que, la forma en cómo se lo elabora, coloca en obra y el proceso de curado que se le da, tiene una influencia directa en el producto final, tanto en términos de calidad cómo en el correcto desarrollo de sus propiedades mecánicas. Por lo tanto, se debe poner especial atención en los factores que pueden llegar a afectar al hormigón, los cuales además de los ya mencionados son: los materiales, mano de obra, maquinaria y equipos utilizados en el proceso de elaboración y condiciones ambientales; los mismos que muchas veces no son los adecuados o no se tiene los controles respectivos ([Orozco et al., 2018](#)).

2.2. Hormigón reforzado

El hormigón reforzado o también conocido como hormigón armado, es el resultado de la combinación del hormigón con un refuerzo de acero, el cual generalmente consiste en barras corrugadas (colocado en forma longitudinal), aunque en algunas ocasiones también se opta por utilizar mallas electrosoldadas en su lugar. Esto debido a que, el hormigón ya colocado en obra aporta una serie de propiedades mecánicas, de aquellas, sin duda la más relevante y que lo

caracteriza es la resistencia a la compresión, ante lo cual el hormigón simple tiene una muy buena respuesta; sin embargo, no sucede lo mismo cuando es sometido a flexión. Por lo que, aquel refuerzo de acero permite que el elemento de hormigón responda de mejor manera tanto a compresión como a flexión, además de que, se reduce la aparición de deformaciones por la presencia de cargas de larga duración y cuándo este acero es colocado a manera de estribos les otorga confinamiento lateral a las barras longitudinales (Mesa, 2018).

2.3. Sistemas estructurales

De acuerdo con la Norma ACI 318-19 (2019) un sistema estructural es un conjunto formado por miembros, nudos y conexiones, los que, juntos conforman un todo en donde cada elemento cumple una función específica. Un miembro estructural puede pertenecer al mismo tiempo a más de un sistema estructural; sin embargo, en cada uno de ellos puede estar cumpliendo diferentes roles, siempre y cuando cumpla a cabalidad todos los requisitos indicados en la norma de control de el o los sistemas a los que pertenece. En el caso de los nudos y conexiones, se trata de los espacios en donde los diferentes miembros se cruzan o conectan entre sí, pero la diferencia de si se trata de un nudo o una conexión, dependerá del tipo de estructura y cómo se la haya idealizado.

2.3.1. Pórticos especiales resistentes a momento

Este tipo de sistema estructural está conformado por columnas y vigas, las cuales se conectan por medio de nudos para soportar diferentes tipos de solicitaciones: corte, axial o momentos. En ese sentido, en los pórticos resistentes a momentos las vigas trabajan principalmente de manera horizontal, es decir, ante fuerzas laterales (sismos) a flexión y corte y dependiendo la situación, en ocasiones también bajo fuerzas axiales y de torsión (ACI Committee 318, 2019). Los pórticos resistentes a momento generalmente son utilizados cuando las condiciones exigen dotar de flexibilidad a la estructura, para que pueda resistir

deformaciones elásticas altas y transmitir las cargas desde la viga hacia los nudos y posteriormente por las columnas a la base de la estructura. Las columnas deben contar con la rigidez necesaria para poder transmitir uniformemente las derivas en todos los pisos de la edificación disminuyendo los daños que se pudieran producir (Moehle, 2015).

Este sistema estructural es preferentemente utilizado en zonas de alta peligrosidad sísmica, ya que inclusive las mismas normativas de control de aquellos lugares promueven su utilización. En el caso del Ecuador, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015) denomina a este sistema como Pórtico Especial Sismo Resistente y es específicamente en su capítulo NEC-SE-DS Peligro Sísmico en donde se detallan las pautas y requisitos que se deben cumplir cuando se opte por construir con este sistema estructural.

De acuerdo con Moehle (2015), a través de años de experimentación en laboratorio y la experiencia de varios sismos ocurridos, ha sido posible llegar a determinar ciertos principios que deben ser tomados en cuenta al momento de diseñar este tipo de sistemas estructurales, principalmente para asegurar un diseño que cumpla con un adecuado comportamiento dúctil, los cuales son:

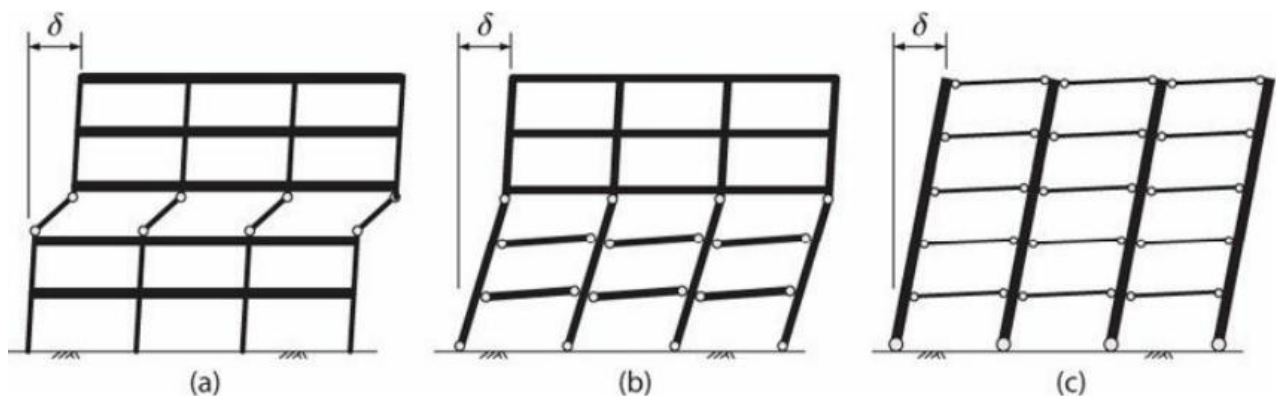
- Detalle de vigas y columnas para lograr una respuesta dúctil a flexión.
- Diseño bajo el principio de columna fuerte-viga débil.
- Evitar los modos de falla más frágiles que son fallas de corte, axial, conexión y empalme.
- Diseñar evitando la interacción de elementos no estructurales.

Adicionalmente, debe recordarse que de acuerdo con la NEC (2015b), el diseño del sistema estructural debe hacerse para un sismo de diseño, es decir, para un evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en los siguientes 50 años, lo que equivale a un periodo de retorno de 475 años.

2.3.1.1. Sistema columna fuerte-viga débil. Cuando ocurre un terremoto, las fuerzas sísmicas obligan a las estructuras a balancearse de un lado al otro, como consecuencia de esto aparecen derivas laterales en los elementos estructurales, por lo que, dependiendo de la distribución de la deriva será la distribución del daño en la estructura. En los casos en que las columnas son débiles, aquellas derivas tenderán a concentrarse en uno o pocos pisos (un ejemplo de esto se aprecia en la [Figura 2.1a](#)) y pueden exceder la capacidad resistente de las columnas.

En cambio, cuando la columna es más rígida y fuerte con respecto a la altura del edificio y la viga es la débil, la deriva se distribuirá más uniformemente y se reducirá el daño localizado (un ejemplo de esto se aprecia en la [Figura 2.1c](#)). Finalmente, si la resistencia a momentos de la columna excede la resistencia a momentos de la viga en las conexiones en sólo un poco, es posible que la respuesta del edificio sea como la que se aprecia en la [Figura 2.1b](#), es decir el daño se presenta en varios pisos en lugar de uno solo ([Moehle, 2015](#)).

Figura 2.1. Sistema columna fuerte-viga débil



Fuente: ([Moehle, 2015](#))

2.3.1.2. Conexiones. Una conexión viga-columna puede entenderse cómo aquella parte de la columna que se encuentra localizada dentro de la viga y que generalmente se denomina como nudo. Generalmente, existen diferentes tipos de conexiones en función de su

ubicación, es decir si es a nivel de entrepiso o cubierta. El correcto diseño de las conexiones viga – columna es fundamental dentro de las edificaciones de hormigón armado ya que son las que se encargan de transmitir las solicitaciones de carga entre los elementos estructurales desde la losa hasta la cimentación, además de otorgarle estabilidad y funcionalidad a la estructura (Villavicencio y Cabeza, 2021).

El deterioro de la rigidez en los nodos viga–columna conducen a grandes desplazamientos en la estructura impiden que se desarrollen mecanismos de disipación de energía, poniendo en peligro la integridad de esta. El diseño de las conexiones se debe realizar según la filosofía columna fuerte – viga débil asegurándonos que en la estructura exista continuidad entre los elementos lo cual nos permitirá reducir los desplazamientos y fallas ya que estas son muy difíciles de reparar (Aguilar et al., 2015).

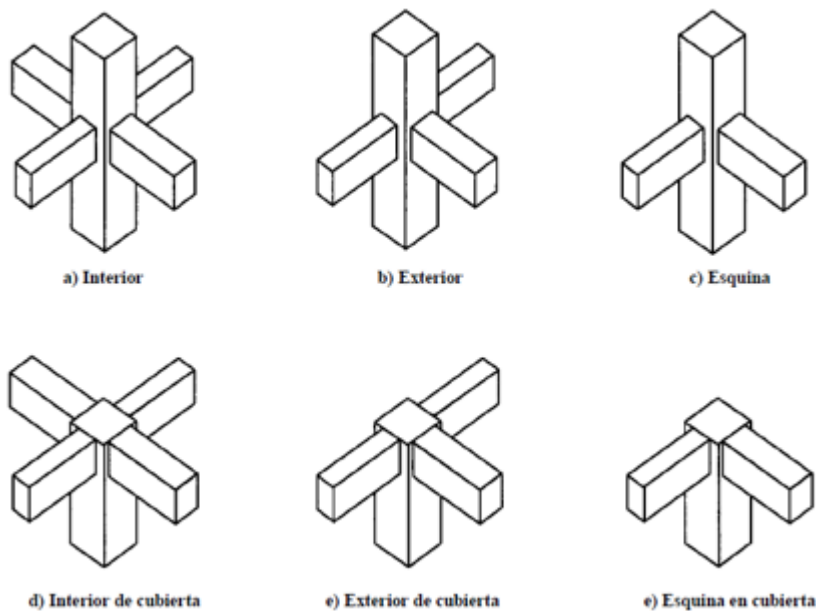
2.3.1.2.1. Tipos de conexiones. Las conexiones viga-columna se clasifican dependiendo algunos criterios de la estructura como son: su finalidad, tipos de carga o solicitaciones, diseño, rigidez, resistencia, geometría, tipo de refuerzo y material utilizado. Por lo tanto, en función de aquellos parámetros, cada tipo de conexión les otorgará a los elementos estructurales características específicas, los tipos de conexiones más utilizadas se muestran en la (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**) (Villavicencio y Cabeza, 2021). Adicionalmente, según su configuración, estas conexiones pueden ser interiores, exteriores y de esquina, como se muestra en la Figura 2 (ACI-ASCE 352 Committee, 2010).

Tabla 2.1. Tipos de conexiones viga-columna más comunes

Tipo de conexión	Subclasificación	Ejemplos
Simple	Conexiones a tracción	Arriostramientos
	Conexiones a compresión	Planchas base de vigas-columnas
	Conexiones a corte en pórticos	Conexiones con perfil T, conexiones de asiento, con uno o dos angulares.
De Momento	Totalmente restringidas	Mediante perfil T o plancha extrema
	Parcialmente restringidas	Conexión al alma de la viga, plancha de corte.

Fuente: (Villavicencio & Cabeza, 2021)

Figura 2.2. Tipos de conexiones viga-columna en función de su configuración



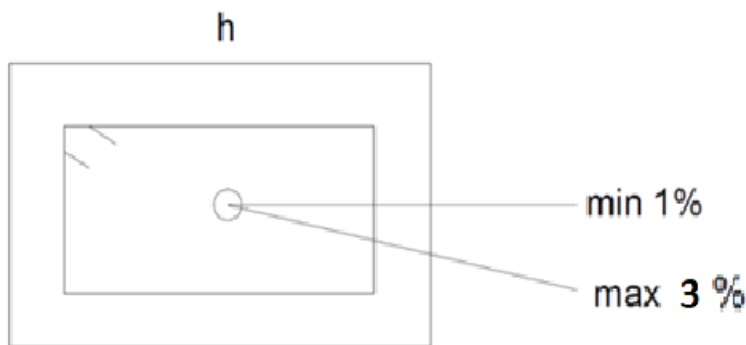
Fuente: (ACI-ASCE 352 Committee, 2010)

2.3.1.2.2. Criterios de diseño. De acuerdo con el ACI-ASCE 352 Committee (2010) en su manual denominado Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga-Columna en Estructuras Monolíticas de Hormigón Reforzado, se recopilan una serie de parámetros en cuanto al dimensionamiento de miembros, control de esfuerzos, confinamiento del núcleo, entre otros de importancia. Con la finalidad de que la experiencia en laboratorio y campo de diferentes investigadores sirva para que las conexiones viga-columna de estructuras de hormigón reforzado sean diseñadas adecuadamente y se garantice la vida útil e integridad de

las estructuras de hormigón reforzado y con ello la seguridad de sus ocupantes. Entre aquellos criterios de diseño, pueden mencionarse los siguientes:

- **Demanda axial:** Los efectos de corte que son generados en los nudos son de importancia para su análisis debido a que debemos garantizar su resistencia y un buen comportamiento. El hormigón es el que resiste al corte en los nudos por lo tanto se requiere mayor cantidad de hormigón en el nudo generando secciones de mayores dimensiones armadas al mínimo para que se generen deformaciones pequeñas. Para que los nudos puedan resistir al corte como recomendación constructivamente es conveniente colocar limitantes de refuerzo longitudinal en columnas menores al 3%.

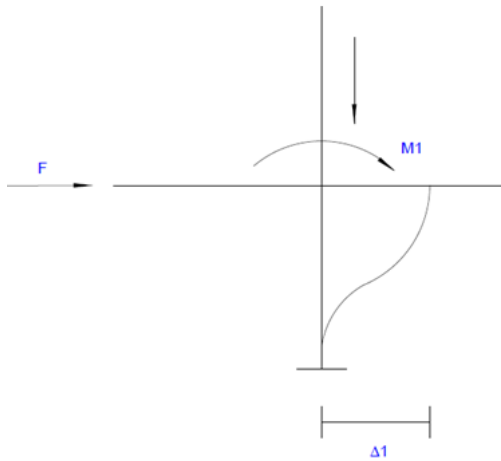
Figura 2.3. Límites de refuerzo longitudinal en columnas



Fuente: (Autoría propia)

- **Demanda a flexión:** La demanda en flexión consiste en determinar la demanda en momento que genera una deformación lateral, por lo tanto, es necesario calcular la deformación producida por la fuerza que se ejerce en cada piso.

Figura 2.4. Respuesta en el elemento estructural por demanda a flexión



Fuente: (Autoría propia)

2.3.2. Muros estructurales

A diferencia del sistema aporticado, en este sistema estructural no se dispone de pórticos resistentes a momento, por lo que, las cargas verticales son soportadas por muros de carga o portantes, mientras que, las fuerzas laterales como es el caso de las fuerzas sísmicas son soportadas por muros estructurales o pórticos reforzados con diagonales (Cubillos, 2021).

En edificios de gran altura es fundamental dar una gran rigidez a las estructuras para poder resistir fuerzas horizontales proporcionadas por sismos y viento. Es por eso que al momento de utilizar muros estructurales se puede considerar dos tipos de sistemas, los cuales son:

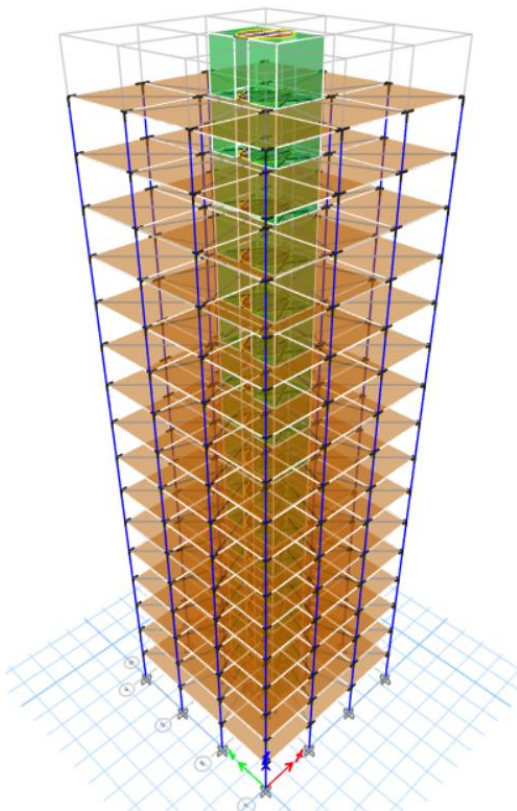
- Sistema Dual Pórtico especial resistente a momento y Muros de corte.
- Sistema de Muros de corte o Muros portantes.

En este proyecto de titulación solo se tomará en cuenta el sistema Dual de pórticos especiales resistentes a momentos y Muros de corte.

2.3.2.1. Sistema Dual Pórtico especial resistente a momento y Muros de corte. De

acuerdo con la NEC (2015b), este sistema estructural cómo su nombre lo indica está conformado tanto por pórticos especiales sismo resistentes cómo por muros estructurales dispuestos espacialmente de una manera adecuada, los cuales deberán ser diseñados para soportar el impacto de fuerzas sísmicas. Cabe resaltar que al mencionar que estos deben estar dispuestos espacialmente de una manera adecuada, lo que se quiere transmitir es que, se los debe ubicar simétricamente en el modelo y con una longitud en planta equivalente a toda la altura de la edificación. Adicionalmente, para que el sistema estructural pueda ser considerado cómo dual, una de las principales condiciones que debe cumplir es que los muros absorban al menos el 85% del cortante basal de la estructura en ambas direcciones.

Figura 2.5. Modelo de un sistema estructural dual



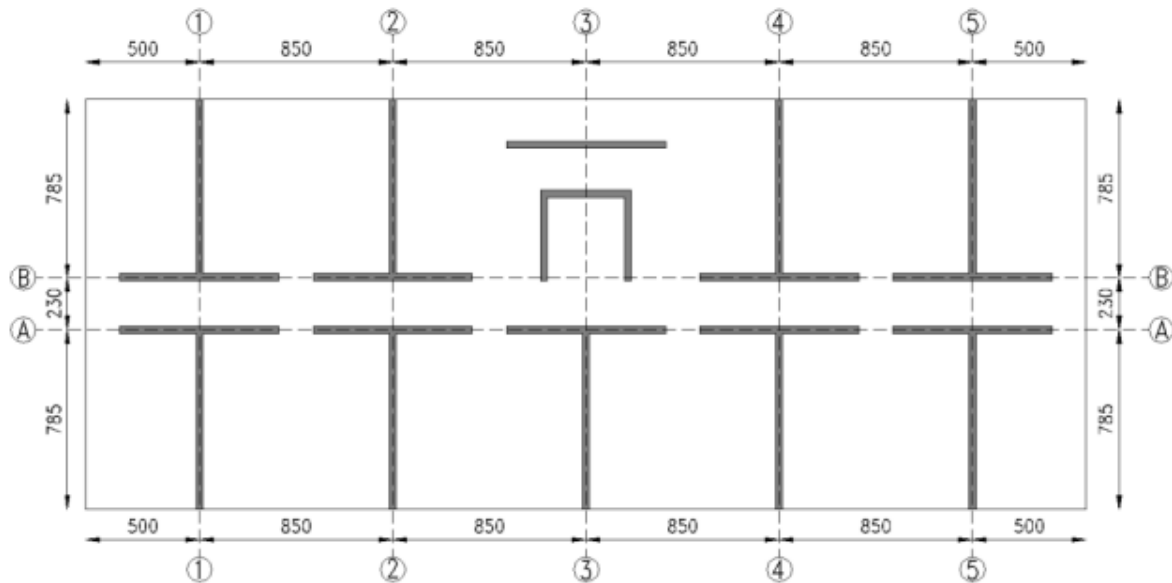
Fuente: (Autoría propia)

A esto se puede acotar también que, para que estos elementos cumplan los requerimientos sismorresistentes deben cumplir con los requisitos de ACI 318, Capítulo 18 versión 2014 o 2019 cuyo propósito es que obtengan resistencia para poder resistir efectos de eventos sísmicos. El sistema dual brinda ciertos beneficios al implementarlo, en países donde hay alto riesgo sísmico como Ecuador es beneficioso utilizarlo es por eso que, aplicado correctamente, con un buen cálculo y diseño estructural hay ciertas ventajas que son las siguientes:

- Gracias a la rigidez de estos elementos para absorber las cargas laterales se reduce la posibilidad de fallas por piso blando y columna corta, ya que los muros deben ser continuos en elevación.
- Reducen notablemente los daños en elementos no estructurales, derivas de piso, reducen oscilaciones y vibraciones.
- Son una buena alternativa para construir edificios de varios pisos ya que gracias a la rigidez de los muros de corte estos dan seguridad y estabilidad logrando dar mayor rigidez a los pórticos.

2.3.2.2. Sistema de Muros de corte o Muros portantes. Los muros estructurales de hormigón armado, muros de corte o muros portantes, son un sistema estructural muy utilizado en zonas con alta peligrosidad sísmica porque son rígidos y fuertes, lo cual les otorga una elevada capacidad de resistir cargas laterales en estructuras de mediana y gran altura. Adicionalmente, se los puede incluir fácilmente en diferentes diseños arquitectónicos, pudiendo inclusive adoptar una sección transversal tipo T, C o L, siempre y cuando se los diseñe adecuadamente para que presenten un adecuado desempeño ante la ocurrencia de un evento sísmico severo. Si bien se los puede utilizar en todo tipo de estructuras, es un poco más común encontrarlos en edificios de departamentos u hoteles, en los cuales es posible encontrarlos en torno a escaleras y ascensores o delimitando pasillos y dormitorios ([Morales et al., 2019](#)).

Figura 2.6. Vista en planta de un edificio con muros de corte con sección transversal en forma de T y C

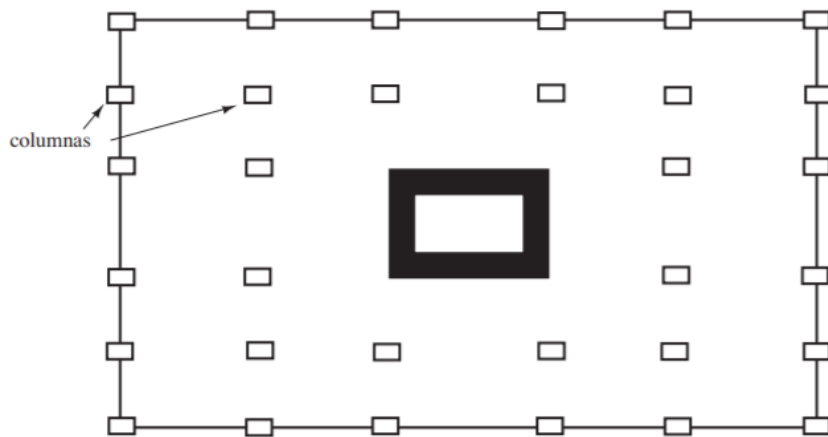


Fuente: (Morales et al., 2019)

En cuanto a la distribución de los muros de corte, para evitar provocar fallas por torsión en la estructura, los muros deben ser distribuidos de forma simétrica y tratar de no coincidir con el centro de masa y el centro de rigidez de la estructura. Los muros deberán ser colocados de forma simétrica para que todos puedan resistir solicitaciones de un sismo de forma uniforme, la distribución de los muros en planta también dependerá del modelo arquitectónico de la edificación, aun así, estos pueden ser colocados tanto en el exterior de las edificaciones como en el interior de estas.

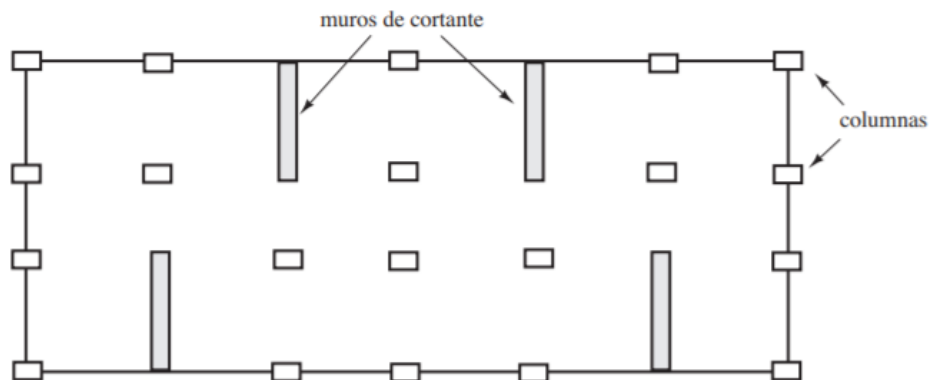
Según McCormac y Brown (2018), los muros de corte son muy usados para encerrar elevadores, escaleras y también cuartos sanitarios, los cuales pueden ser colocados en una sola dirección como paredes de la edificación, pero con especial cuidado de que no haya aberturas de ventanas y puertas.

Figura 2.7. Vista en planta de muros de corte alrededor de elevadores y escaleras



Fuente: (McCormac & Brown, 2018)

Figura 2.8. Vista en planta de muros de corte en una sola dirección



Fuente: (McCormac & Brown, 2018)

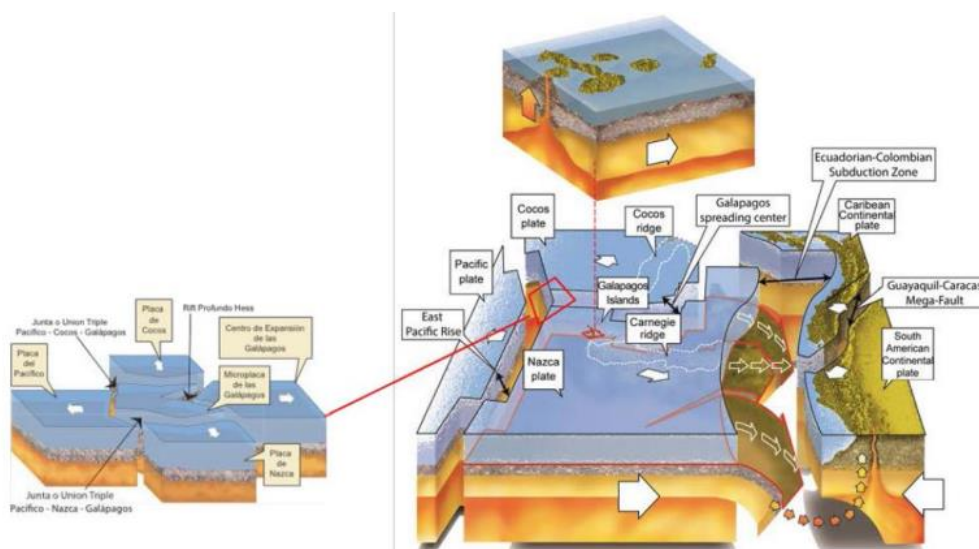
2.4. Amenaza sísmica

El cinturón o anillo de fuego del pacífico es una larga cadena tectónica de aproximadamente 40 mil kilómetros que se encuentra localizada en el océano pacífico, precisamente de allí su nombre, la cual se caracteriza por su elevada actividad sísmica y volcánica, lo que ocasiona que en países como Chile, Perú y Ecuador que forman parte de este cinturón sea común la ocurrencia de terremotos. Esto se produce debido a que, en una de las placas tectónicas localizada en la zona, conocida como placa del Pacífico, sucede algo conocido como

subducción (es decir choca con otra y una de las dos se hunde) en dirección al oriente a una velocidad de 61 mm por año y justamente ha sido el mecanismo causante del mayor terremoto registrado en la historia, el cual tuvo lugar al sur de Chile en 1960 y alcanzó una magnitud de 9.5 (Martínez et al., 2017).

En el caso de Ecuador, desde inicios del siglo XX se han producido siete eventos sísmicos de gran magnitud, cuyos epicentros se han registrado muy cerca de donde se originó el terremoto de Chile. De estos terremotos, el que ocurrió en 1906 frente a la frontera de Ecuador con Colombia, debido a su magnitud de 8.8 produjo una ruptura de alrededor de 400 a 500 km, además de que, ocasionó un tsunami y dejó a su paso cientos de muertes. En ese sentido, el último terremoto de tal envergadura fue el que tuvo lugar en 2016 con epicentro entre Pedernales y Cojimíes en la provincia de Manabí, “su origen es el cabalgamiento en el límite o cerca del límite entre la placa continental Sudamericana y la del Pacífico” (Martínez et al., 2017, p. 1). El cual con una magnitud de 7.8 fue sentido no sólo en el Ecuador sino también en el suroccidente de Colombia y en la frontera norte de Perú, dejando como resultado mucha muerte y destrucción.

Figura 2.9. Modelo geodinámico de Ecuador y sus placas asociadas



Fuente: (Martínez et al., 2017)

Bajo este contexto, debido a la elevada sismicidad en Ecuador es de vital importancia tomar esta consideración como un punto muy importante para el diseño y calculo estructural. Las fuerzas de sismo no deben ser consideradas como una solicitación cuya verificación debe hacerse adicionalmente, sino con la misma importancia que se concede a las cargas de gravedad. Las edificaciones deben ser diseñadas para soportar de manera eficiente las solicitaciones generadas por acciones sísmicas: leves, moderadas y graves. Se debe considerar además, el grado de afectación con la posibilidad de que se puedan producir daños estructurales significativos que produzcan el colapso de la estructura ([Blanco, 2012](#)).

Un gran sismo produce fuerzas de inercia que son muy superiores a la carga más severa que ha de soportar la estructura durante su vida útil; sin embargo, solo existe una pequeña probabilidad de que esta carga ocurra. Ante ello, se pretende lograr un comportamiento inelástico en los elementos que conforman la estructura, basándose en requisitos que permitan obtener la ductilidad necesaria. Para asegurar ese comportamiento dúctil, los diseñadores deben dar especial atención a los detalles tales como cuantía de refuerzo longitudinal, anclaje del refuerzo y confinamiento del hormigón comprimido, evitando así los tipos frágiles de falla ([Lujan y Paraqueimo, 2018](#)). Los aspectos o propiedades que deben analizarse para el diseño de una estructura sismorresistente dependerán de la geometría y propiedades de los elementos, en el análisis se deberá considerar también, la influencia de los elementos no estructurales.

2.5. Requisitos de diseño

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción ([2015b](#)), el diseñar una estructura bajo la premisa de comprobar su nivel de seguridad durante su vida útil, forma parte de la filosofía de diseño sismorresistente, de acuerdo con la cual, para estructuras de ocupación normal se deben cumplir una serie de requisitos mínimos de diseño, cuyo objetivo es:

- Prevenir daños en los elementos tanto no estructurales como estructurales de la edificación, ante la ocurrencia de terremotos pequeños y frecuentes.
- Ante la ocurrencia de terremotos moderados y poco frecuentes, prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales en la edificación.
- Finalmente, ante terremotos severos, los cuales pueden ocurrir muy extrañamente, evitar el colapso de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

En esta normativa se estipula además que, esto sólo se puede conseguir si es que, al diseñar la estructura ésta tiene la capacidad de resistir las fuerzas sísmicas que se le solicitan, además de que, las derivas de piso que se presenten sean menores a las admisibles y la energía sísmica de deformación inelástica se disipe de manera adecuada, ya sea mediante el empleo de técnicas de diseño por capacidad o con el uso de dispositivos disipadores sísmicos.

2.6. Normativa de diseño

Para el desarrollo de este trabajo se realizará un análisis comparativo entre las normativas de diseño ACI 318-14 y ACI 318-19, enfatizando los cambios que se presentan para el diseño de edificios en nudos, pórticos resistentes a momento y muros estructurales. Por lo cual, es importante conocer un poco más acerca de estas normativas.

2.6.1. Norma ACI 318-14

Esta normativa desarrollada por el American Concrete Institute (ACI, por sus siglas en inglés) en la ciudad de Michigan, USA; es una recopilación de requisitos mínimos para los materiales utilizados, diseño y detallado de estructuras de hormigón armado o estructural, cubriendo además, criterios relacionados a miembros, conexiones, refuerzos especificaciones en torno al hormigón elaborado en obra o prefabricado, construcciones no preesforzadas, preesforzadas y

compuestas, entre muchos otros temas igualmente importantes que deben ser revisados cuidadosamente por diseñadores o cualquier otra persona que la utilice ([ACI Committee 318, 2014](#)).

De acuerdo con el comité del ACI encargado de preparar esta norma, la versión 2014 está considerablemente reorganizada y reformateada con respecto a sus antecesoras, esto debido a que:

Los principales objetivos de esta reorganización fueron presentar todos los requisitos de diseño y detallado para sistemas estructurales y miembros individuales en capítulos dedicados a estos temas individuales y para organizar los capítulos en una forma que siga el proceso y cronología de diseño y construcción. La información y procesos que son comunes en el diseño de los miembros están localizados en capítulos genéricos al tema. ([ACI Committee 318, 2014, p. 3](#))

Precisamente, esta normativa surge posterior a la publicación del ACI 318S-11, todas las modificaciones técnicas que se realizaron, cómo la introducción de nuevos términos y conceptos fueron presentados en la edición del mes de mayo de 2014 del boletín *Concrete International*. Así como las claves de la transición entre una versión y la siguiente, se muestran en el sitio web del ACI, en la pestaña de recursos del 318 (*318 Resource Page*) ([ACI Committee 318, 2014](#)).

2.6.2. Norma ACI 318-19

Esta normativa aplicable al diseño de estructuras de hormigón armado, al igual que su antecesora de 2014 es propiedad del American Concrete Institute (ACI, por sus siglas en inglés) con sede en la ciudad de Michigan, USA. De acuerdo con el Dr. Jack Moehle, distinguido profesor de Ingeniería Estructural de la facultad de Ingeniería Civil y Ambiental de la

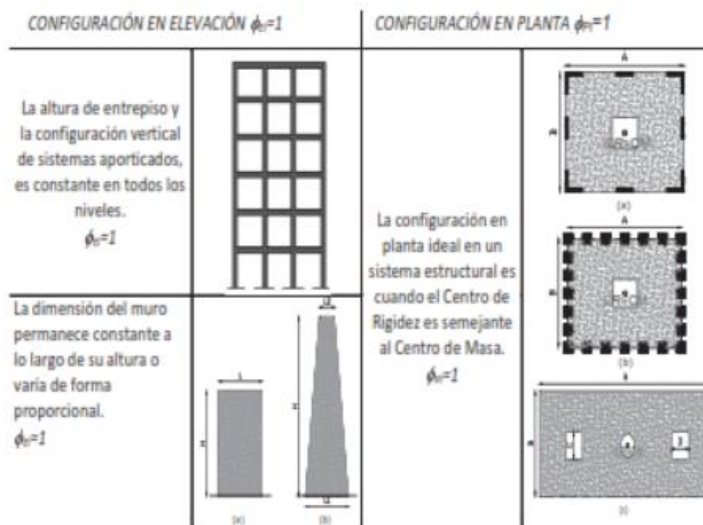
Universidad de Berkeley, la versión 2019 del reglamento ACI 318 es un documento que incluye entre otras cosas “actualizaciones y nuevas disposiciones para corte en una dirección, corte en dos direcciones, capacidad de deformación en muros, diseño sísmico, shotcrete, fundaciones profundas, post-tensado, prefabricados, durabilidad, hormigón ligero y más” ([Hormigón al día, s.f., p. 1](#)).

En ese sentido, esta nueva versión busca también, enfocarse en aspectos como la seguridad, economía y sustentabilidad, para lo cual, se incorporan tanto nuevas tecnologías como productos y métodos de diseño que antes no se habían considerado, debido a que las nuevas prácticas constructivas están en constante cambio. Sin embargo, los cambios en el ACI 318-19 no sólo tienen que ver con asuntos organizacionales, con la consecuente eliminación de información contradictoria entre el ACI 318 y la ASCE, sino que además, se incluye información acerca de programas de certificación para inspectores e instaladores y en cuanto a formato, ésta nueva versión posee ilustraciones a color y tridimensionales, lo que facilita la comprensión de varios criterios técnicos ([Hormigón al día, s.f.](#)).

2.7. Configuración estructural

Al momento de realizar el diseño arquitectónico y estructural de una edificación debe procurarse que la configuración de ésta sea lo más regular y simétrica posible tanto en planta como en elevación, con lo cual se logrará un correcto desempeño sísmico, así como se evitará la aparición de efectos no deseados como torsión, piso blando, columna corta, entre otros. La NEC en su capítulo *Peligro sísmico* (2015b), presenta una serie de configuraciones estructurales recomendadas para evitar este tipo de patologías, las cuales se pueden observar en la [Figura 2.10](#) a continuación:

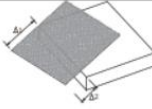
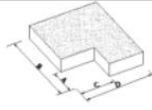
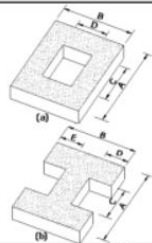

Figura 2.10. Configuraciones estructurales recomendadas



Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b)

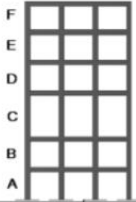
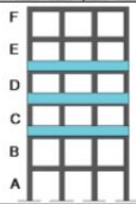
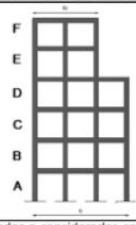
En aquellos casos en los que se presenten irregularidades en la estructura deberán utilizarse coeficientes de configuración estructural, los cuales penalizan por así decirlo el diseño, para así considerar el efecto de tales irregularidades. Las irregularidades y los coeficientes asociados que se consideran en la NEC se presentan en las (Figura 2.11 y Figura 2.12)

Figura 2.11. Coeficientes de irregularidad en planta

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_t=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$</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 $\phi_r=0.9$ $A > 0.15B$ 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 $\phi_b=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</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 $\phi_b=0.9$</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>	

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b)

Figura 2.12. Coeficientes de irregularidad en elevación

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_b=0.9$ Rigidez $K_i < 0.70$ Rigidez K_o $Rigidez < 0.80 \frac{(K_{i-1} + K_i + K_{i+1})}{3}$</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 $\phi_b=0.9$ $m_o > 1.50 m_e$ ó $m_o > 1.50 m_c$</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 $\phi_b=0.9$ $a > 1.3 b$</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>	

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b)

2.8. Clasificación de las cargas

De acuerdo con la norma ACI 318-19 (2019), en este reglamento existen varias definiciones para las cargas que se utilizan en el diseño estructural debido a que, existen una serie de requisitos que se deben cumplir a diferentes niveles de carga; sin embargo, la forma más general de clasificarlas es con los términos muerta y viva, las cuales hacen referencia a las cargas sin factores de mayoración, por lo que, también son conocidas como cargas de servicio.

Estas cargas de servicio deben ser utilizadas en la forma establecida en esta normativa para garantizar un adecuado diseño de los elementos estructurales de una edificación. Una vez que las cargas de diseño (muerta y viva) son multiplicadas por los factores de mayoración o factores de carga y posteriormente utilizadas en el diseño de un miembro, se le brinda a este una resistencia adecuada ante estas solicitaciones, pero para el caso de las cargas de viento y sismo, éstas deben ser manejadas conforme a lo indicado en el ASCE/SEI-7 (ACI Committee 318, 2019).

2.8.1. Cargas muertas

Dentro de este grupo de cargas también conocidas como cargas permanentes entran tanto el peso propio de la estructura, en el cual se considera el peso del sistema estructural (muros, vigas, columnas, etc.) y el peso adicional por piso. Así como el peso de todos los aditamentos o accesorios que forman parte de la estructura (instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas, etc.) (ACI Committee 318, 2019). En el apéndice 4.1 del capítulo *NEC-SE-CG Cargas no sísmicas* de la NEC, puede encontrarse una lista más detallada de los pesos de los materiales de construcción que pueden utilizarse como referencia en el respectivo cálculo de las cargas muertas (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015a).

2.8.2. *Cargas vivas*

Las sobrecargas o cargas vivas que se utilizan en el cálculo estructural dependerán de la ocupación que se le dará a la estructura, ya que está conformada por el peso de las personas, así como por cualquier otro accesorio temporal y en transición. En el apéndice 4.2 del capítulo *NEC-SE-CG Cargas no sísmicas* de la NEC, puede encontrarse una lista más detallada de las sobrecargas mínimas que pueden utilizarse como referencia en el respectivo cálculo de las cargas vivas ([Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015a](#)).

2.8.3. *Combinaciones de cargas*

Según la sección 5.3 de la norma ACI 318-19 ([2019](#)), la resistencia requerida U de diseño, debe ser igual a la obtenida con al menos una de las ecuaciones presentadas en la Tabla 2, las cuales están conformadas por la combinación de cargas mayoradas, que como se explicó anteriormente se obtienen de multiplicar las cargas de servicio por el correspondiente factor de carga. Este factor de carga “está influenciado por el grado de precisión con el cual normalmente se puede calcular la carga y por las variaciones esperadas para dicha carga durante la vida de la estructura” (p. 65).

En ese sentido, a las cargas muertas se les asigna un factor de carga más pequeño debido a que se las puede determinar con mayor precisión y por ende son menos variables, a diferencia de lo que sucede con las cargas vivas. Las ecuaciones de combinación de carga se han desarrollado considerando la probabilidad de que ocurra de manera simultánea más de un escenario, por lo que, esto también debe tomarse con precaución. Finalmente, debe considerarse el adecuado empleo de los signos en la determinación de U , esto en función de que alguna carga puede ocasionar efectos en sentido contrario al de las demás que se estén considerando en el diseño([ACI Committee 318, 2019](#)).

Tabla 2.2. Combinaciones de carga

Combinaciones de carga	Ecuación	Carga primaria
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.5W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ ó } S \text{ ó } R$
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	E
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	W
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	E

Fuente: (ACI Committee 318, 2019)

Donde:

D = Carga permanente o muerta

E = Carga de sismo

L = Sobrecarga o carga viva

L_r = Sobrecarga cubierta (carga viva)

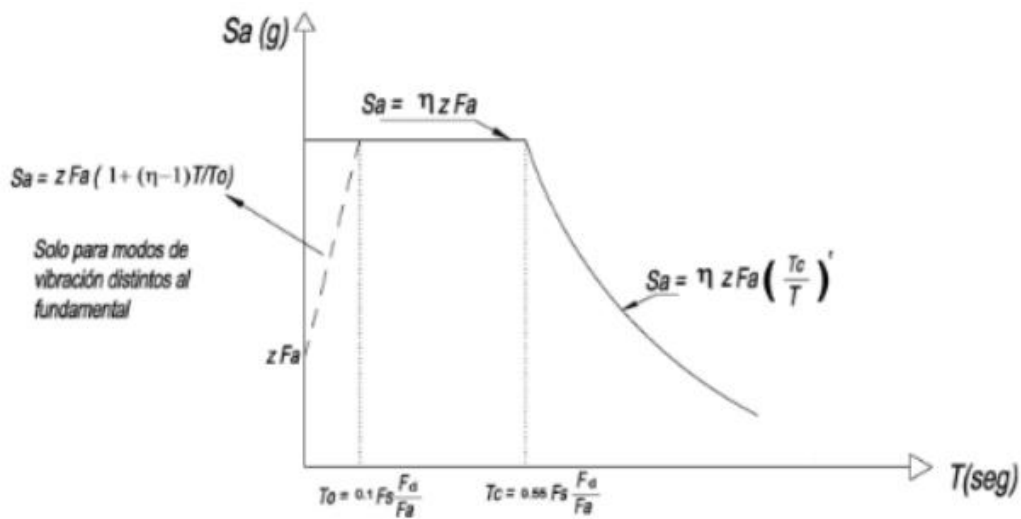
S = Carga de granizo

W = Carga de viento

2.9. Espectro de diseño

Parte importante del diseño sismorresistente consiste en definir en qué parte del territorio nacional se encontrará la estructura, puesto que, en función de ello se deberá determinar algunos criterios asociados al suelo de la zona, lo que posteriormente permitirá el desarrollo del espectro de respuesta del diseño, el cual aportará información importante en la verificación estructural de la edificación. De acuerdo con la NEC (2015b) el espectro que se utiliza es uno de tipo elástico “para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño” (p. 17). En la (Figura 2.13) se muestra cómo se debe presentar este espectro de diseño, así como los valores que lo conforman.

Figura 2.13. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones



Dónde:

- η Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
- F_s Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
- F_d Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
- F_x Coeficiente de amplificación de suelo. Considera 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
- S_a Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura
- T Período fundamental de vibración de la estructura
- T_0 Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- T_c Período 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

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b)

2.10. Periodo de vibración de la estructura

El periodo de vibración es aquel tiempo que le toma a la estructura completar un ciclo dentro un movimiento armónico ondulatorio o vibratorio, es decir, es el tiempo que se tarda en ir y volver a su posición original. Si bien al realizar una modelación de la estructura en un software especializado, éste arrojará varios periodos; sin embargo, el que interesa para el análisis sismorresistente es el conocido como fundamental, que no es más que el mayor periodo de vibración de la estructura en la dirección horizontal ([Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b](#)).

Si bien este periodo puede obtenerse de manera más precisa de la modelación estructural, de acuerdo con la NEC ([2015b](#)), también se lo puede determinar de manera aproximada mediante dos métodos:

- Método 1

En este método el periodo se determina a través de la siguiente ecuación:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Donde:

C_t = Coeficiente que depende el tipo de edificio.

h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T = Periodo de vibración.

- Método 2

En cambio, por este método el periodo de vibración es estimado utilizando ciertas características de los elementos estructurales como sus propiedades y las características de deformación, para lo cual, se puede emplear la siguiente ecuación:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

Donde:

f_i = Representa una distribución de manera aproximada de las fuerzas laterales en cada piso (piso i).

δ_i = Deflexión elástica de cada piso (piso i) que se calcula en función de las fuerzas laterales f_i .

w_i = Peso de cada piso (piso i) de la estructura que incluye la carga viva respectiva.

Debe tenerse en cuenta que, cuando se utiliza el método 2 para el cálculo del periodo de vibración no debe ser mayor en un 30% al valor que se obtiene cuando se utiliza el método 1 de cálculo.

2.11. Análisis sísmico

De acuerdo con la normativa ACI 318-19 (2019) en el marco del diseño sismorresistente a toda estructura se le debe asignar una Categoría de Diseño Sísmico (CDS), esta categoría va en el siguiente orden: la A para aquellas con la amenaza sísmica más baja, las mismas que no están obligadas a cumplir con lo estipulado en el capítulo 18 que corresponde precisamente a los criterios de sismo resistencia, pero si deben sujetarse a los demás requisitos de diseño solicitados en la normativa, las categorías B y C para aquellas estructuras que ya deben cumplir con ciertas disposiciones del capítulo mencionado, pero no están obligadas a tener muros estructurales.

Mientras que las estructuras dentro de las categorías D, E y F tienen que cumplir una serie de disposiciones especiales y se estipula además para éstas que, todos los miembros estructurales que no sean considerados como parte del sistema que resistirá las fuerzas sísmicas deberán ser diseñados de tal manera que cumplan con las derivas o desplazamientos máximos y fuerzas que se presenten cuando se dé un evento sísmico.

En ese sentido, en la normativa se especifican las secciones del capítulo 18 que las estructuras deben cumplir de manera obligatoria de acuerdo con la CDS que se les ha asignado, los cuales se muestran en la (Tabla 2.3) a continuación:

Tabla 2.3. Secciones del capítulo 18 que deben cumplirse en aplicaciones típicas

Componentes que resisten los efectos sísmicos, a menos que se indique de otro modo	Categoría de diseño sísmico (CDS)			
	A (ninguna)	B (18.2.1.3)	C (18.2.1.4)	D, E, F (18.2.1.3)
Requisitos de análisis y diseño		18.2.2	18.2.2	18.2.2, 18.2.4
Materiales		Ninguna	Ninguna	18.2.5 a 18.2.8
Miembros de pórticos		18.3	18.4	18.6 a 18.9
Muros estructurales y vigas de acople		Ninguna	Ninguna	18.10
Muros estructurales prefabricados	Ninguna	Ninguna	18.5	18.5 ⁽²⁾ 18.11
Diafragmas y cerchas		Ninguna	18.12	18.12
Cimentaciones		Ninguna	18.13	18.13
Miembros estructurales que no se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas		Ninguna	Ninguna	18.14
Anclajes		Ninguna	18.2.3	18.2.3

(1) Además de las disposiciones de los Capítulos 1 hasta 17, 19 hasta 26, y ACI 318.2, excepto en lo que se modifiquen en el Capítulo 18. La sección 14.1.4 también aplica en las CDS D, E y F.

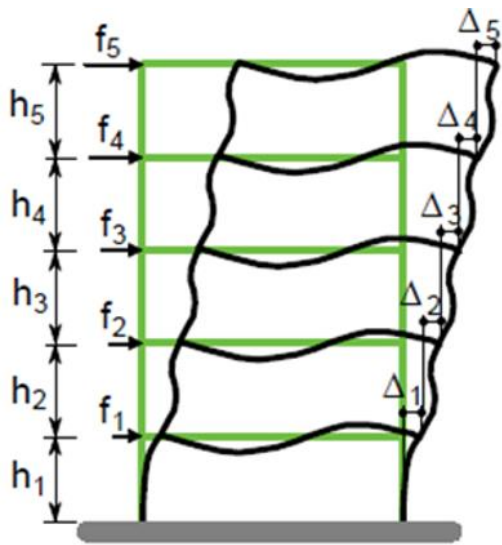
(2) Según lo permita el reglamento general de construcción.

Fuente: (ACI Committee 318, 2019)

2.12. Verificación de derivas

De acuerdo con Ceballos (2019), se entiende por derivas, a los desplazamientos horizontales de los elementos de una estructura con respecto a su posición inicial, cuando ésta ha sido sometida a fuerzas sísmicas, se representan con el símbolo Δ como se aprecia en la (Figura 2.14).

Figura 2.14. Derivas en una edificación



Fuente: (Ceballos, 2019)

De acuerdo con la NEC (2015b), existe un límite permisible que la deriva inelástica máxima de cualquier piso no debe exceder, estos valores máximos se presentan en la (Tabla 2.4), aquellos valores están expresados como un porcentaje de la altura por piso.

Tabla 2.4. Valores máximos permisibles de derivas

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

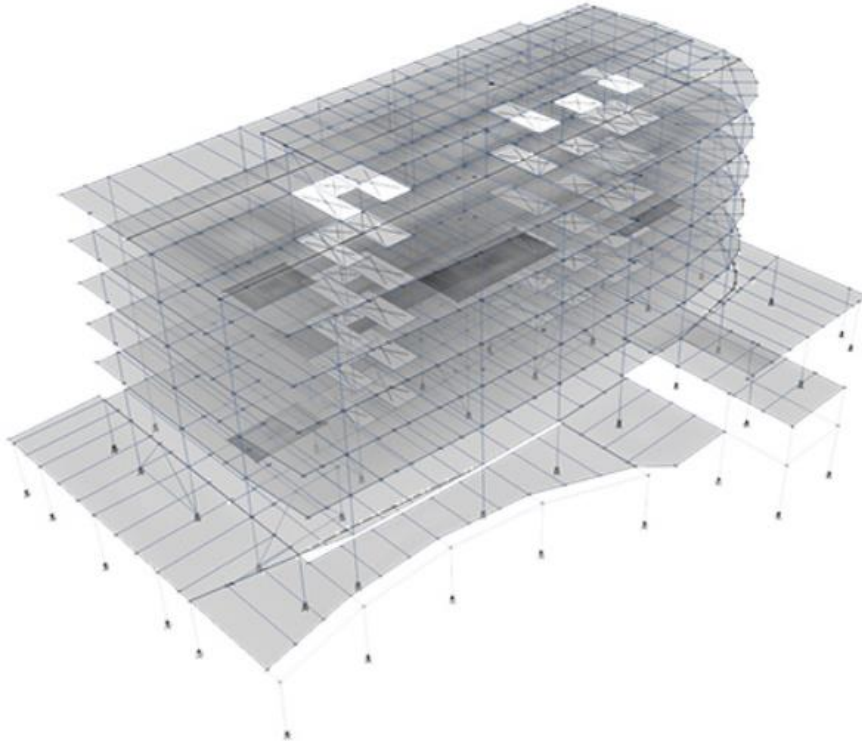
Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b)

2.13. Software ETABS

El software ETABS que será el que se utilice para el desarrollo del presente trabajo, es un software reconocido y utilizado mundialmente para el análisis estructural y dimensionamiento de edificios, el cual se ha ganado su reputación gracias al trabajo arduo de sus desarrolladores en los últimos 40 años de investigación. Dentro de sus ventajas están: un abanico extenso de herramientas de modelado y visualización de objetos en 3D, elevada capacidad de análisis tanto lineal como no lineal, amplia gama de materiales para detallar de mejor manera el modelo,

esclarecedores gráficos, así como una adecuada presentación de los informes que facilita la comprensión e interpretación de los resultados obtenidos ([Esarte, 2022](#)).

Figura 2.15. Ejemplo de un edificio modelado en ETABS



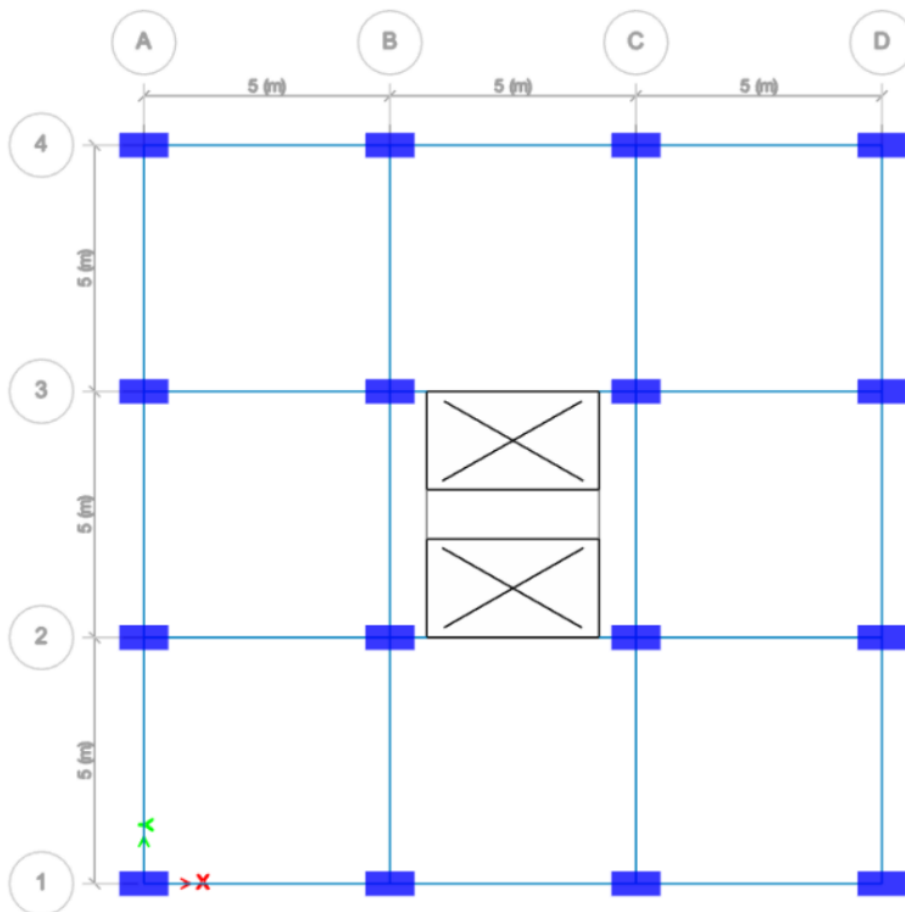
Fuente: ([Esarte, 2022](#))

Capítulo 3 : MODELO ESTRUCTURAL

3.1. Planteamiento del modelo

Se plantea modelar en el software ETABS edificios con pórticos especiales a momento y muros estructurales enfocándonos en el diseño de las conexiones Viga-Columna existentes en la estructura. Para lo cual se ha propuesto la siguiente distribución de columnas y vigas en planta de cada modelo estructural, la configuración será regular tanto en elevación como en planta.

Figura 3.1. Distribución en planta del modelo

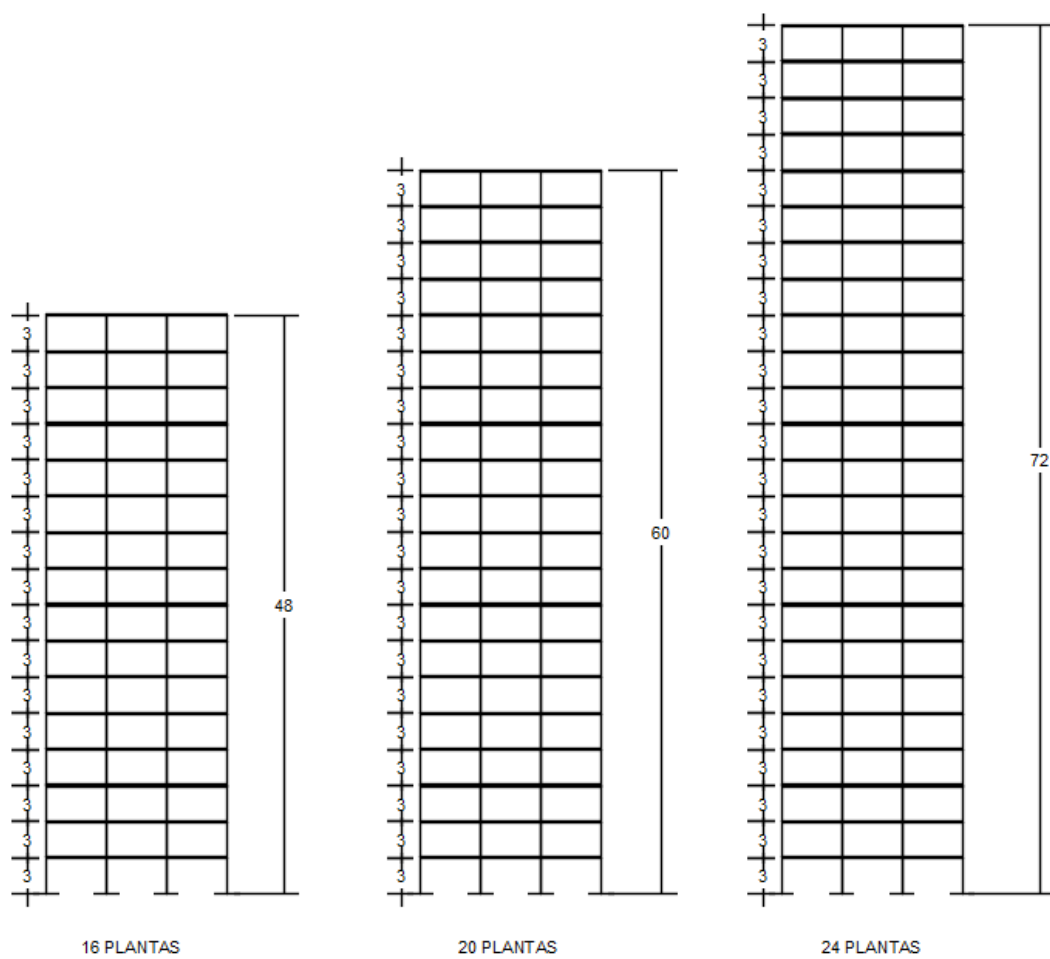


Fuente: (Software Etabs)

Se elaborarán 3 modelos de diferentes elevaciones acorde a la tendencia de construcción en el mercado ecuatoriano:

1. 16 plantas
2. 20 plantas
3. 24 plantas

Figura 3.2. Distribución en elevación de los modelos



Fuente: (Autoría propia)

3.2. Geometría de los elementos

Se definirá de forma preliminar columnas, vigas y muros con secciones de acuerdo a las solicitaciones de carga que presentará cada modelo tomando como referencia estimaciones de carga cercanas a las que se aplicarán.

Utilizaremos la filosofía de columna fuerte - viga débil para el diseño de las conexiones con esto se pretende que las columnas sean mucho más resistentes que las vigas, las dimensiones finales serán definidas según el modelamiento en el programa y las solicitaciones generadas por las cargas.

Las conexiones deben ser diseñadas para resistir con las especificaciones tanto de la ACI 318-14 como ACI 318-19 para los estados de carga muerta, viva y variables.

Se pretende que las secciones críticas se localicen en las zonas cercanas al nudo para lo cual se colocará un armado de acero que pueda contrarrestar los efectos generados.

“Un nudo se considera confinado si el miembro horizontal cubre 3/4 del ancho de la columna, y la altura del miembro que confina no es menor que 3/4 de la altura del miembro más alto que llegue al nudo” ([ACI-ASCE 352 Committee, 2010](#)).

3.3 Definición de materiales

La resistencia de análisis para el hormigón que será utilizada en los modelos es $f'c = 280$ kg/cm², dicho material será utilizado para el modelamiento de columnas, vigas, muros y losa.

El módulo de elasticidad del hormigón se determina mediante la ecuación establecida en la sección 19.2.2.1(b) de la ([ACI Committee 318, 2019](#)) .

$$f'c = 280 \frac{kg}{cm^2}$$

$$E = 15100\sqrt{f'c}$$

$$E = 252671.33 \frac{kg}{cm^2}$$

El acero a ser utilizado se podrá seleccionar como referencia partiendo de la (Tabla 3.1), para este caso se eligió Acero Grado 60 que presenta un esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, este tipo de acero cumple con los requerimientos establecidos en la normativa de acuerdo a su esfuerzo de fluencia y el sistema estructural utilizado.

Tabla 3.1. Tipos de acero

Uso	Aplicación		Valor máximo de f_y o f_{yt} permitido para cálculos de diseño, MPa	Normas ASTM aplicables			
				Barras corrugadas	Alambres corrugados	Refuerzo de alambre electrosoldado	Parrillas de barras corrugadas soldadas
Flexión, fuerza axial, retracción y temperatura	Sistemas sísmicos especiales	Pórticos a momento especiales ^[1]	550	A706M ^[2]	No permitido	No permitido	No permitido
		Muros estructurales especiales ^[1]	690				
	Otras	690 ^{[3][4]}	A615M, A706M, A955M, A996M, A1035M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	A184M ^[5]	
Apoyo lateral de barras longitudinales o confinamiento del concreto	Sistemas sísmicos especiales		690	A615M, A706M, A955M, A996M, A1035M	A1064M, A1022M	A1064M ^[6] , A1022M ^[6]	No permitido
	Espirales		690	A615M, A706M, A955M, A996M, A1035M	A1064M, A1022M	No permitido	No permitido
	Otras		550	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	No permitido
Cortante	Sistemas sísmicos especiales ^[7]	Pórticos a momento especiales ^[1]	550	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M ^[6] , A1022M ^[6]	No permitido
		Muros estructurales especiales ^[1]	690				
	Espirales		420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	No permitido	No permitido
	Fricción cortante		420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	No permitido
	Estribos, estribos cerrados de confinamiento		420	A615M, A706M, A955M, A996M, A1035M	A1064M, A1022M	A1064M y alambre liso electrosoldado A1022M	No permitido
550			No permitido	No permitido	A1064M y alambre corrugado electrosoldado A1022M	No permitido	
Torsión	Longitudinal y transversal		420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	No permitido
Refuerzo de anclajes	Sistemas sísmicos especiales		550	A706M ^[1]	No permitido	No permitido	No permitido
	Otros		550	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	A184M ^[5]
Regiones diseñadas usando método de puntal-tensor	Tensores longitudinales		550	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	No permitido
	Otros		420				

Fuente: (ACI Committee 318, 2019)

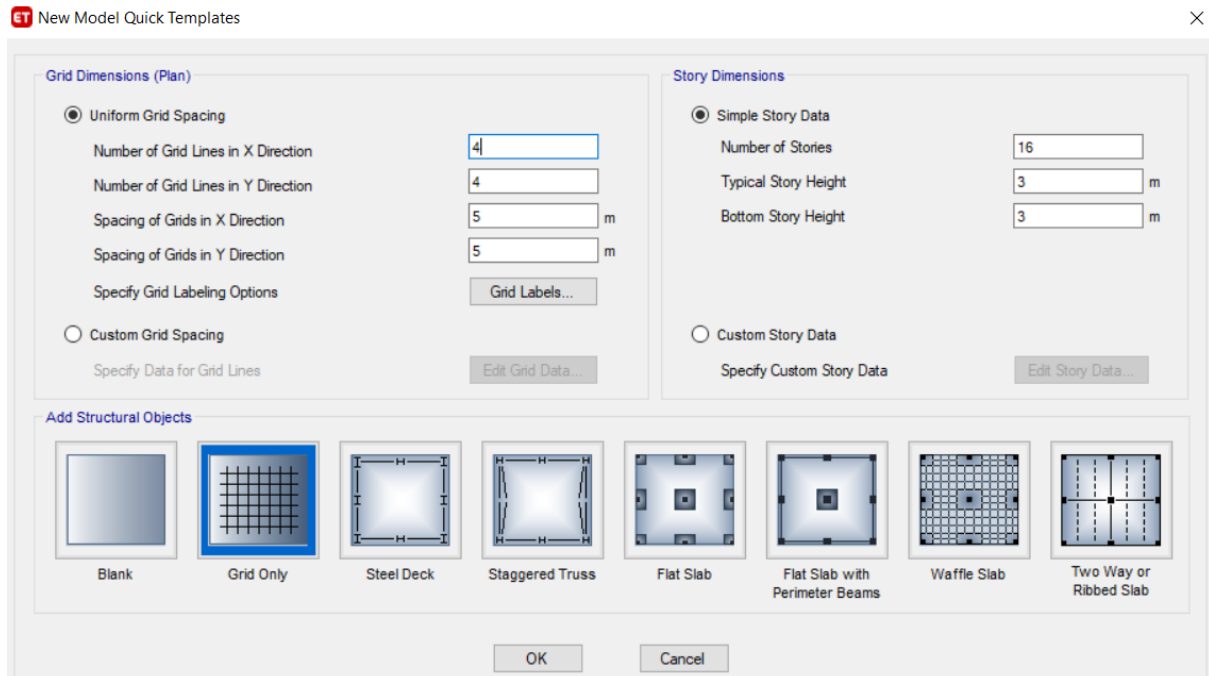
3.4 Modelación en el software ETABS

3.4.1 Configuración de la edificación

Se procederá a dibujar las líneas que funcionarán como referencia de la estructura obteniendo su configuración en planta tal como se indicó en la (Figura 3.1), esto permitirá ubicar las columnas, vigas, muros y aberturas para escaleras y ascensores. La configuración de la estructura es regular tanto en sentido X como en sentido Y con 15 metros respectivamente con luces entre columnas de 5 m. Así mismo en la (Figura 3.2) se determinó el número de plantas con sus respectivas medidas de entrepiso la cual será de 3 metros.

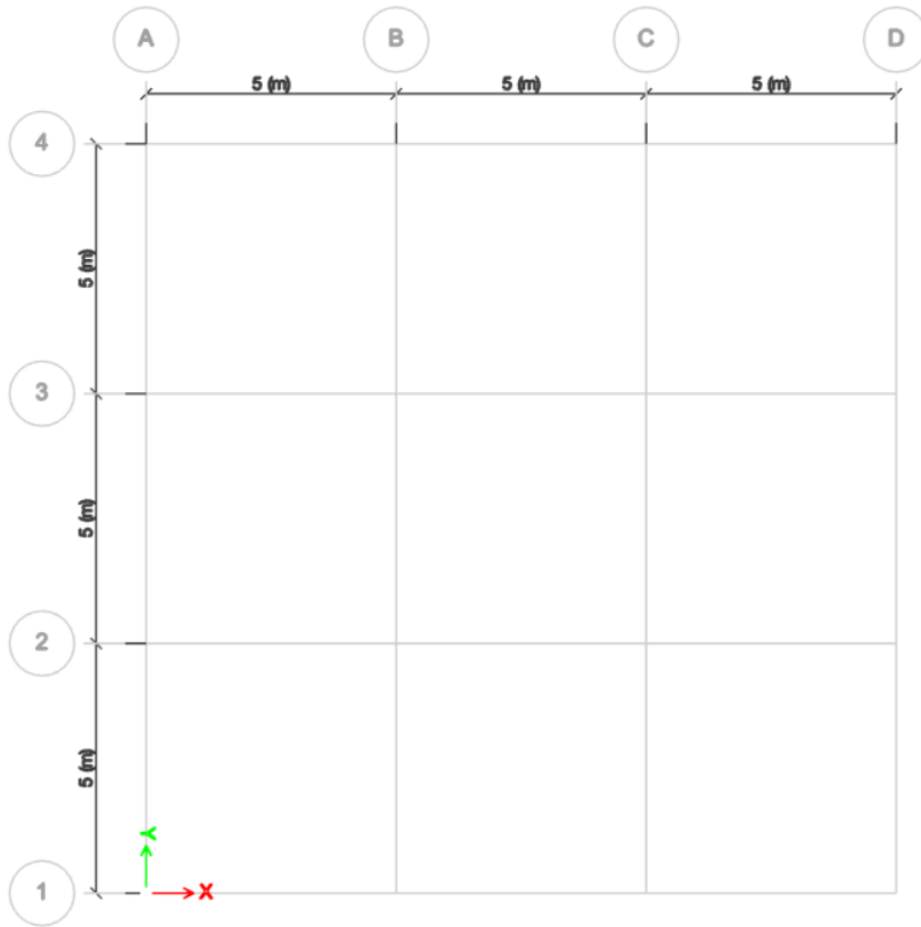
Crearemos un nuevo modelo en el que se definirá las unidades y las dimensiones para empezar a modelar nuestra edificación.

Figura 3.3. Creación de un nuevo modelo



Fuente: (Software Etabs)

Figura 3.4. Creación líneas guía



Fuente: (Software Etabs)

3.4.2 Definición del material

Es importante definir las propiedades del material dentro del programa para empezar con el análisis y posteriormente el diseño, por lo que se deberá introducir los valores definidos que se utilizarán para la creación de cada uno de sus elementos, el peso específico del hormigón determinará la dosificación del hormigón, así como su módulo de elasticidad y módulo de Poisson.

$$\gamma_h = 2.4 \frac{T}{m^3}$$

$$f'_c = 280 \frac{kg}{cm^2}$$

$$E = 2526713.28 \frac{T}{m^3}$$

$$U = 0.16$$

Deberemos seguir las siguientes opciones para ingresar los valores correspondientes a nuestro material Define, Material Properties, New Material.

Figura 3.5. Definición del material

Material Property Data

General Data

Material Name: Concrete

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Color Selection]

Material Notes: [Modify/Show Notes...]

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2.4 tonf/m³

Mass per Unit Volume: 0.244732 tonf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2526713.28 tonf/m²

Poisson's Ratio, U: 0.16

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.00001 1/C

Shear Modulus, G: 1089100.55 tonf/m²

Design Property Data

[Modify/Show Material Property Design Data...]

Advanced Material Property Data

[Nonlinear Material Data...]

[Material Damping Properties...]

[Time Dependent Properties...]

OK Cancel

Fuente: (Software Etabs)

3.4.3 Definición de los elementos estructurales

Los elementos vigas y columnas deberán estar conectados a través de conexiones para permitir la transferencia de momentos, cargas axiales y cargas laterales. Los elementos estructurales deben ser capaces de resistir las deformaciones debido a fuerza sísmicas.

Crearemos los elementos con diferentes secciones, para las columnas y vigas usaremos elementos frame, para la losa y muros elementos shell, las opciones que deberemos seleccionar serán Define, Section Properties, Frame Section (columnas y vigas), Slab Sections (losa) o Wall Section (muros). Usaremos las secciones calculadas según al prediseño.

3.4.3.1 Prediseño Losa

La losa de hormigón deberá ser diseñada para soportar todas las cargas, se determinará el espesor de una losa partiendo de una losa alivianada obteniendo un espesor equivalente para una losa maciza.

Losa

$$fy = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Ln = 500 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{5}{5} = 1$$

$$\alpha fm = 0.2 \text{ (asumido)}$$

$$hmin = \frac{Ln(0.8 + \frac{fy}{14000})}{36 + 5\beta(\alpha fm - 0.2)} \quad (\text{ACI Committee 318, 2019, 8.3.1.2})$$

$$hmin = \frac{500 * (0.8 + \frac{4200}{14000})}{36 + 5(1)(0.2 - 0.2)} = 15.28 \text{ cm}$$

Loseta

$$Losa := 25 \text{ cm} \quad n := 10 \text{ cm}$$

$$L1 := 50 \text{ cm} \quad L1 = (\text{separación nervio a nervio})$$

$$e := \frac{L1}{12} \quad e = 4.167 \text{ cm}$$

$$es := \text{ceil}(e) = 5 \text{ cm}$$

$$A1 := L1 \cdot es = 250 \text{ cm}^2$$

$$A2 := Losa \cdot n = 250 \text{ cm}^2$$

$$y1 := Losa + \frac{es}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$y2 := \frac{Losa}{2} = 12.5 \text{ cm}$$

$$Ay1 := A1 \cdot y1 = 6875 \text{ cm}^3$$

$$Ay2 := A2 \cdot y2 = 3125 \text{ cm}^3$$

$$AT := A1 + A2 = 500 \text{ cm}^2$$

$$Ay := Ay1 + Ay2 = 10000 \text{ cm}^3$$

$$y := \frac{Ay}{AT} = 20 \text{ cm}$$

$$I1 := \left(L1 \cdot \frac{es^3}{12} \right) + A1 \cdot \left(Losa + es - y - \frac{es}{2} \right)^2 = 14583.333 \text{ cm}^4$$

$$I2 := \left(n \cdot \frac{Losa^3}{12} \right) + A2 \cdot \left(y - \frac{Losa}{2} \right)^2 = 27083.333 \text{ cm}^4$$

$$I := I1 + I2 = 41666.667 \text{ cm}^4$$

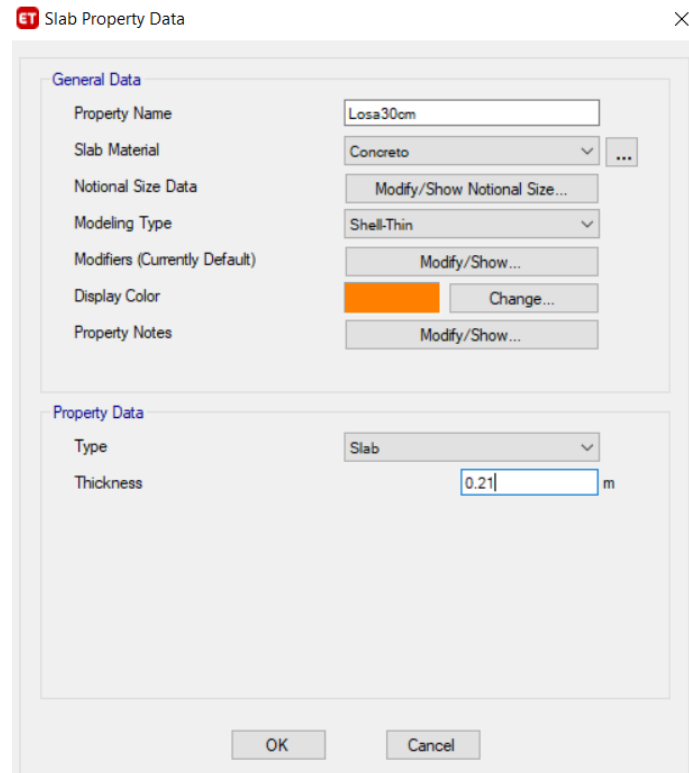
Altura equivalente de losa maciza

$$heq := \sqrt[3]{\frac{I \cdot 12}{L1}}$$

$$heq = 21.544 \text{ cm}$$

Partiendo de una losa alivianada de 30 cm utilizaremos la altura equivalente de losa maciza obtenida de 21 cm.

Figura 3.6. Creación de elemento losa



Fuente: (Software Etabs)

3.4.3.2 Prediseño Columnas

Se utilizarán columnas con sección de 50 * 100 cm de acuerdo al prediseño realizado, una vez que se realice el análisis en el programa se procederá a determinar si estas cumplen con las solicitaciones de carga generando un buen desempeño o si se deberá cambiar de sección.

Las columnas deberán tener un armado mínimo según la normativa ACI al 1 % como se indica en la (Figura 2.3) para asegurarnos que cuando el cortante llegue al nudo este sea capaz de resistir ya que el hormigón es el que se encargara de resistir el corte en el nudo.

$$\text{Area de la seccion} = 50 * 100 = 5000 \text{ cm}^2$$

$$\rho 1\% = 50 \text{ cm}^2 \leftarrow \text{Cantidad minima de acero}$$

$$\text{Varillas Longitudinales} = \phi 20$$

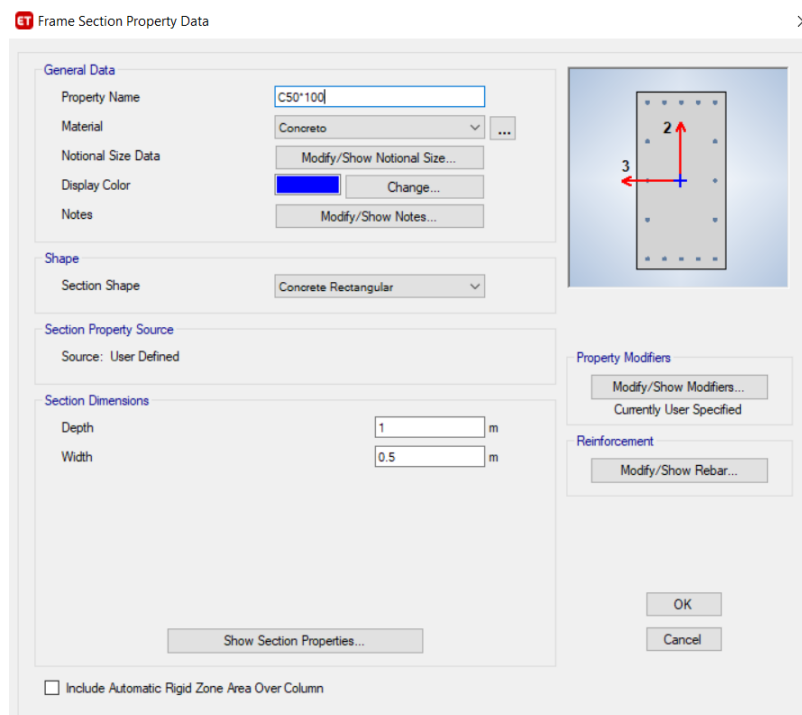
$$\text{Area } \phi 20 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{varillas} = 16$$

$$\text{Recubrimiento} = 4 \text{ cm}$$

$$\text{Estribos} = \phi 10$$

Figura 3.7. Creación de elemento columna



Fuente: (Software Etabs)

3.4.3.3 Prediseño Vigas

Para las vigas utilizaremos las ecuaciones de la normativa ACI determinando el espesor minimo que deberán tener las vigas de nuestro modelo para su análisis y determinar si son aptas.

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

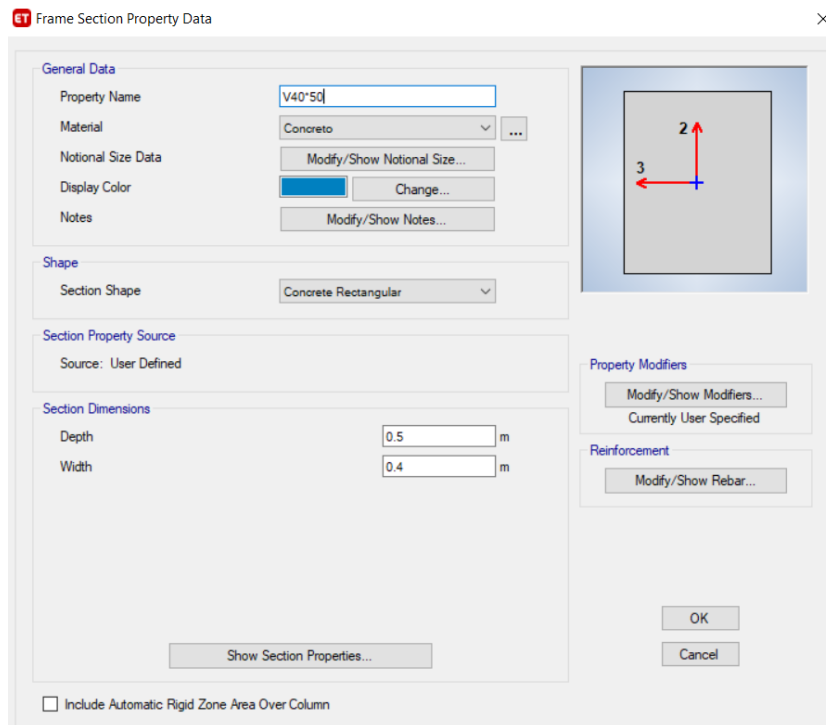
$$L_n = 500 \text{ cm}$$

$$h_{min} = \frac{Ln}{16} \quad (\text{ACI Committee 318, 2019, 9.3.1.1})$$

$$h_{min} = \frac{500}{16} = 31.25 \text{ cm}$$

En este caso tomaremos una dimensión mayor para la sección de la viga ya que cumple con el espesor mínimo.

Figura 3.8. Creación de elemento viga



Fuente: (Software Etabs)

Tabla 3.2. Secciones de los elementos estructurales

Edificio	Secciones	
	Columnas (cm)	Vigas (cm)
16 pisos	50 * 100	40 * 50
20 pisos	50 * 100	40 * 50
24 pisos	50 * 100	40 * 50

Fuente: (Autoría Propia)

3.4.3.4 Prediseño Muros

Se colocarán muros estructurales para que trabajen junto a los pórticos resistentes a momento permitiendo un mejor desempeño reduciendo las solicitaciones hacia los otros elementos estructurales. El muro tendrá un espesor tentativo de 40 cm el cual podría variar dependiendo del análisis realizado en el programa.

$$bw = 40\text{cm}$$

$$\text{espesor} = 40\text{ cm}$$

$$d = 37.5\text{cm}$$

$$As_{\text{transversal}} = 0.0025 * bw * d = 9.375\text{ cm}^2$$

$$\Phi_{\text{transversal}} = 16\text{ mm}$$

$$\text{Area } \Phi = 2.011\text{ cm}^2$$

$$\#\text{varillas transversales} = 4.66 = 5$$

$$\text{Separacion} = 18.4\text{ cm}$$

$$As_{\text{longitudinal}} = 0.0015 * bw * d = 5.625\text{ cm}^2$$

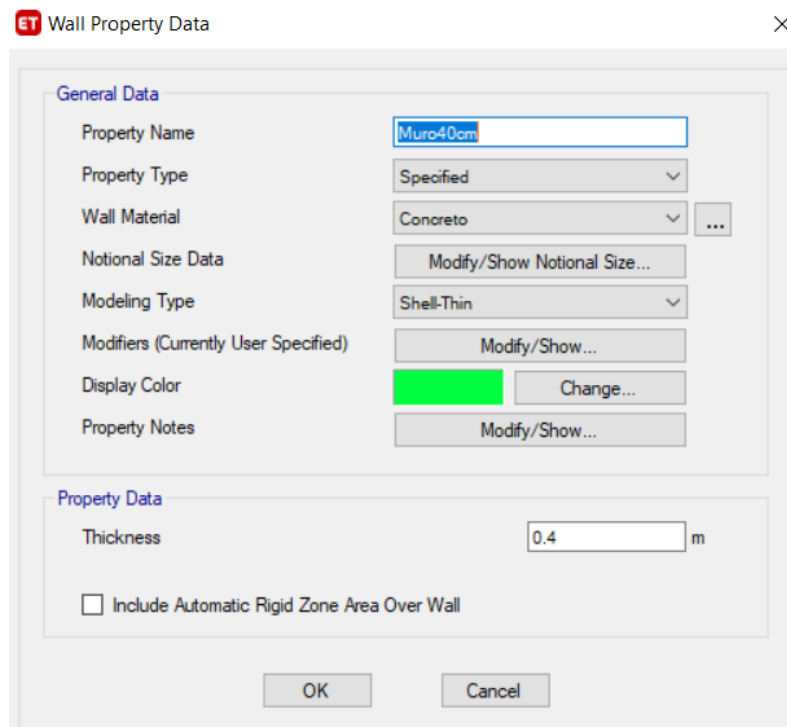
$$\Phi_{\text{longitudinal}} = 12\text{ mm}$$

$$\text{Area } \Phi = 1.131\text{ cm}^2$$

$$\#\text{varillas longitudinales} = 4.97 = 5$$

$$\text{Separacion} = 18.8\text{ cm}$$

Figura 3.9. Creación del elemento muro

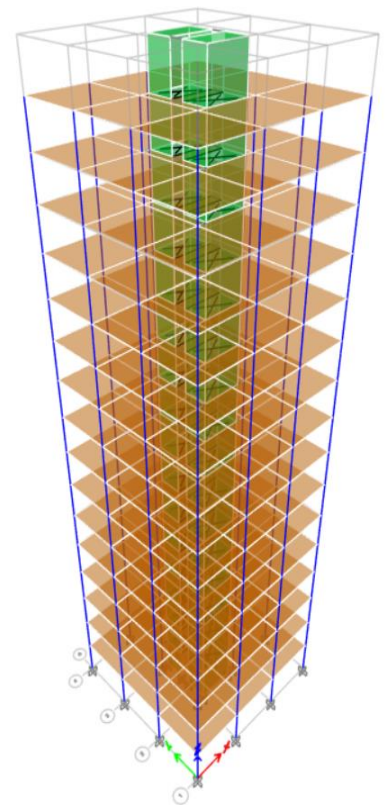
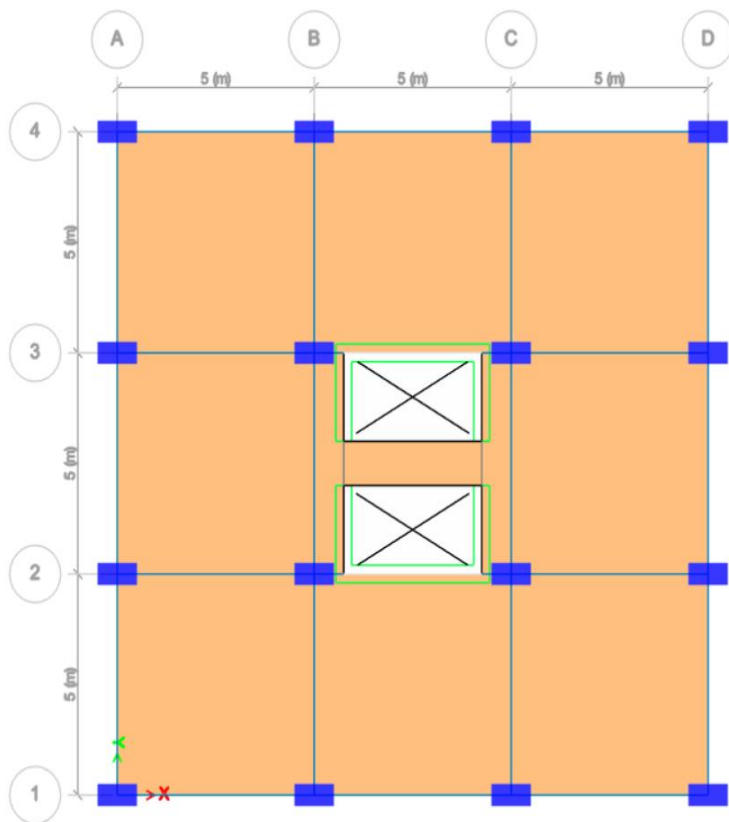


Fuente: (Software Etabs)

Una vez definidas las secciones de los elementos estructurales que conforman toda la estructura se las dibujará con la ayuda de las líneas guía y los comandos Draw, Quick Draw Beams/Columns (vigas y columnas), Draw Rectangular Floor/Walls.

El resultado del modelo después de haber dibujado sus elementos estructurales y losa se muestran en la (Figura 3.10).

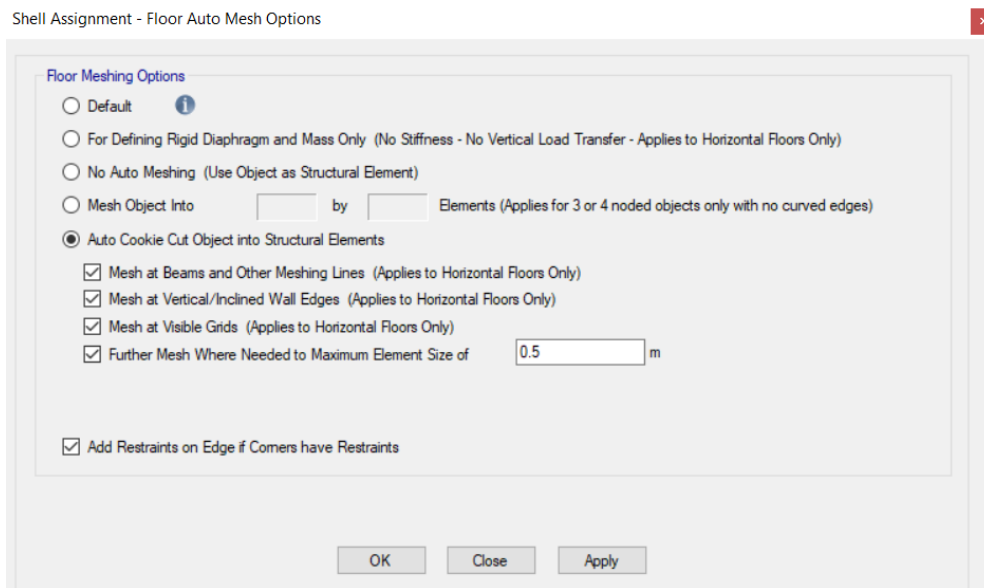
Figura 3.10. Modelo estructural definido



Fuente: (Software Etabs)

Discretizaremos la losa pues esta será analizada por método de elementos finitos de tal manera que se divida en cuadrantes de 50 cm. Seleccionaremos toda la losa, iremos a la opción Assign, Shell, Floor Automesh Options.

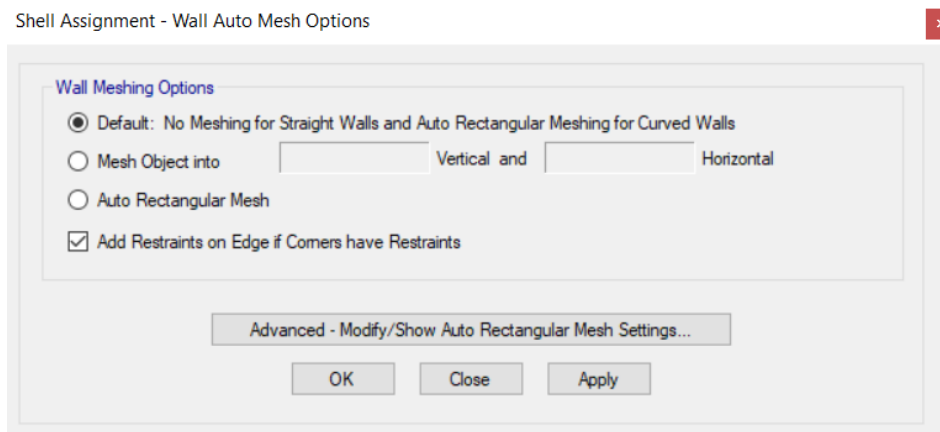
Figura 3.11. Discretización de elementos shell



Fuente: (Software Etabs)

Seguiremos el procedimiento anterior para también discretizar los muros, pero esta vez seleccionaremos los muros y vamos a la opción Assign, Shell, Wall Auto Mesh Options.

Figura 3.12. Discretización de elementos wall

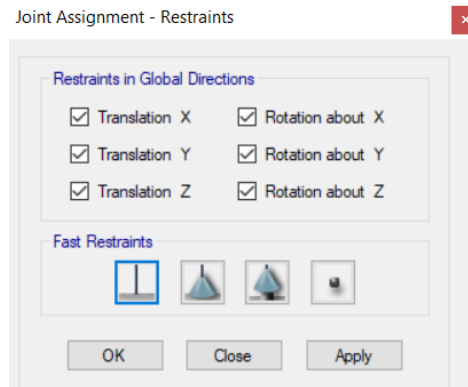


Fuente: (Software Etabs)

Se deberá cambiar la condición de apoyo en la base de la edificación para lo cual se colocará empotramientos porque no se modelará la cimentación. Para ello nos ubicaremos en la vista en

planta perteneciente en a la base, seleccionaremos y nos dirigiremos a la opción Assign, Joint, Restraints.

Figura 3.13. Tipos de apoyos en la base



Fuente: (Software Etabs)

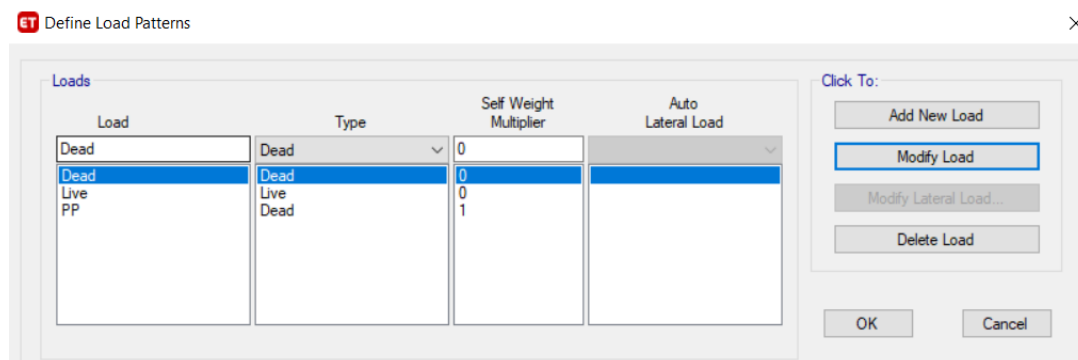
3.4.4. Cargas Estructurales

3.4.4.1. Patrones de Carga

Debemos definir los patrones carga que corresponden a las cargas gravitacionales y sísmicas, en este proceso se asignará los respectivos valores a cada uno ya sea carga muerta o carga viva, además debemos definir el peso propio colocando el multiplicador de 1 para que el programa pueda calcularlo automáticamente.

Utilizaremos la opción Define, Load Patterns.

Figura 3.14. Patrones de carga



Fuente: (Software Etabs)

3.4.4.1.1. Carga Muerta

La carga muerta se predimensiona tomando en cuenta los pesos de todos los elementos que componen la estructura de la edificación que actúan permanentemente como son vigas losas y columnas, así como el peso que ejerce la mampostería y los acabados.

Peso de la losa

$$\gamma h := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

n = ancho del nervio

Losa = espesor de la losa

$$P := \frac{n}{100} \cdot \frac{\text{Losa}}{100} \cdot (0.40 \cdot 4 + 2.00) \cdot \gamma h = 216 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P_{\text{LosetaCompresion}} := \frac{\text{es}}{100} \cdot \gamma h = 120 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P_{\text{Alivianamiento}} := 8 \cdot 10 = 80 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P_{\text{pLOSA}} := P + P_{\text{LosetaCompresion}} + P_{\text{Alivianamiento}} = 416 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Peso carga permanente

$$RecPiso := 0.02 \cdot 2200 = 44 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad 2200 \text{ kg/m}^3 \text{ peso especifico del recubrimiento.}$$

$$PMamp := 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad \text{Peso de mampostería asumido}$$

$$C_{\text{PERMANENTE}} := RecPiso + PMamp = 244 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Peso de las columnas

$$Longitud\ columna = 3m$$

$$Area\ Cooperante = 12.5\ m^2$$

$$Carga\ columna\ por\ piso = 7.63\ T$$

$$\#Pisos = 16$$

$$Pcolumnas = 7.63 * 16 * 1.3 = 159\ T$$

Peso de las vigas

$$CMuerta = 0.24 + 0.42 = 0.66\ T$$

$$Pviga = 0.2 * CMuerta$$

$$Pviga = 0.2 * 0.66 = 0.13\ T$$

3.4.4.1.2. Carga Viva

La carga viva se considera de acuerdo a las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC tomando en cuanto las cargas que son variables o móviles. El valor que se toma en cuenta depende del uso que se le va a dar a la estructura y su tipo.

De acuerdo al tipo de estructura que vamos a modelar que corresponde a viviendas (unifamiliares y bifamiliares) correspondiente al valor de $200\ kg/m^2$ para el caso de carga viva.

Tabla 3.3. Cargas vivas según NEC

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Residencias		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	
Hoteles y residencias multifamiliares	2.00	
Habitaciones	4.80	
Salones de uso público y sus corredores		

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b)

Para realizar el análisis en el software ETABS utilizaremos la carga permanente y la carga viva ya que el peso propio de la estructura será calculado automáticamente tal como se programó en la (Figura 3.14). Estas cargas serán aplicadas sobre la losa en todas las plantas menos en la última que solo se aplicara una parte de las mismas.

$$C_{permanente} = 0.24 T$$

$$C_{Viva} = 0.2 T$$

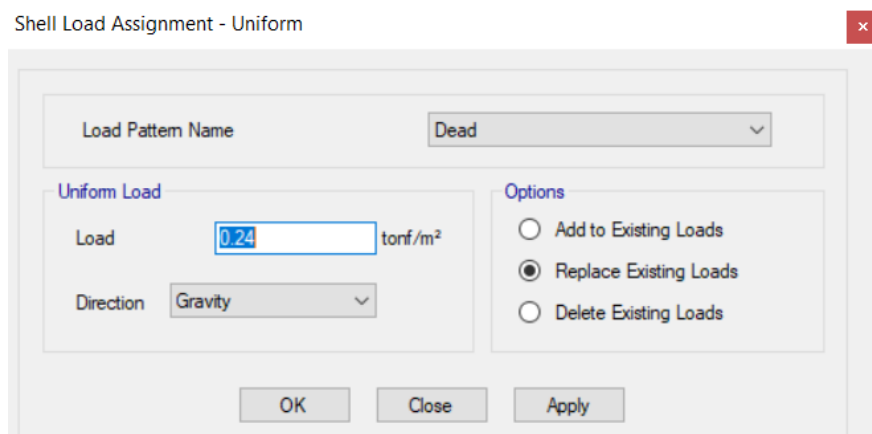
En la última planta se considerarán cargas menores para la carga permanente.

$$C_{permanente} = 0.05 T$$

$$C_{Viva} = 0.2 T$$

Asignaremos las cargas actuantes sobre la losa para ello seleccionaremos las losas luego utilizaremos las opciones Assign, Shell Loads, Uniform. Este procedimiento lo repetiremos para aplicar la carga muerta como para la carga viva.

Figura 3.15. Asignación de cargas



Fuente: (Software Etabs)

3.4.4.1.3. Cargas Sísmicas

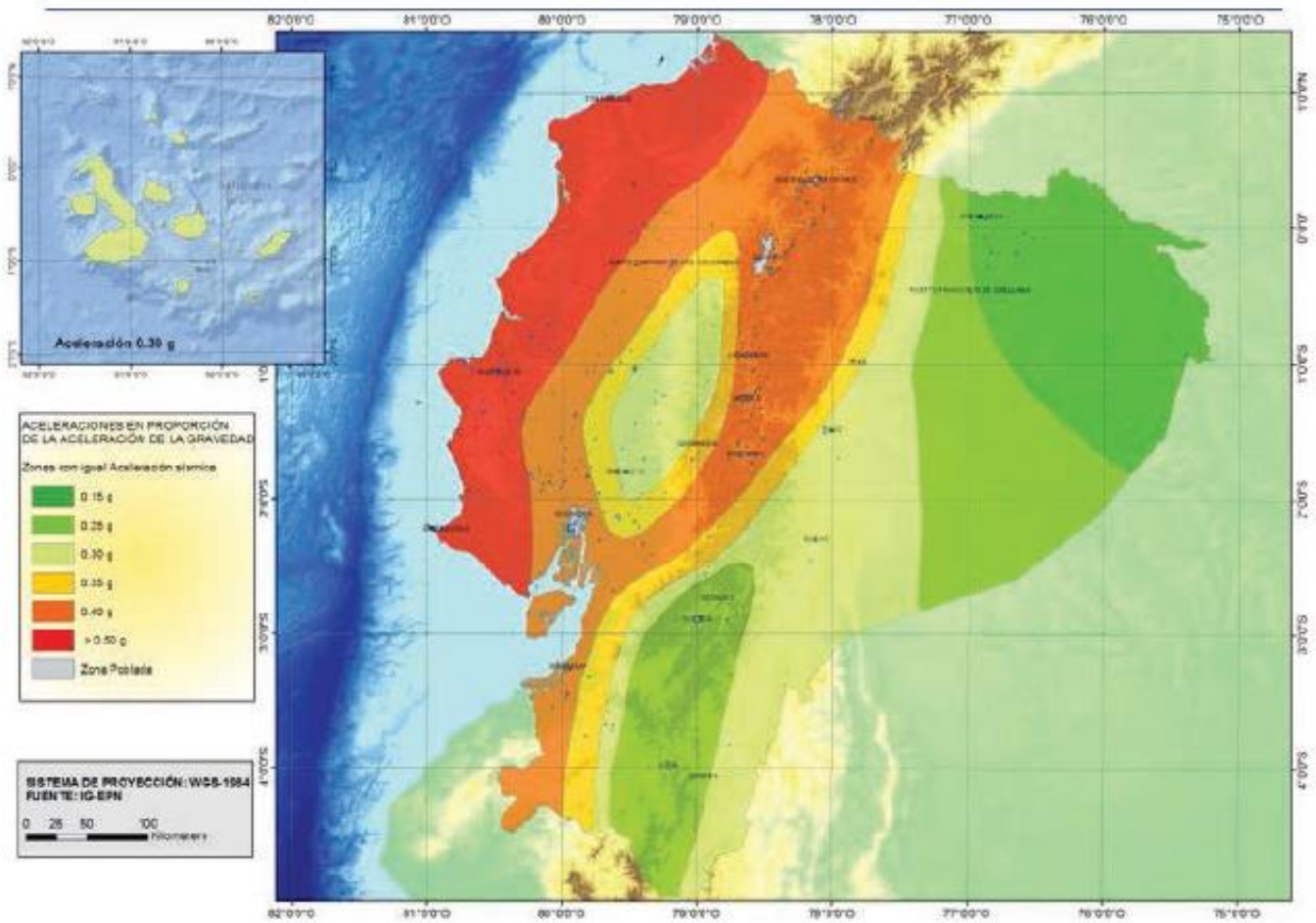
Para determinar las cargas sísmicas actuantes se debe agregar las cargas laterales que representaran el porcentaje del cortante basal. El coeficiente del cortante basal determinará la cantidad que el programa tomará del peso total del edificio como fuerza lateral.

El procedimiento que se realizara será basado en la NEC que brinda ciertos parámetros dependiendo de la zona donde se vaya a realizar la edificación y sismicidad del lugar dependiendo del tipo de suelo.

Factor de zona Z

Primero se debe identificar el valor Z el cual varía dependiendo de la zonificación sísmica el cual representa el peligro sísmico que varía desde intermedio hasta muy alto representado por la aceleración sísmica. Siendo la costa la parte de mayor riesgo seguido por la sierra y por último la amazonía.

Figura 3.16. Zonificación sísmica del Ecuador



Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b)

Una vez identificada la zona se procede a ubicar el valor de aceleración sísmica. “El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b).

Tabla 3.4. Factor Z

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

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b)

3.4.4.1.3.1. Perfiles del suelo

La estratigrafía de la zona es de mucha importancia para poder asignar el tipo de perfil a utilizarse según la normativa para el cálculo del cortante basal, estos se dividen desde suelos competentes hasta los poco competentes presentando diferentes características basadas en ensayos realizados.

Tabla 3.5. Tipos de perfiles del suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s

Tipo de perfil	Descripción	Definición
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b)

Para el suelo tipo F se deben tomar consideraciones adicionales ya que presenta condiciones especiales que deberán ser analizadas in situ.

Coefficientes de perfil de suelo

Una vez determinado el tipo de perfil del suelo y la zona sísmica seguimos obteniendo los demás factores en base a tablas que ayudaran en el proceso de cálculo del cortante basal.

Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto: F_a

“Amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio” ([Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b](#)).

Tabla 3.6. Factor F_a

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

Fuente: ([Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b](#))

Coefficiente de ampliación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca: F_d

“Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio” ([Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b](#)).

Tabla 3.7. Factor F_d

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

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b)

Coefficiente de comportamiento no lineal de los suelos: F_s

“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” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b).

Tabla 3.8. Factor F_s

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

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b)

Razón entre la aceleración espectral y el valor de la aceleración sísmica máxima: η

“Los valores de este coeficiente en función del periodo de retorno de 475 años y excedencia del 10% se obtuvieron basándose en las curvas normalizadas de peligro sísmico”. La región en la que se vaya a construir el proyecto determinara el valor del coeficiente siendo η :1.80 (Costa), η :2.48 (Sierra, Esmeraldas y Galápagos), η :2.60 (Oriente) ([Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b](#)).

Factor de reducción de resistencia sísmica: R

Este factor de reducción varía dependiendo de las condiciones de la estructura que deben ser tomadas en cuenta al momento de escoger el valor a utilizarse. Se divide en estructuras dúctiles y estructuras de ductilidad limitada considerando también los periodos de vibración y el tipo de suelo.

Tabla 3.9. Factor de reducción de resistencia

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

Fuente: ([Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b](#))

3.4.4.1.3.2. Coeficientes de configuración estructural

Los coeficientes de configuración estructural incrementan el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación ([Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b](#)).

Coeficiente de regularidad en planta ϕ_P

Este coeficiente se determina en base a las características que presente la edificación en planta analizando su regularidad y la forma en que esta se encuentre distribuida. La norma NEC 15 provee una tabla para determinar el valor dependiendo de la estructura que se procederá a diseñar.

$$\phi_P = \phi_{PA} * \phi_{PB}$$

ϕ_P = *Coeficiente de regularidad en planta*

ϕ_{PA} = *Minimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1,2 y 3*

ϕ_{PB} = *Minimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4*

ϕ_{Pi} = *Coeficiente de configuracion en planta*

Cuando la estructura no presenta irregularidades se considera el valor igual a 1.

Coefficiente de regularidad en elevación ϕ_E

Con este coeficiente analizaremos la regularidad de la estructura, así como su distribución en elevación tomando en cuenta la rigidez y masa de la misma. También deberemos basarnos en la tabla provista por la NEC.

$$\phi_E = \phi_{EA} * \phi_{EB}$$

$\phi_E =$ *Coefficiente de regularidad en elevación*

$\phi_{EA} =$ *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

$\phi_{PB} =$ *Mínimo valor ϕ_{Pi} 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 3

$\phi_{Ei} =$ *Coefficiente de configuración en planta*

Las estructuras que actúan como sistemas duales de pórticos resistentes a momento y muros estructurales se considera el coeficiente de regularidad en elevación igual a 1.

Coefficiente de importancia I

“El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño” ([Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b](#)).

Tabla 3.10. Coeficiente de importancia

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente 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

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b)

3.4.4.1.3.3. Espectro de diseño en aceleración S_a

Para determinar el espectro de diseño utilizaremos los valores de los factores encontrados anteriormente como son: F_a , F_d , F_s , Factor Z y el tipo de suelo de la zona.

Es necesario encontrar el valor de los periodos límite para el espectro de respuesta elástico para ello utilizamos las ecuaciones según la NEC.

$$S_a = nZF a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = nZF a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad T > T_c$$

Periodo límite de vibración T_c

“Es el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño” (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b).

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Periodo fundamental de vibración

Es el periodo de tiempo transcurrido para que la estructura pueda volver a su posición original después de una oscilación. Este periodo se puede determinar de dos maneras según la NEC con lo cual obtendremos un valor aproximado para poder utilizarlo en el cálculo del espectro de aceleraciones y posteriormente el cortante basal.

Método 1

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Tabla 3.11. Coeficientes para determinar el periodo por el método 1

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

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b)

Método 2

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

3.4.4.1.3.4. Cortante basal de diseño V

El cortante basal es la carga lateral aplicada en la base de la estructura por efecto de las cargas sísmicas. El valor del cortante basal se calculará en base a los términos definidos anteriormente utilizando las ecuaciones según las características definidas para el tipo de estructura y la zona donde se encuentre ubicada.

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_E} W \quad (\text{Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b, 6.3.2})$$

V = Cortante basal de diseño

I = Coeficiente de importancia

R = Factor de reducción de resistencia sísmica

W = Carga sísmica reactiva

S_a = Espectro de diseño en aceleración

T_a = Periodo de vibración

$\phi_p\phi_E$ = Coeficientes de configuración en planta y elevación

Para el prediseño se tomó en cuenta las características necesarias y las condiciones para el cálculo de los factores según lo expuesto en la NEC:

Características

Ubicación: Quito

Suelo: Tipo C

Factor Z: 0.4

Factores: $F_a=1.2$, $F_d=1.11$, $F_s=1.11$

Coeficientes de configuración estructural: $\phi_p=1$, $\phi_e=1$

El factor de reducción representado en la NEC es igual a 8, pero debido a que en campo es difícil alcanzar ese valor con los métodos tradicionales de construcción utilizaremos un valor reducido igual a 6.

Factor de reducción: $R=6$

Factor de importancia: $I=1$

$r=1$

Periodos

$$T = C_t h_n^\alpha = 1.05$$

$$k = 0.75 + 0.5 * T = 1.27$$

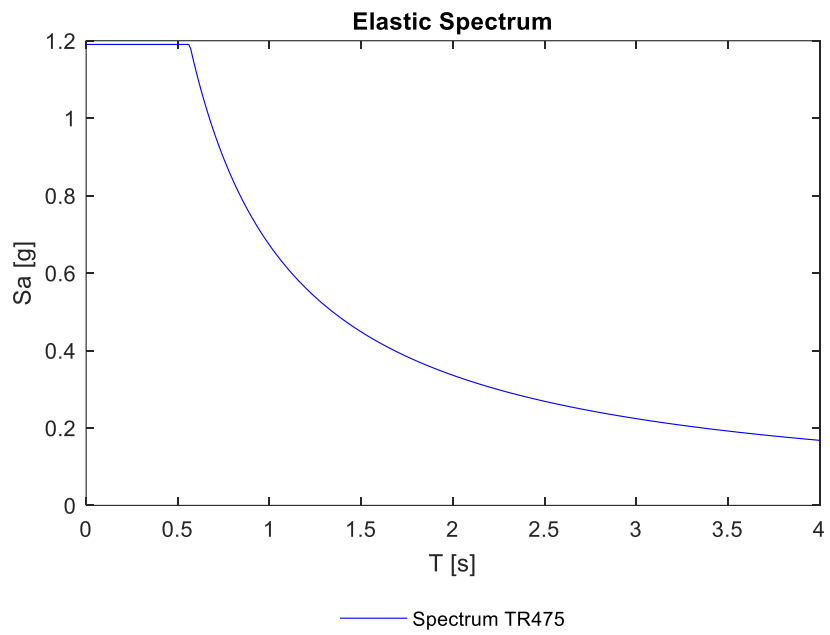
$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} = 0.56$$

Espectro de respuesta

$$S_a = n Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad T > T_c$$

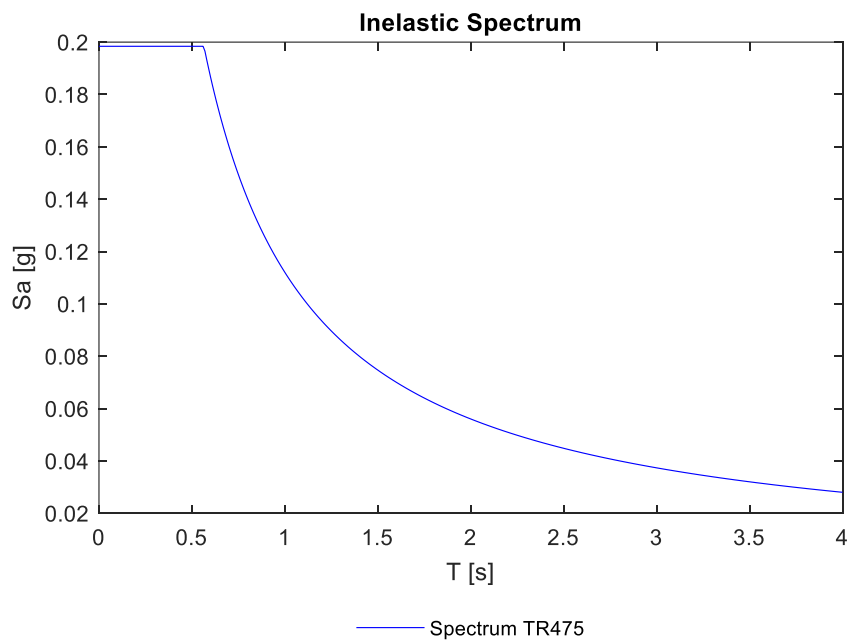
$$S_a = n Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r = 0.6$$

Figura 3.17. Espectro Elástico



Fuente: (Autoría propia)

Figura 3.18. Espectro Inelástico



Fuente: (Autoría propia)

$$W_{pp} = 170 \frac{kg}{m^2}$$

$$W_d = 240 \frac{kg}{m^2}$$

$$W_d = 200 \frac{kg}{m^2}$$

$$A_{piso_{tipico}} = 213 m^2$$

$$w_{piso_{tipico}} = 129.93 m^2$$

$$\#pisos = 16$$

$$W_{t_{aprox}} = 2078.88 T$$

Cortante basal

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_E} W * 100\%$$

$$V = 207.89 T$$

$$V = \frac{207.89}{2078.88} * 100 = 10\%$$

Para determinar el cortante basal de los otros modelos se debe seguir el mismo procedimiento variando la configuración en elevación debido al incremento del número de plantas.

Tabla 3.12. Espectros de aceleración y Cortante basal

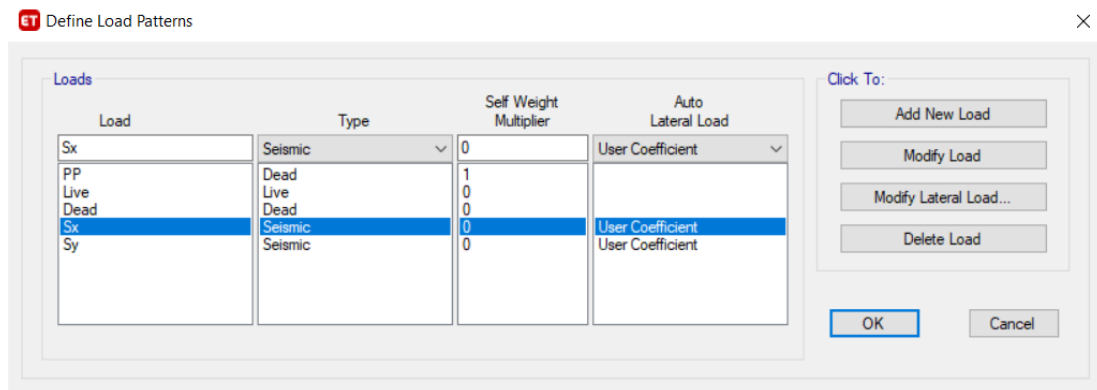
# Pisos	Sa_E	Sa_I	Vr (T)	Vr (%)
16	0.6	0.11	207.89	10
20	0.55	0.09	285.85	9.17
24	0.5	0.08	259.86	8.33

Fuente: (Autoría propia)

Una vez determinados los porcentajes del cortante basal se procede a ingresarlos en el programa para ello primero se define los patrones de carga laterales tanto para el sentido X como para el sentido Y.

Utilizamos la opción Define, Load Patterns, Type Seismic, User Coefficient, Add New Load.

Figura 3.19. Patrones de carga sísmica

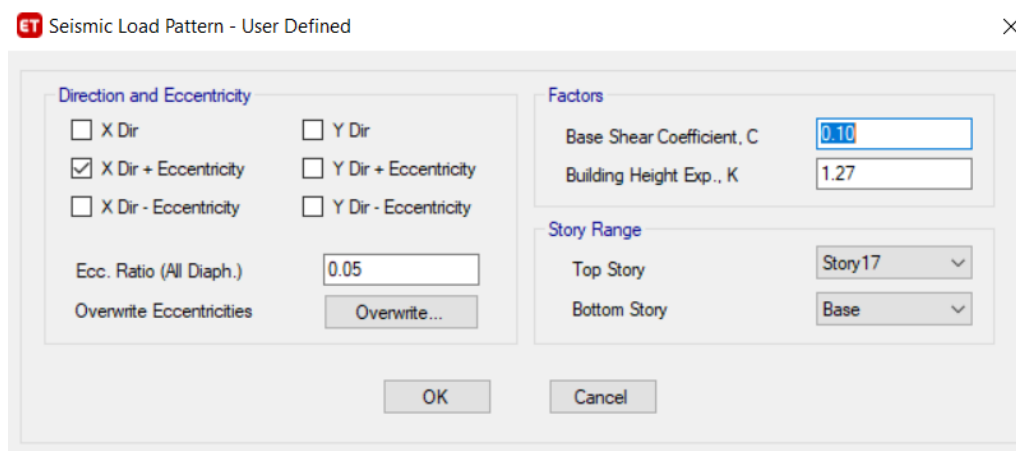


Fuente: Software Etabs

Después seleccionamos la opción Modify Lateral Load para ingresar el porcentaje de carga lateral que representa el cortante basal del predimensionamiento.

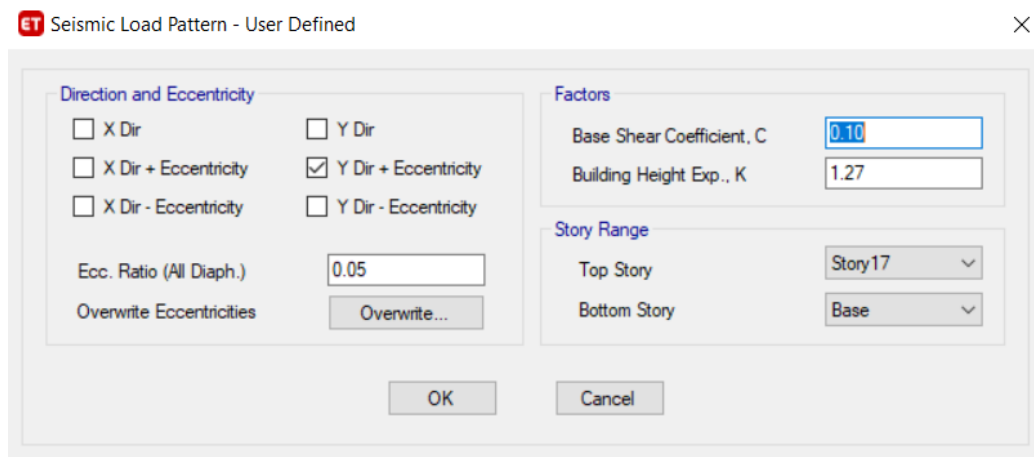
La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada de una distancia igual al 5% de la máxima dimensión del edificio en ese piso (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015b).

Figura 3.20. Carga sísmica en dirección X



Fuente: (Software Etabs)

Figura 3.21. Carga sísmica en dirección Y

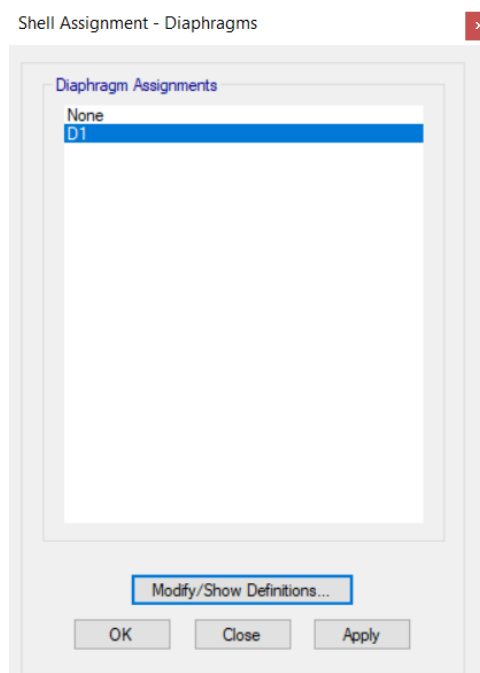


Fuente: (Software Etabs)

3.4.5. Diafragma rígido de piso

Para permitir que los desplazamientos de los elementos estructurales sean prácticamente iguales el programa debe considerar que el piso es suficientemente rígido para lo cual debemos asignar un diafragma de piso. Seleccionaremos todo el modelo y elegiremos la opción Assign, Shell, Diaphragms.

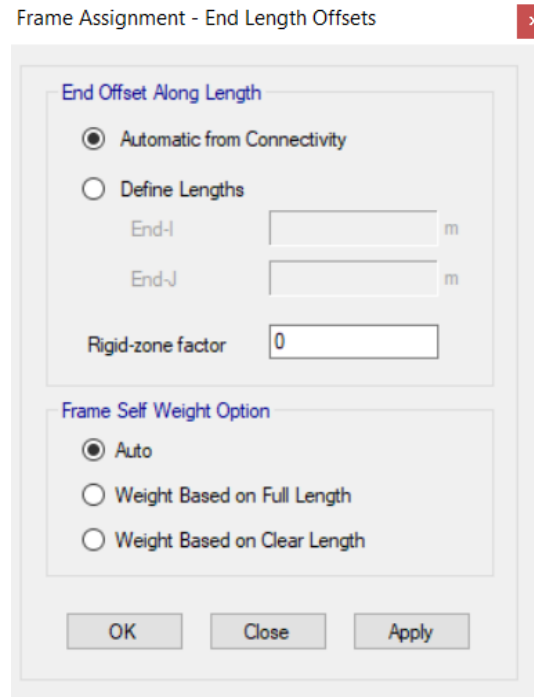
Figura 3.22. Diafragma rígido de piso



Fuente: (Software Etabs)

También se debe asignar conexiones rígidas al modelo estructural en cada unión nudo-columna asumiendo que se encuentran al 100%, de igual manera seleccionamos el modelo vamos a la opción Assign, Frame, End Length Offsets, Auto.

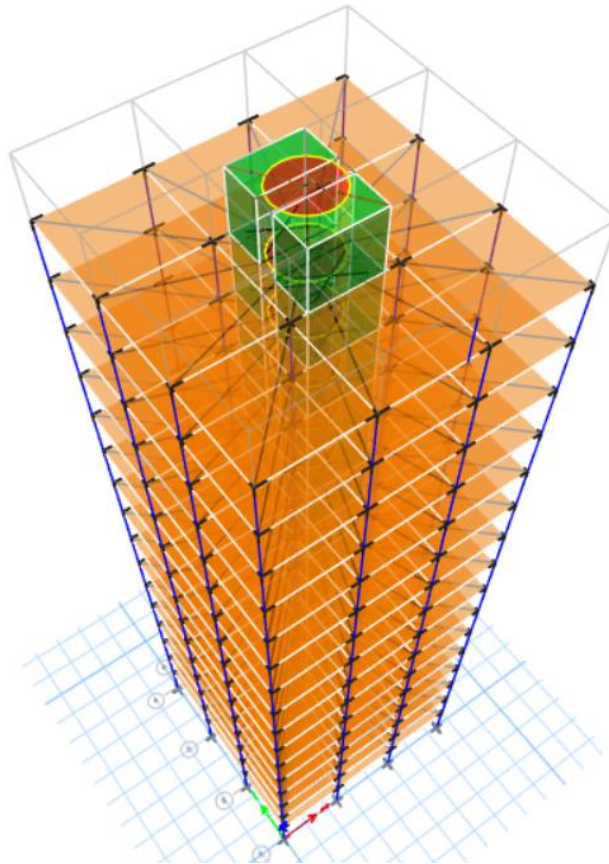
Figura 3.23. Conexiones Rígidas



Fuente: (Software Etabs)

El centro de rigidez de cada planta está conectado a cada uno de los nodos del piso lo que permite determinar cuánto es el desplazamiento de los elementos por efecto de cargas laterales.

Figura 3.24. Diafragma y conexiones rígidas en el modelo

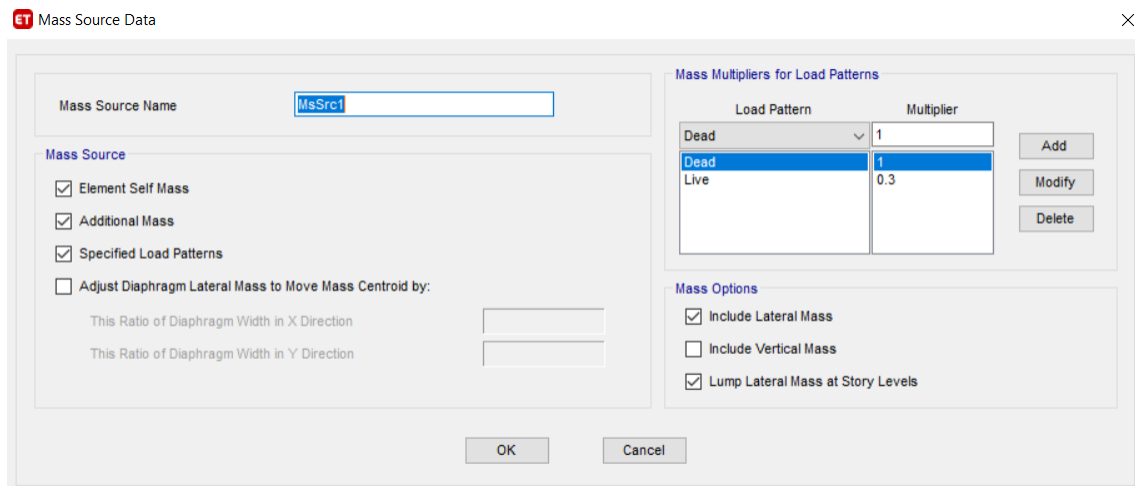


Fuente: (Software Etabs)

3.4.6. Fuente de masa

Por defecto el programa obtiene la masa del peso propio y masas adicionales por lo que se debe configurar incluir al análisis la masa que proviene del 100% de carga muerta y 30% de la carga viva. Para ello vamos a la opción Define, Mass Source, Modify, Specified Load Patterns e incluimos los valores de los pesos a considerarse.

Figura 3.25. Fuentes de masa

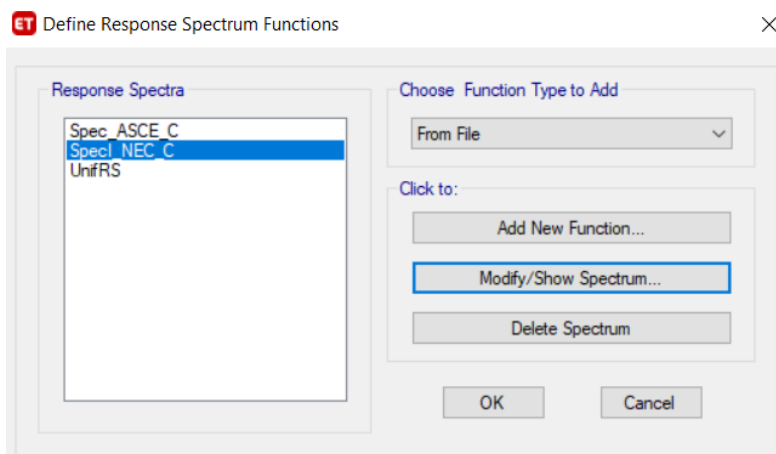


Fuente: (Autoría propia)

3.4.7. Espectro de aceleración

Según la normativa NEC podemos utilizar tanto el espectro elástico como el inelástico para el cálculo y modelado de la estructura por ello utilizaremos el espectro inelástico para incluirlo al programa en base a un código programado en Matlab que nos permite obtener resultados más cercanos a la realidad en función del tipo de los coeficientes y el tipo de suelo definidos anteriormente. Para ello debemos extraer el archivo en formato txt después iremos a la opción Define, Functions, Response Spectrum, From File, Add New Function.

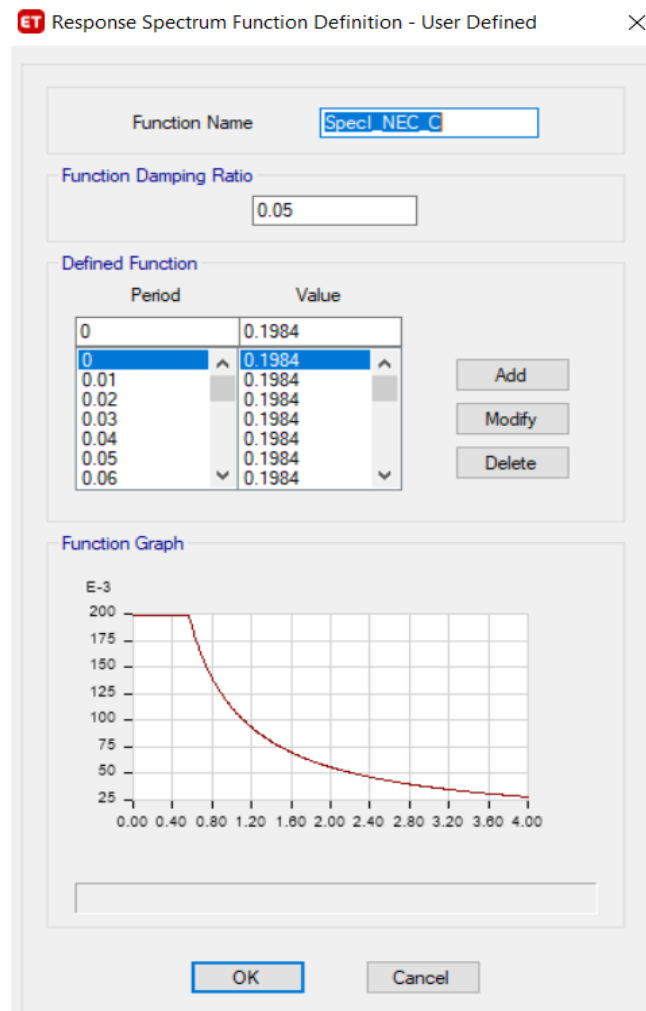
Figura 3.26. Definición de los espectros de respuesta



Fuente: (Software Etabs)

Para guardar el archivo en formato txt del espectro en el programa utilizamos la opción Convert to User Defined que lo transcribe para no depender del archivo.

Figura 3.27. Espectro de respuesta según NEC

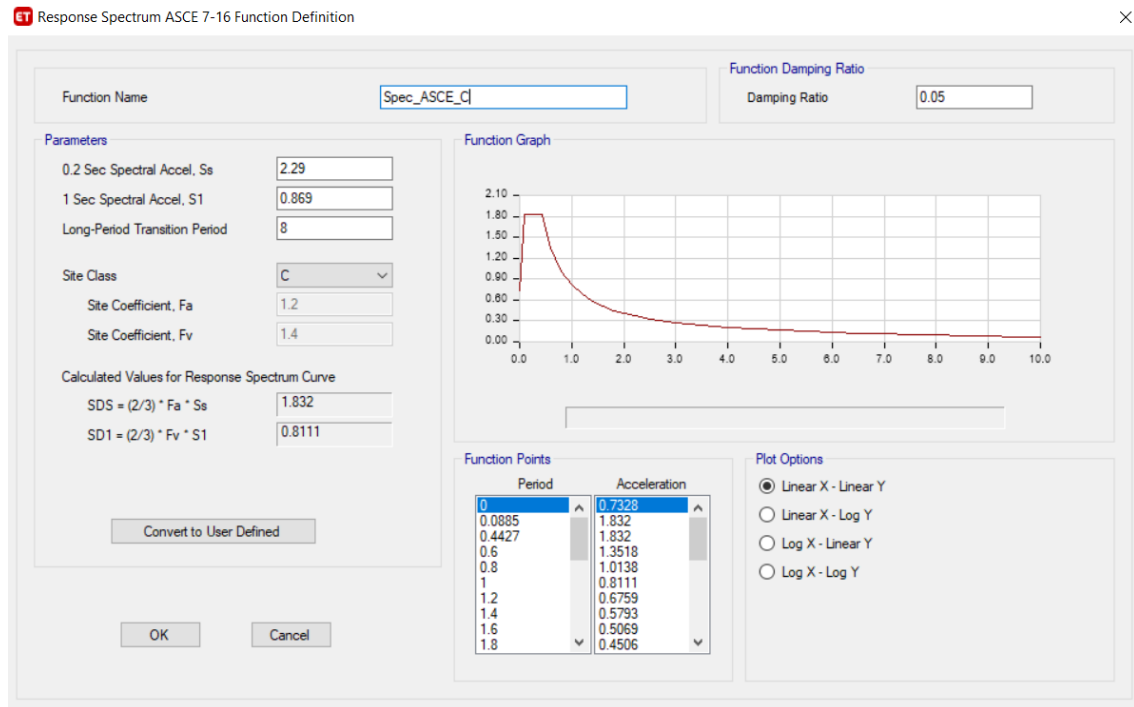


Fuente: (Software Etabs)

También vamos a utilizar el espectro en base a la ASCE7-16 para poder comparar los resultados con ambas metodologías y utilizar la que más convenga en el análisis. Se debe seguir los mismos pasos utilizados para construir el espectro de la NEC, pero ahora seleccionaremos ASCE7-16 en el programa para que se abra una ventana que nos permita introducir los datos necesarios.

El espectro de aceleración generado por la ASCE se encuentra asociado a riesgo en diferencia al generado por la NEC que se asocia a la amenaza por lo tanto son diferentes.

Figura 3.28. Espectro de respuesta según ASCE



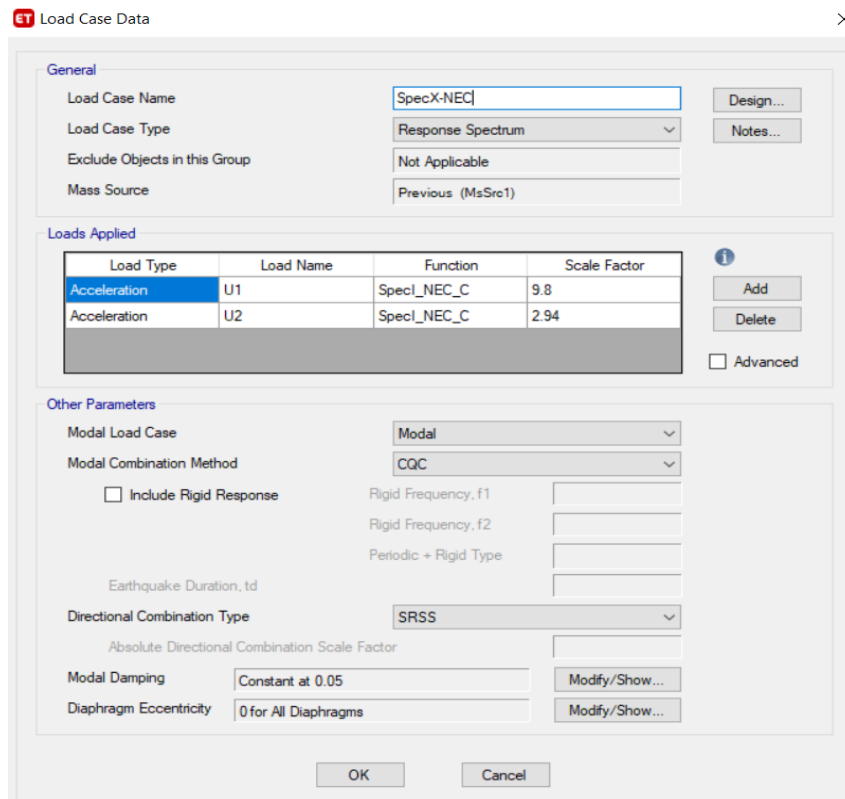
Fuente: (Software Etabs)

3.4.7.1. Definición de los espectros de respuesta

Ingresados los espectros ahora se debe configurar el programa para realizar la superposición modal de la respuesta, seleccionaremos la opción Define, Load Cases, Add New Case.

Los espectros de respuesta según la NEC para el sentido X como para el sentido Y, deben aplicar el 100% de la respuesta inercial (gravedad) en una dirección y al menos el 30% en la otra debido a que el sismo se podría producir en cualquier dirección.

Figura 3.29. Espectro NEC en dirección X



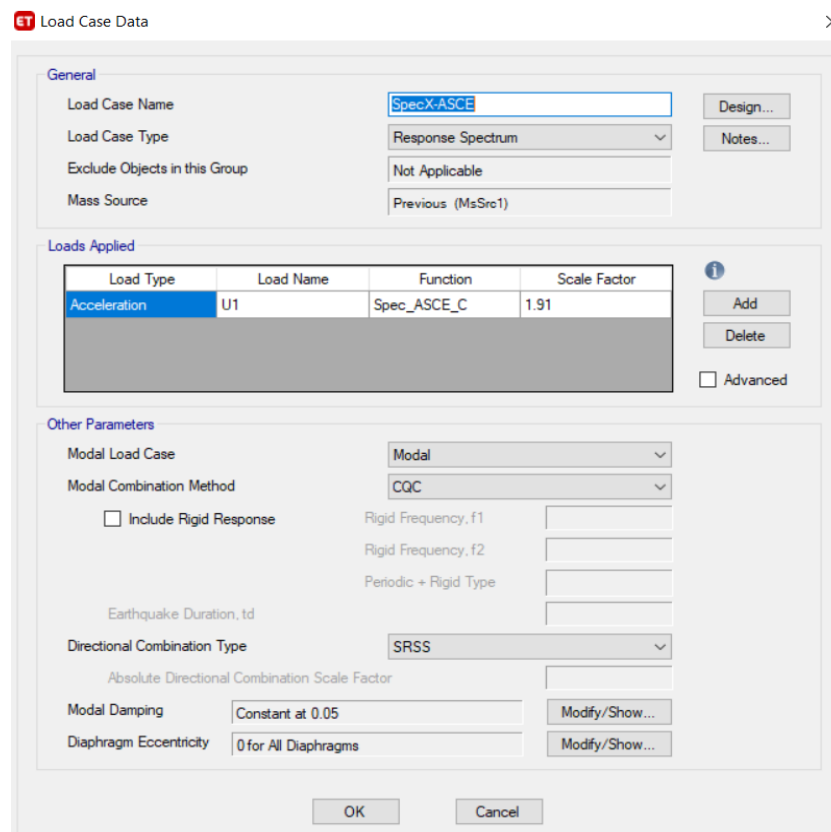
Fuente: (Software Etabs)

Para los espectros de respuesta según la ASCE es necesario encontrar un factor de escala para lo cual utilizamos los siguientes datos

$$F_s = \frac{9.8 * I}{R * \phi_p * \phi_e} = 1.91$$

El valor determinado será el que se deberá introducir en el programa para las dos direcciones.

Figura 3.30. Espectro ASCE en dirección X



Fuente: (Software Etabs)

3.4.8. Resultados del prediseño

Una vez definido todo lo necesario para el análisis de la estructura en base al prediseño es necesario obtener las tablas de resultados. Vamos a la opción Analyze, Run Analysis y esperamos hasta que el programa termine el análisis.

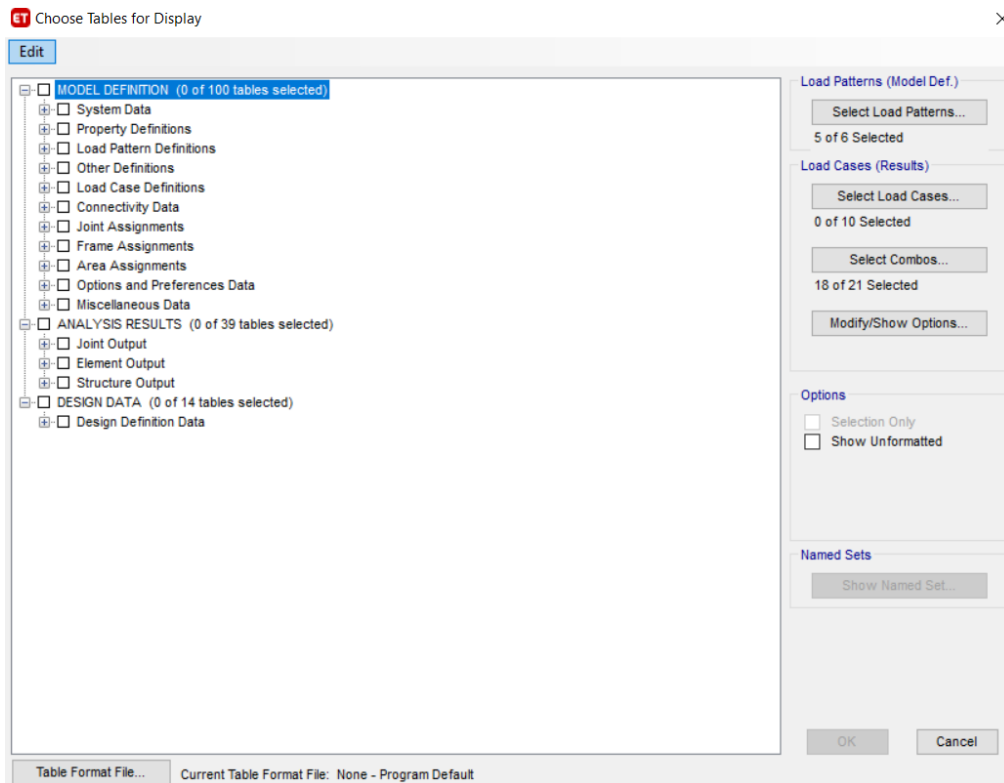
Según la normativa NEC el análisis de la estructura se debe realizar tanto por el método 2 (Pseudo-Estático) y por el método 3 (Modal Espectral). Una vez obtenidos los resultados por ambos métodos se diseñará en base a la envolvente.

3.4.8.1. Método 2

Este método también llamado Pseudo-Estático se basa en la distribución de respuesta inercial en función de la rigidez de cada pórtico o cada nodo. Debemos revisar principalmente el

porcentaje del cortante basal en función del peso de la estructura y también los modos de participación modal. Como se indica en la (Figura 3.31) deberemos seleccionar la información que queramos revisar según las combinaciones o los tipos de carga, con la opción Display, Show Tables tendremos acceso a esta lista de resultados.

Figura 3.31. Selección de resultados en ETABS



Fuente: Software Etabs

3.4.8.1.1. Peso propio de la estructura

El peso propio de la estructura se obtendrá con el programa debido a que se definió para que lo calcule, ya que solo se introdujo manualmente la carga viva y la carga muerta. Como se indica en la (Tabla 3.13) se podrá observar también el cortante basal con respecto al peso de cada modelo, el porcentaje del cortante basal es el calculado según el prediseño.

Para verificar cuanto es el peso propio de la estructura utilizamos la opción Load Pattern Definitions, Auto Seismic Definitions.

Tabla 3.13. Pesos propios de los modelos en Etabs – Método 2

Modelo	Name	C	Weight Used	Base Shear	Mass
		%	tonf	tonf	$T*s^2*m^{-1}$
Edificio 16 pisos	Sx	10.00%	5033.4408	503.3441	513.616408
	Sy	10.00%	5033.4408	503.3441	513.616408
Edificio 20 pisos	Sx	9.17%	6317.106	579.2786	644.602653
	Sy	9.17%	6317.106	579.2786	644.602653
Edificio 24 pisos	Sx	8.33%	7583.0388	631.6671	773.779469
	Sy	8.33%	7583.0388	631.6671	773.779469

Fuente: (Autoría propia)

3.4.8.1.2. Participación Modal

Es importante revisar los modos de vibración de la estructura estos dependerán de los grados de libertad y se deben analizar hasta alcanzar el 90% de la participación de la masa según la (Tabla 3.14) tanto para los tres modelos se requiere 9 modos de vibración, los modos de participación varían dependiendo de la rigidez de la estructura y la masa. Podemos analizar la participación de la masa en el programa para ello seleccionaremos la opción Structure Output, Modal Information.

Tabla 3.14. Participación Modal de los modelos – Método 2

Modelo	Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
			sec					
Edificio 16 pisos	Modal	1	1.21	0	0.7091	0	0	0.7091
	Modal	2	1.201	0.6803	0	0	0.6803	0.7091
	Modal	3	1.019	0	0	0	0.6803	0.7091
	Modal	4	0.332	0	0.1639	0	0.6803	0.873
	Modal	5	0.323	0	0	0	0.6803	0.873
	Modal	6	0.291	0.1741	0	0	0.8544	0.873
	Modal	7	0.179	0	0	0	0.8544	0.873
	Modal	8	0.163	0	0.0488	0	0.8544	0.9218
	Modal	9	0.13	0.0627	0	0	0.9171	0.9218
Edificio 20 pisos	Modal	1	1.639	0	0.7007	0	0	0.7007
	Modal	2	1.612	0.6756	0	0	0.6756	0.7007
	Modal	3	1.195	0	0	0	0.6756	0.7007
	Modal	4	0.441	0	0.167	0	0.6756	0.8677
	Modal	5	0.388	0.1701	0	0	0.8457	0.8677
	Modal	6	0.384	0	0	0	0.8457	0.8677
	Modal	7	0.217	0	0	0	0.8457	0.8677
	Modal	8	0.215	0	0.0505	0	0.8457	0.9182
	Modal	9	0.17	0.0631	0	0	0.9088	0.9182
Edificio 24 pisos	Modal	1	2.132	0	0.6953	0	0	0.6953
	Modal	2	2.116	0.6759	0	0	0.6759	0.6953
	Modal	3	1.451	0	0	0	0.6759	0.6953
	Modal	4	0.567	0	0.1676	0	0.6759	0.8628
	Modal	5	0.516	0.1649	0	0	0.8408	0.8628
	Modal	6	0.469	0	0	0	0.8408	0.8628
	Modal	7	0.273	0	0.0523	0	0.8408	0.9151
	Modal	8	0.268	0	0	0	0.8408	0.9151
	Modal	9	0.226	0.062	0	0	0.9028	0.9151

Fuente: (Autoría propia)

3.4.8.1.3. Reacciones en la base

Se debe revisar el porcentaje del cortante basal que se aplicara en la base de las edificaciones por efecto de la carga lateral actuante en base a los espectros de respuesta, en la (Tabla 3.15) observaremos el porcentaje del cortante basal obtenido tanto con el espectro de la NEC y el

espectro de la ASCE, para observar los resultados elegiremos la opción Structure Output, Base Reactions.

Tabla 3.15. Cortante Basal en los modelos - Método 2

Modelo	Output Case	FX	FY	FZ	WT	Vx	Vy
		tonf	tonf	tonf	tonf	%	%
Edificio 16 pisos	PP	0	0	4096.7424	5033.4408		
	Sx	-503.3441	0	0	5033.4408	10.00%	0.00%
	Sy	0	-503.3444	0	5033.4408	0.00%	10.00%
	SpecX-NEC	372.5079	112.4387	0	5033.4408	7.40%	2.23%
	SpecY-NEC	111.7524	374.7958	0	5033.4408	2.22%	7.45%
	SpecX-ASCE	565.7232	168.3419	0	5033.4408	11.24%	3.34%
	SpecY-ASCE	168.8284	564.0931	0	5033.4408	3.35%	11.21%
Edificio 20 pisos	PP	0	0	5139.216	6317.106		
	Sx	-579.2786	0	0	6317.106	9.17%	0.00%
	Sy	0	-579.2786	0	6317.106	0.00%	9.17%
	SpecX-NEC	379.0637	113.2624	0	6317.106	6.00%	1.79%
	SpecY-NEC	113.7191	377.5413	0	6317.106	1.80%	5.98%
	SpecX-ASCE	594.9554	175.8921	0	6317.106	9.42%	2.78%
	SpecY-ASCE	177.5521	589.393	0	6317.106	2.81%	9.33%
Edificio 24 pisos	PP	0	0	6154.5408	7583.0388		
	Sx	-631.6671	0	0	7583.0388	8.33%	0.00%
	Sy	0	-631.6671	0	7583.0388	0.00%	8.33%
	SpecX-NEC	386.8487	116.3494	0	7583.0388	5.10%	1.53%
	SpecY-NEC	116.0546	387.8312	0	7583.0388	1.53%	5.11%
	SpecX-ASCE	590.0261	168.496	0	7583.0388	7.78%	2.22%
	SpecY-ASCE	176.0811	564.6094	0	7583.0388	2.32%	7.45%

Fuente: (Autoría propia)

Seleccionaremos los valores según el espectro de la ASCE para realizar el análisis por el método 3 ya que serán los que generen mayores efectos en la base con respecto a los valores del espectro de la NEC.

3.4.8.2. Método 3

Este método se basa en el análisis modal espectral tomando en cuenta la distribución de respuesta espectral en función de los modos de vibración, se debe revisar la misma información que en el método 2 ya que se producirán variaciones en el cortante basal que generarán otros resultados en los modelos.

3.4.8.2.1 Peso propio de la estructura

En la (Tabla 3.16) se puede observar los nuevos valores del cortante basal según el espectro de la ASCE, los pesos propios de las estructuras se mantendrán iguales.

Tabla 3.16. Peso propio de los modelos en Etabs – Método 3

Modelo	Name	C	Weight Used	Base Shear	Mass
		%	tonf	tonf	$T*s^2*m^{-1}$
Edificio 16 pisos	Sx	11.24%	5033.4408	565.7587	513.616408
	Sy	11.21%	5033.4408	564.2487	513.616408
Edificio 20 pisos	Sx	9.42%	6317.106	595.0714	644.602653
	Sy	9.33%	6317.106	589.386	644.602653
Edificio 24 pisos	Sx	7.78%	7583.0388	589.9604	773.779469
	Sy	7.45%	7583.0388	564.9364	773.779469

Fuente: (Autoría propia)

3.4.8.2.2. Participación Modal

Los resultados de la participación modal se mantendrán iguales ya que no se generó cambios en la rigidez o masa de los modelos esto se puede apreciar en la (Tabla 3.17).

Tabla 3.17. Participación Modal de los modelos – Método 3

Modelo	Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
			sec					
Edificio 16 pisos	Modal	1	1.21	0	0.7091	0	0	0.7091
	Modal	2	1.201	0.6803	0	0	0.6803	0.7091
	Modal	3	1.019	0	0	0	0.6803	0.7091
	Modal	4	0.332	0	0.1639	0	0.6803	0.873
	Modal	5	0.323	0	0	0	0.6803	0.873
	Modal	6	0.291	0.1741	0	0	0.8544	0.873
	Modal	7	0.179	0	0	0	0.8544	0.873
	Modal	8	0.163	0	0.0488	0	0.8544	0.9218
	Modal	9	0.13	0.0627	0	0	0.9171	0.9218
Edificio 20 pisos	Modal	1	1.639	0	0.7007	0	0	0.7007
	Modal	2	1.612	0.6756	0	0	0.6756	0.7007
	Modal	3	1.195	0	0	0	0.6756	0.7007
	Modal	4	0.441	0	0.167	0	0.6756	0.8677
	Modal	5	0.388	0.1701	0	0	0.8457	0.8677
	Modal	6	0.384	0	0	0	0.8457	0.8677
	Modal	7	0.217	0	0	0	0.8457	0.8677
	Modal	8	0.215	0	0.0505	0	0.8457	0.9182
	Modal	9	0.17	0.0631	0	0	0.9088	0.9182
Edificio 24 pisos	Modal	1	2.132	0	0.6953	0	0	0.6953
	Modal	2	2.116	0.6759	0	0	0.6759	0.6953
	Modal	3	1.451	0	0	0	0.6759	0.6953
	Modal	4	0.567	0	0.1676	0	0.6759	0.8628
	Modal	5	0.516	0.1649	0	0	0.8408	0.8628
	Modal	6	0.469	0	0	0	0.8408	0.8628
	Modal	7	0.273	0	0.0523	0	0.8408	0.9151
	Modal	8	0.268	0	0	0	0.8408	0.9151
	Modal	9	0.226	0.062	0	0	0.9028	0.9151

Fuente: (Autoría propia)

3.4.8.2.3. Reacciones en la base

En la (Tabla 3.18) se observa que al haber cambiado los valores del cortante basal son iguales los resultados del método 2 con el método 3 por lo tanto el procedimiento realizado fue el correcto en los 3 modelos según lo indicado la normativa NEC, este es un análisis necesario para asegurar un buen comportamiento de las edificaciones ante cargas sísmicas.

Tabla 3.18. Cortante Basal de los modelos - Método 3

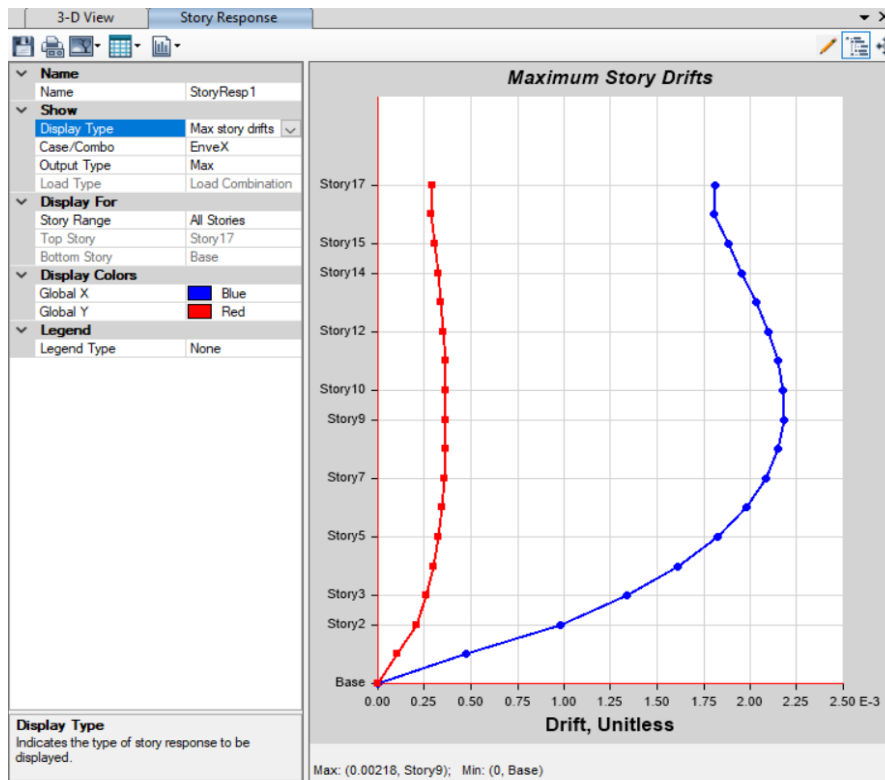
Modelo	Output Case	FX	FY	FZ	WT	Vx	Vy
		tonf	Tonf	tonf	tonf	%	%
Edificio 16 pisos	PP	0	0	4096.7424	5033.4408		
	Sx	-565.7587	0	0	5033.4408	11.24%	0.00%
	Sy	0	-564.2491	0	5033.4408	0.00%	11.21%
	SpecX-NEC	372.5079	112.4387	0	5033.4408	7.40%	2.23%
	SpecY-NEC	111.7524	374.7958	0	5033.4408	2.22%	7.45%
	SpecX-ASCE	565.7232	168.3419	0	5033.4408	11.24%	3.34%
	SpecY-ASCE	168.8284	564.0931	0	5033.4408	3.35%	11.21%
Edificio 20 pisos	PP	0	0	5139.216	6317.106		
	Sx	-595.0714	0	0	6317.106	9.42%	0.00%
	Sy	0	-589.386	0	6317.106	0.00%	9.33%
	SpecX-NEC	379.0637	113.2624	0	6317.106	6.00%	1.79%
	SpecY-NEC	113.7191	377.5413	0	6317.106	1.80%	5.98%
	SpecX-ASCE	594.9554	175.8921	0	6317.106	9.42%	2.78%
	SpecY-ASCE	177.5521	589.393	0	6317.106	2.81%	9.33%
Edificio 24 pisos	PP	0	0	6154.5408	7583.0388		
	Sx	-589.9604	0	0	7583.0388	7.78%	0.00%
	Sy	0	-564.9364	0	7583.0388	0.00%	7.45%
	SpecX-NEC	386.8487	116.3494	0	7583.0388	5.10%	1.53%
	SpecY-NEC	116.0546	387.8312	0	7583.0388	1.53%	5.11%
	SpecX-ASCE	590.0261	168.496	0	7583.0388	7.78%	2.22%
	SpecY-ASCE	176.0811	564.6094	0	7583.0388	2.32%	7.45%

Fuente: (Autoría propia)

Es necesario analizar otros resultados para determinar el desempeño de la estructura y con ello si la configuración de la misma cumple con los requerimientos respecto a derivas, desplazamientos, cortante, rigidez, etc.

Para ello utilizaremos la ayuda del programa específicamente la opción Display, Story Response Plots, ahí seleccionaremos que variable de análisis queremos revisar sus resultados dependiendo de las combinaciones de carga y con ello verificar que se cumpla con los límites permisibles.

Figura 3.32. Otros resultados de análisis



Fuente: (Software Etabs)

3.4.8.3. Derivas

Debemos analizar este factor que es importante para el desempeño de la estructura ya que refleja el desplazamiento de un piso inferior con respecto al superior, para lo cual la NEC determina en la (Tabla 2.4) los límites permisibles en el Ecuador.

Obtenidos los valores de las derivas en el programa se los debe multiplicar como se indica en la siguiente ecuación debido a que se utilizó el espectro inelástico para su cálculo.

$$\Delta=0.75*R*100$$

Los resultados de la ecuación, así como los valores máximos se observan en la (Tabla 3.19).

Tabla 3.19. Valores de derivas en los modelos

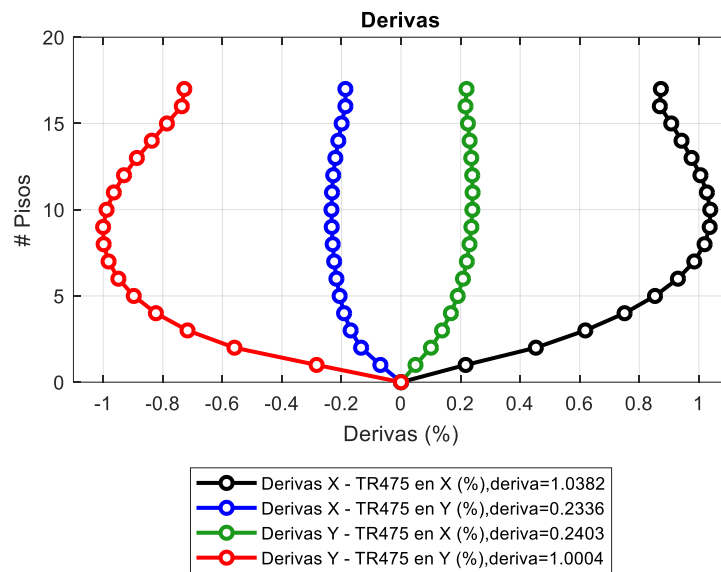
Piso	Edificio 16 pisos				Edificio 20 pisos				Edificio 24 pisos			
	Envolvente X (%)		Envolvente Y (%)		Envolvente X (%)		Envolvente Y (%)		Envolvente X (%)		Envolvente Y (%)	
	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0.2169	0.0693	0.0486	0.2835	0.216	0.0711	0.04635	0.2961	0.2241	0.0693	0.0468	0.2925
2	0.4527	0.1341	0.10035	0.55935	0.46125	0.13635	0.0963	0.59085	0.48645	0.135	0.09855	0.5913
3	0.61875	0.1692	0.1377	0.71685	0.6444	0.1719	0.1332	0.7686	0.6876	0.1719	0.1377	0.77895
4	0.7506	0.19125	0.1674	0.82305	0.79695	0.19485	0.1638	0.89775	0.85905	0.1971	0.16965	0.9207
5	0.85275	0.2061	0.19035	0.8973	0.92295	0.21105	0.18765	0.9972	1.00485	0.216	0.19575	1.035
6	0.9297	0.2169	0.2079	0.94905	1.026	0.2232	0.207	1.07595	1.12815	0.2304	0.2169	1.12995
7	0.9846	0.22455	0.22095	0.9819	1.10835	0.23265	0.2223	1.13715	1.23165	0.2421	0.23355	1.20915
8	1.01925	0.2295	0.22995	0.99855	1.17225	0.2403	0.234	1.18305	1.31715	0.252	0.24705	1.2744
9	1.03635	0.23265	0.23625	1.00035	1.21905	0.2466	0.24345	1.215	1.38645	0.2601	0.2583	1.32705
10	1.03815	0.23355	0.2394	0.98865	1.25055	0.252	0.25065	1.23435	1.44	0.2673	0.26685	1.368
11	1.0269	0.23175	0.2403	0.96435	1.2681	0.2565	0.2565	1.24155	1.48005	0.27315	0.27405	1.3977
12	1.0053	0.2277	0.23895	0.93015	1.2735	0.2601	0.2601	1.2375	1.50705	0.2781	0.2799	1.41705
13	0.9756	0.2205	0.2358	0.88695	1.26765	0.2619	0.2628	1.2231	1.52235	0.2826	0.2844	1.4265
14	0.94185	0.2106	0.2304	0.837	1.25235	0.26235	0.2637	1.1997	1.5273	0.28575	0.288	1.4265
15	0.9072	0.19935	0.22455	0.78615	1.22985	0.26055	0.26325	1.1682	1.52235	0.288	0.29115	1.41795
16	0.86895	0.18675	0.21645	0.7362	1.2015	0.25605	0.261	1.1295	1.50885	0.28935	0.29295	1.40175
17	0.87255	0.18675	0.22005	0.72765	1.1691	0.2493	0.25785	1.0854	1.48815	0.28935	0.2934	1.37835
18					1.13535	0.2403	0.2529	1.03815	1.4616	0.28755	0.29295	1.34865
19					1.1043	0.2295	0.24795	0.9918	1.4301	0.28395	0.29115	1.31355
20					1.0692	0.21825	0.24075	0.94725	1.3959	0.279	0.28845	1.27395
21					1.0773	0.22005	0.24435	0.95265	1.36035	0.2718	0.2844	1.2312
22									1.32525	0.2628	0.279	1.1871
23									1.29375	0.25335	0.27405	1.1457
24									1.26	0.24345	0.2673	1.107
25									1.27035	0.2466	0.2709	1.1187

Fuente: (Autoría propia)

En las siguientes figuras se observa de manera gráfica los valores máximos obtenidos para los 3 modelos en la dirección X como en Y.

Edificio 16 pisos

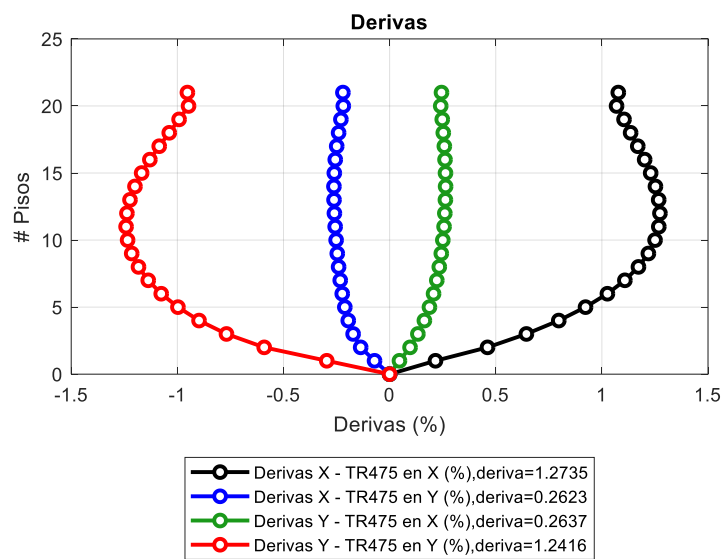
Figura 3.33. Derivas edificio 16 pisos



Fuente: (Autoría propia)

Edificio 20 Pisos

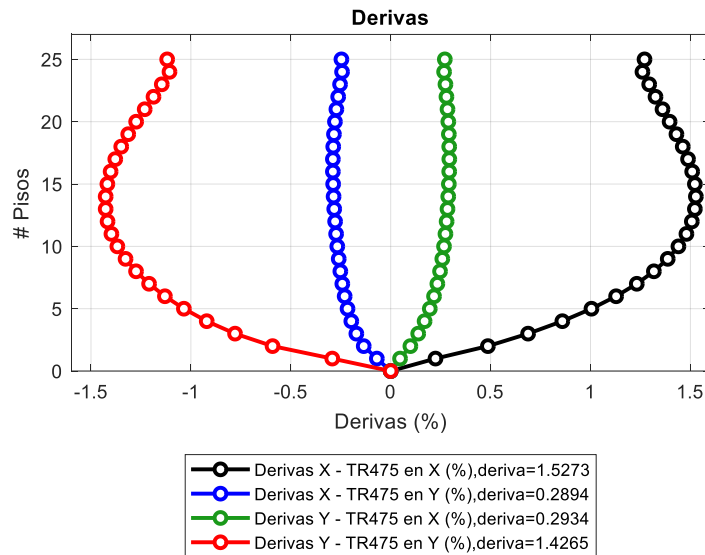
Figura 3.34. Derivas edificio 20 pisos



Fuente: (Autoría propia)

Edificio 24 Pisos

Figura 3.35. Derivas edificio 24 pisos



Fuente: (Autoría propia)

3.4.8.4. Desplazamientos

Proseguimos con el análisis verificando los desplazamientos generados por efecto de la envolvente de la carga lateral en ambas direcciones en todas las plantas de los modelos. También se deben multiplicar los valores de los desplazamientos por factores para obtener los valores reales.

$$d = 0.75 * R * 100$$

En la (Tabla 3.20) se observan los valores de desplazamientos en los modelos y sus respectivos valores máximos.

Tabla 3.20. Valores de desplazamientos en los modelos

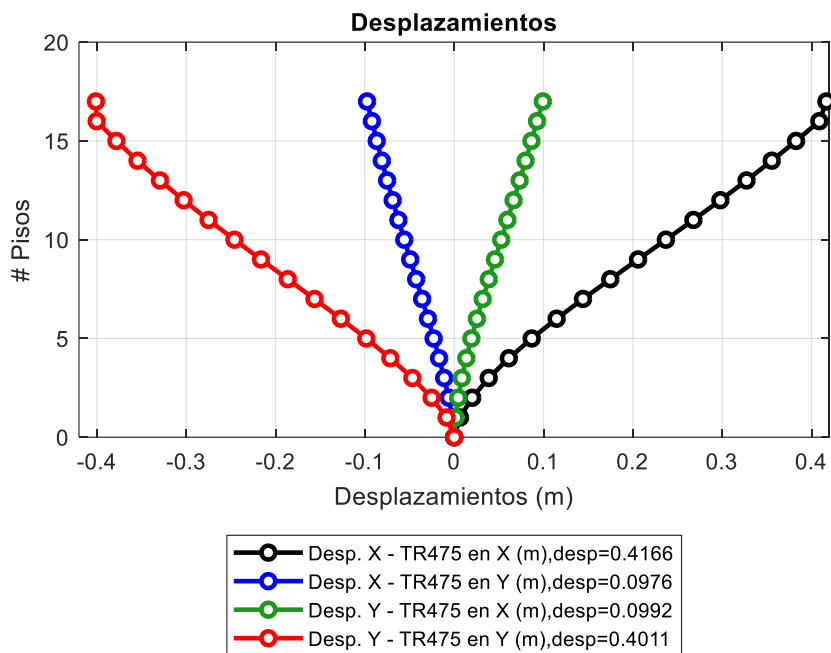
Piso	Edificio 16 pisos				Edificio 20 pisos				Edificio 24 pisos			
	Envolvente X (m)		Envolvente Y(m)		Envolvente X(m)		Envolvente Y(m)		Envolvente X(m)		Envolvente Y(m)	
	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0.0065	0.0021	0.0015	0.0085	0.0065	0.0021	0.0014	0.0089	0.0067	0.0021	0.0014	0.0088
2	0.0201	0.0061	0.0045	0.0253	0.0203	0.0062	0.0043	0.0266	0.0213	0.0061	0.0044	0.0265
3	0.0387	0.0112	0.0086	0.0468	0.0397	0.0114	0.0083	0.0497	0.0419	0.0113	0.0085	0.0499
4	0.0612	0.0169	0.0136	0.0715	0.0636	0.0172	0.0131	0.0766	0.0677	0.0171	0.0135	0.0775
5	0.0868	0.0230	0.0193	0.0984	0.0913	0.0234	0.0187	0.1065	0.0979	0.0236	0.0194	0.1085
6	0.1147	0.0294	0.0254	0.1269	0.1220	0.0300	0.0249	0.1388	0.1317	0.0304	0.0258	0.1424
7	0.1442	0.0359	0.0319	0.1563	0.1553	0.0368	0.0315	0.1729	0.1687	0.0375	0.0327	0.1787
8	0.1748	0.0426	0.0387	0.1863	0.1905	0.0437	0.0383	0.2084	0.2082	0.0448	0.0400	0.2169
9	0.2058	0.0492	0.0456	0.2163	0.2270	0.0507	0.0455	0.2449	0.2498	0.0523	0.0476	0.2568
10	0.2370	0.0559	0.0526	0.2459	0.2646	0.0578	0.0527	0.2819	0.2930	0.0600	0.0554	0.2978
11	0.2678	0.0624	0.0596	0.2749	0.3026	0.0650	0.0601	0.3191	0.3374	0.0677	0.0633	0.3397
12	0.2979	0.0688	0.0665	0.3028	0.3408	0.0721	0.0675	0.3563	0.3826	0.0755	0.0713	0.3822
13	0.3272	0.0750	0.0733	0.3294	0.3788	0.0792	0.0750	0.3930	0.4283	0.0834	0.0794	0.4250
14	0.3555	0.0810	0.0799	0.3545	0.4164	0.0864	0.0824	0.4290	0.4741	0.0912	0.0875	0.4678
15	0.3827	0.0867	0.0864	0.3781	0.4533	0.0934	0.0898	0.4640	0.5198	0.0991	0.0956	0.5104
16	0.4087	0.0921	0.0928	0.4002	0.4893	0.1004	0.0972	0.4979	0.5650	0.1070	0.1037	0.5524
17	0.4166	0.0976	0.0992	0.4011	0.5244	0.1072	0.1044	0.5304	0.6097	0.1148	0.1118	0.5938
18					0.5585	0.1138	0.1116	0.5616	0.6535	0.1226	0.1198	0.6342
19					0.5916	0.1202	0.1186	0.5913	0.6964	0.1303	0.1278	0.6736
20					0.6237	0.1264	0.1255	0.6198	0.7383	0.1378	0.1357	0.7118
21					0.6346	0.1327	0.1325	0.6251	0.7791	0.1453	0.1435	0.7488
22									0.8188	0.1525	0.1513	0.7844
23									0.8577	0.1596	0.1589	0.8188
24									0.8955	0.1665	0.1664	0.8520
25									0.9073	0.1735	0.1741	0.8579

Fuente: (Autoría propia)

Los desplazamientos generados se pueden observar en las figuras de una manera gráfica para cada modelo.

Edificio 16 Pisos

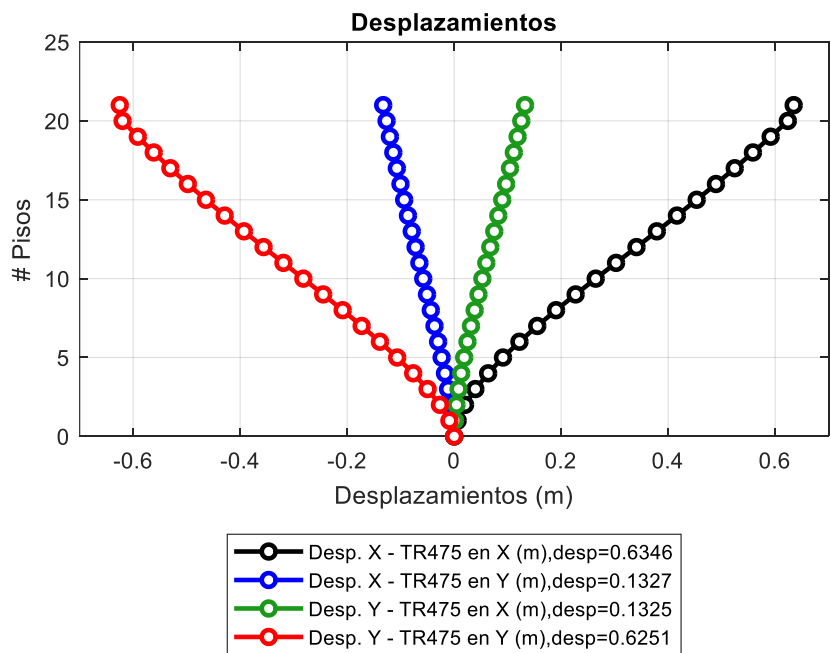
Figura 3.36. Desplazamientos edificio 16 pisos



Fuente: (Autoría propia)

Edificio 20 Pisos

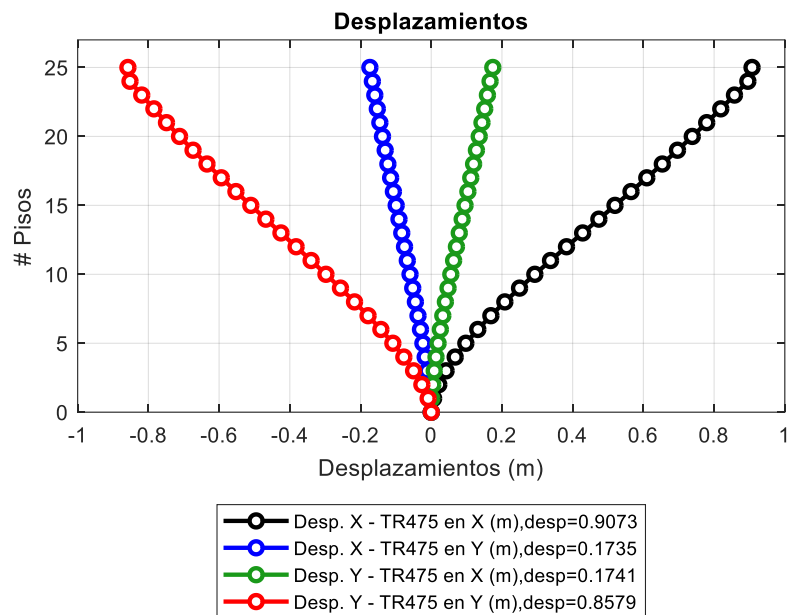
Figura 3.37. Desplazamientos edificio 20 pisos



Fuente: (Autoría propia)

Edificio 24 Pisos

Figura 3.38. Desplazamientos edificio 24 pisos



Fuente: (Autoría propia)

3.4.8.5. Cortantes

Los valores producidos por el cortante en la base generarán cargas laterales en cada una de las plantas de cada modelo, una forma de verificar que los valores obtenidos son correctos sería comparando el valor en la base con el resultado del método 3.

En la (Tabla 3.21) observamos que los valores coinciden con los porcentajes del cortante basal indicados en la (Tabla 3.18) obtenidos según el espectro de respuesta.

Tabla 3.21. Valores de cortantes en los modelos

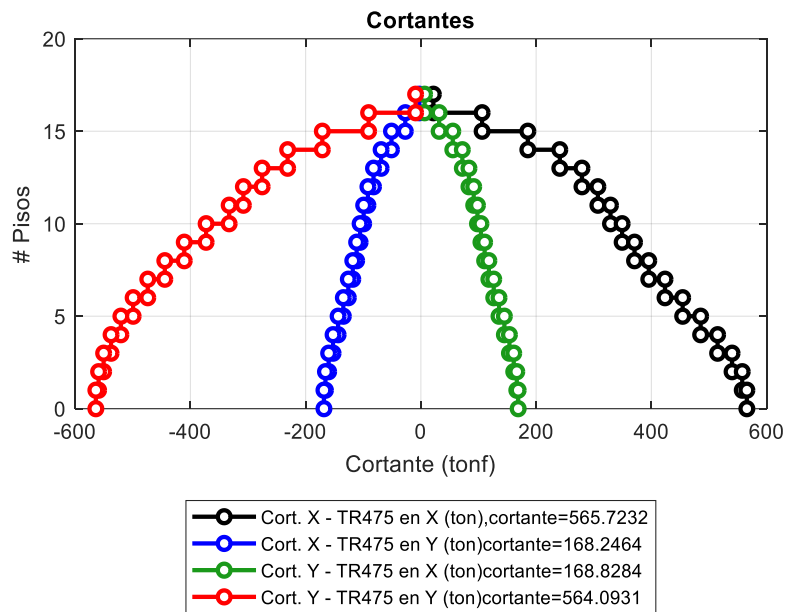
Piso	Edificio 16 pisos				Edificio 20 pisos				Edificio 24 pisos			
	Envolvente X (T)		Envolvente Y (T)		Envolvente X (T)		Envolvente Y (T)		Envolvente X (T)		Envolvente Y (T)	
	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	565.723	-168.246	168.828	-564.093	594.955	-175.799	177.552	-589.393	590.026	-168.417	176.081	-564.609
2	557.733	-165.614	166.444	-559.317	587.905	-173.333	175.448	-586.025	583.876	-166.337	174.246	-562.682
3	540.031	-160.060	161.161	-550.595	571.990	-168.060	170.699	-580.122	570.162	-162.041	170.153	-558.723
4	514.991	-152.426	153.688	-537.702	548.721	-160.595	163.755	-571.404	550.301	-156.102	164.226	-552.875
5	485.531	-143.648	144.897	-520.637	520.254	-151.654	155.259	-559.871	526.049	-149.089	156.988	-545.140
6	454.327	-134.570	135.584	-499.402	488.665	-141.959	145.832	-545.524	498.919	-141.492	148.892	-535.517
7	423.692	-125.923	126.442	-473.996	455.995	-132.259	136.082	-528.361	470.275	-133.754	140.344	-524.006
8	395.502	-118.201	118.030	-444.419	424.302	-123.295	126.624	-508.384	441.421	-126.274	131.733	-510.606
9	370.795	-111.509	110.656	-410.672	395.653	-115.676	118.074	-485.592	413.771	-119.354	123.481	-495.319
10	349.260	-105.474	104.229	-372.753	371.832	-109.771	110.966	-459.985	388.642	-113.196	115.982	-478.144
11	329.075	-99.301	98.206	-332.745	353.793	-105.611	105.582	-431.563	367.106	-107.932	109.555	-459.080
12	307.188	-91.932	91.674	-308.054	341.253	-102.842	101.840	-400.326	349.758	-103.620	104.378	-438.129
13	279.566	-82.224	83.431	-275.521	332.532	-100.769	99.237	-366.274	336.762	-100.230	100.500	-415.290
14	241.125	-69.008	71.959	-231.239	324.934	-98.472	96.970	-329.967	327.809	-97.630	97.828	-390.563
15	185.624	-51.049	55.396	-171.058	315.262	-94.938	94.084	-318.127	322.148	-95.584	96.139	-363.947
16	106.249	-27.067	31.708	-90.700	300.157	-89.184	89.576	-298.843	318.461	-93.770	95.038	-335.444
17	21.646	-2.730	6.460	-9.147	276.048	-80.309	82.381	-269.106	314.950	-91.781	93.990	-307.548
18					238.801	-67.470	71.265	-226.084	309.504	-89.123	92.365	-298.641
19					183.543	-49.783	54.775	-166.818	299.961	-85.211	89.517	-285.531
20					105.057	-26.342	31.352	-88.269	284.127	-79.403	84.792	-266.070
21					22.588	-2.875	6.741	-9.634	259.517	-71.035	77.448	-238.029
22									222.922	-59.400	66.527	-199.040
23									170.213	-43.692	50.797	-146.405
24									96.812	-23.058	28.892	-77.263
25									20.697	-2.508	6.177	-8.403

Fuente: (Autoría propia)

A continuación, se presentan las figuras con los valores representados gráficamente de cada modelo según el espectro de respuesta.

Edificio 16 Pisos

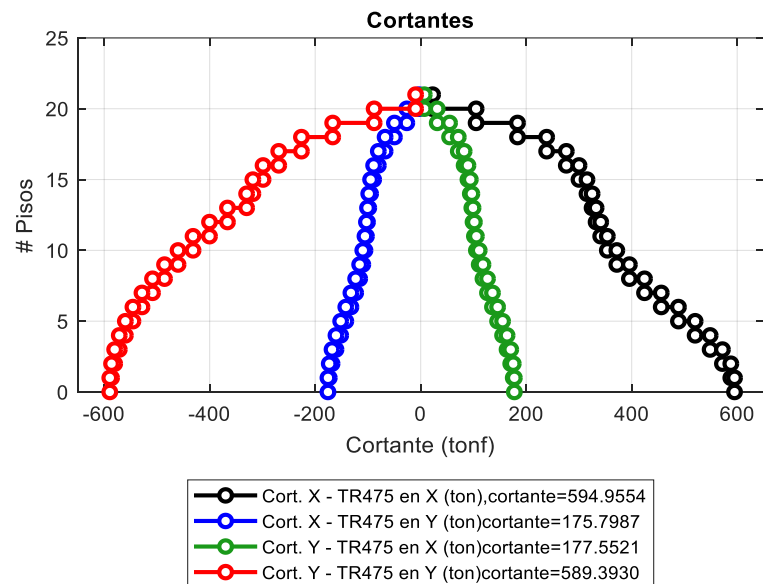
Figura 3.39. Cortantes edificio 16 pisos



Fuente: (Autoría propia)

Edificio 20 Pisos

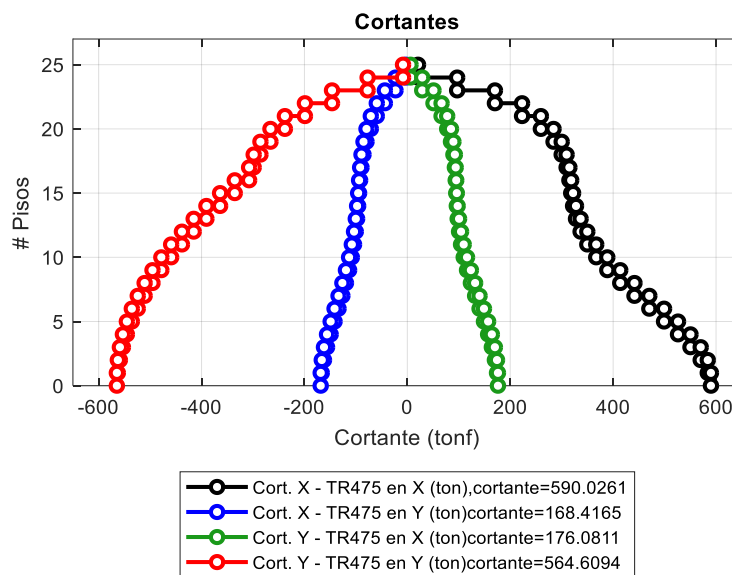
Figura 3.40. Cortantes edificio 20 pisos



Fuente: (Autoría propia)

Edificio 24 Pisos

Figura 3.41. Cortantes edificio 24 pisos



Fuente: (Autoría propia)

3.4.8.6. Momentos de Volcamiento

Es un factor importante de revisar ante las envolventes de análisis en ambas direcciones su representación gráfica depende de cada revisor y de la interacción del suelo con la estructura.

En la (Tabla 3.22) observamos los resultados y se señaló los valores que generaran mayores efectos en los modelos.

Tabla 3.22. Valores de momentos de volcamiento en los modelos

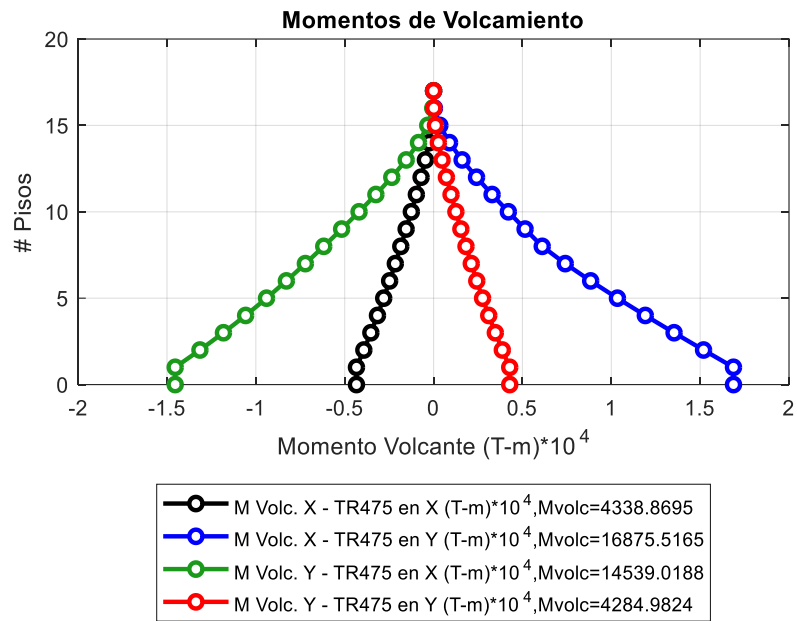
Piso	Edificio 16 pisos				Edificio 20 pisos				Edificio 24 pisos			
	Envolvente X (T*10 ⁴)		Envolvente Y (T*10 ⁴)		Envolvente X (T*10 ⁴)		Envolvente Y (T*10 ⁴)		Envolvente X (T*10 ⁴)		Envolvente Y (T*10 ⁴)	
	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
0	-0.4339	1.6876	-1.4539	0.4285	-0.5065	2.2516	-1.6973	0.5069	-0.5679	2.7036	-1.9030	0.5663
1	-0.4339	1.6876	-1.4539	0.4285	-0.5065	2.2516	-1.6973	0.5069	-0.5679	2.7036	-1.9030	0.5663
2	-0.3923	1.5192	-1.3145	0.3869	-0.4672	2.0740	-1.5654	0.4663	-0.5306	2.5273	-1.7779	0.5277
3	-0.3528	1.3534	-1.1823	0.3475	-0.4304	1.8982	-1.4424	0.4284	-0.4955	2.3521	-1.6603	0.4916
4	-0.3156	1.1914	-1.0575	0.3105	-0.3965	1.7249	-1.3287	0.3933	-0.4627	2.1788	-1.5504	0.4582
5	-0.2805	1.0345	-0.9399	0.2758	-0.3652	1.5551	-1.2239	0.3610	-0.4321	2.0079	-1.4481	0.4275
6	-0.2472	0.8840	-0.8282	0.2431	-0.3362	1.3897	-1.1266	0.3314	-0.4037	1.8399	-1.3527	0.3995
7	-0.2153	0.7410	-0.7214	0.2122	-0.3089	1.2293	-1.0351	0.3038	-0.3770	1.6756	-1.2633	0.3737
8	-0.1844	0.6114	-0.6180	0.1825	-0.2827	1.0750	-0.9472	0.2777	-0.3517	1.5154	-1.1786	0.3497
9	-0.1544	0.5149	-0.5173	0.1537	-0.2568	0.9276	-0.8606	0.2525	-0.3274	1.3600	-1.0972	0.3271
10	-0.1251	0.4208	-0.4192	0.1256	-0.2309	0.7878	-0.7737	0.2276	-0.3038	1.2099	-1.0178	0.3053
11	-0.0969	0.3293	-0.3246	0.0983	-0.2045	0.6785	-0.6853	0.2025	-0.2803	1.0657	-0.9393	0.2837
12	-0.0702	0.2418	-0.2352	0.0722	-0.1775	0.5925	-0.5948	0.1768	-0.2568	0.9281	-0.8606	0.2619
13	-0.0459	0.1606	-0.1539	0.0479	-0.1500	0.5047	-0.5026	0.1506	-0.2330	0.8029	-0.7808	0.2396
14	-0.0253	0.0899	-0.0847	0.0268	-0.1223	0.4155	-0.4097	0.1240	-0.2088	0.7256	-0.6996	0.2165
15	-0.0098	0.0354	-0.0328	0.0106	-0.0950	0.3265	-0.3182	0.0974	-0.1841	0.6454	-0.6168	0.1926
16	-0.0013	0.0048	-0.0043	0.0014	-0.0689	0.2400	-0.2308	0.0716	-0.1590	0.5624	-0.5327	0.1678
17	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0451	0.1593	-0.1510	0.0475	-0.1336	0.4773	-0.4478	0.1425
18					-0.0248	0.0891	-0.0831	0.0266	-0.1084	0.3913	-0.3634	0.1168
19					-0.0096	0.0352	-0.0323	0.0105	-0.0839	0.3060	-0.2811	0.0913
20					-0.0013	0.0050	-0.0045	0.0015	-0.0606	0.2239	-0.2032	0.0668
21					0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0396	0.1480	-0.1326	0.0442
22									-0.0217	0.0824	-0.0728	0.0246
23									-0.0084	0.0324	-0.0282	0.0097
24									-0.0012	0.0046	-0.0039	0.0014
25									0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Fuente: (Autoría propia)

En la (Figura 3.42, Figura 3.43, Figura 3.44) observamos los resultados de los modelos sin tomar en cuenta la interacción con el suelo ya que se colocó empotramientos en la base, además los valores están expresados en toneladas para un mejor entendimiento.

Edificio 16 Pisos

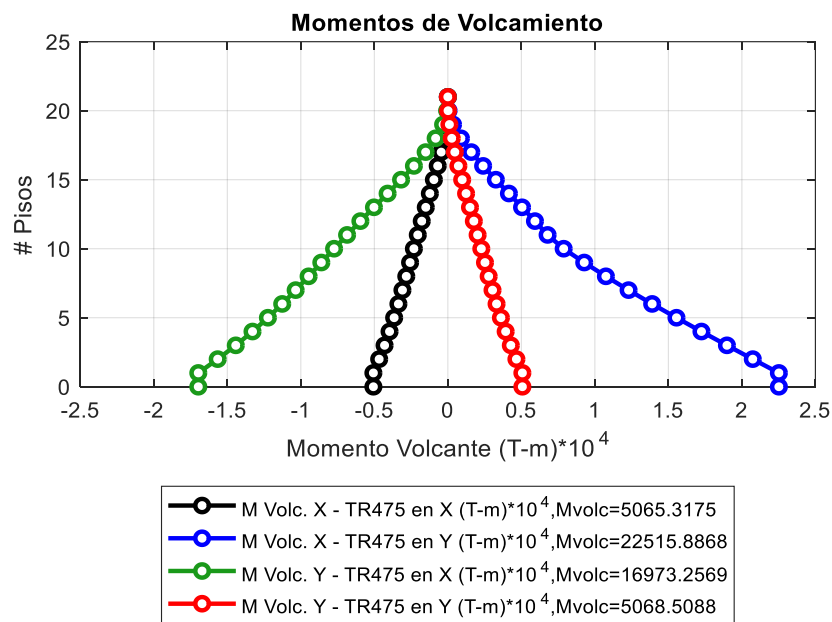
Figura 3.42. Momentos de volcamiento edificio 16 pisos



Fuente: (Autoría propia)

Edificio 20 Pisos

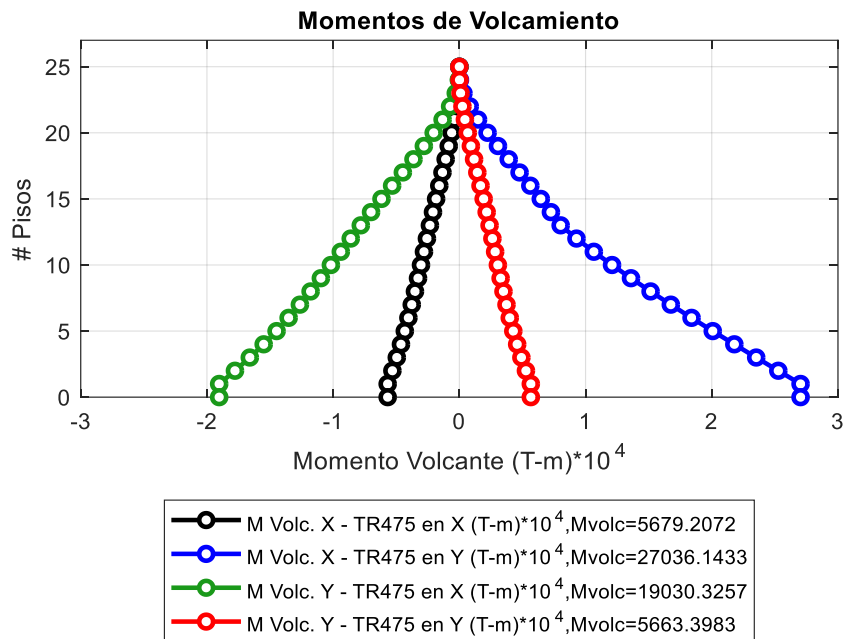
Figura 3.43. Momentos de volcamiento edificio 20 pisos



Fuente: (Autoría propia)

Edificio 24 Pisos

Figura 3.44. Momentos de volcamiento edificio 24 pisos



Fuente: (Autoría propia)

3.4.8.7. Desplazamiento del centro de masa

Se analizará los centros de masa de cada piso tomando en cuenta la configuración de los modelos o si existiesen excentricidades ya que con la presencia del sismo se incrementaría la distancia entre centros de masa. Mientras mayor sea el desplazamiento respecto a la base más fácil se podrá producir el volcamiento de la estructura

Tabla 3.23. Valores de desplazamientos de centro de masa en los modelos

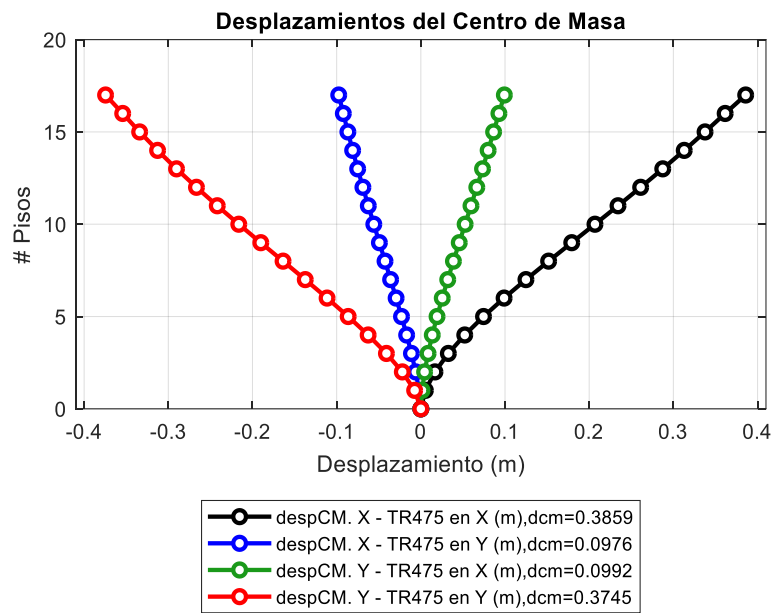
Piso	Edificio 16 pisos				Edificio 20 pisos				Edificio 24 pisos			
	Envolvente X (m)		Envolvente Y (m)		Envolvente X (m)		Envolvente Y (m)		Envolvente X (m)		Envolvente Y (m)	
	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1	0.0054	0.0021	0.0015	0.0074	0.0054	0.0021	0.0014	0.0078	0.0056	0.0021	0.0014	0.0077
2	0.0168	0.0061	0.0045	0.0220	0.0171	0.0062	0.0043	0.0235	0.0180	0.0061	0.0044	0.0234
3	0.0327	0.0112	0.0086	0.0409	0.0338	0.0114	0.0083	0.0440	0.0359	0.0113	0.0085	0.0442
4	0.0521	0.0169	0.0136	0.0626	0.0547	0.0172	0.0131	0.0679	0.0584	0.0171	0.0135	0.0688
5	0.0745	0.0230	0.0193	0.0863	0.0790	0.0234	0.0187	0.0945	0.0849	0.0236	0.0194	0.0964
6	0.0989	0.0294	0.0254	0.1114	0.1061	0.0300	0.0249	0.1232	0.1147	0.0304	0.0258	0.1265
7	0.1248	0.0359	0.0319	0.1373	0.1355	0.0368	0.0315	0.1535	0.1474	0.0375	0.0327	0.1588
8	0.1518	0.0426	0.0387	0.1637	0.1665	0.0437	0.0383	0.1850	0.1823	0.0448	0.0400	0.1926
9	0.1793	0.0492	0.0456	0.1901	0.1989	0.0507	0.0455	0.2173	0.2190	0.0523	0.0476	0.2279
10	0.2068	0.0559	0.0526	0.2163	0.2321	0.0578	0.0527	0.2500	0.2572	0.0600	0.0554	0.2641
11	0.2342	0.0624	0.0596	0.2418	0.2657	0.0650	0.0601	0.2829	0.2963	0.0677	0.0633	0.3010
12	0.2611	0.0688	0.0665	0.2666	0.2995	0.0721	0.0675	0.3157	0.3361	0.0755	0.0713	0.3384
13	0.2874	0.0750	0.0733	0.2902	0.3332	0.0792	0.0750	0.3481	0.3762	0.0834	0.0794	0.3759
14	0.3129	0.0810	0.0799	0.3127	0.3665	0.0864	0.0824	0.3798	0.4164	0.0912	0.0875	0.4134
15	0.3376	0.0867	0.0864	0.3340	0.3992	0.0934	0.0898	0.4108	0.4565	0.0991	0.0956	0.4506
16	0.3615	0.0921	0.0928	0.3542	0.4313	0.1004	0.0972	0.4408	0.4962	0.1070	0.1037	0.4873
17	0.3859	0.0976	0.0992	0.3745	0.4626	0.1072	0.1044	0.4697	0.5353	0.1148	0.1118	0.5234
18					0.4931	0.1138	0.1116	0.4975	0.5737	0.1226	0.1198	0.5587
19					0.5230	0.1202	0.1186	0.5242	0.6113	0.1303	0.1278	0.5931
20					0.5520	0.1264	0.1255	0.5499	0.6481	0.1378	0.1357	0.6266
21					0.5816	0.1327	0.1325	0.5761	0.6840	0.1453	0.1435	0.6590
22									0.7192	0.1525	0.1513	0.6904
23									0.7536	0.1596	0.1589	0.7208
24									0.7873	0.1665	0.1664	0.7504
25									0.8215	0.1735	0.1741	0.7806

Fuente: (Autoría propia)

Los resultados representados gráficamente muestran que el mayor desplazamiento se produce en las plantas más altas de cada modelo debido a la aplicación de cargas sísmicas.

Edificio 16 Pisos

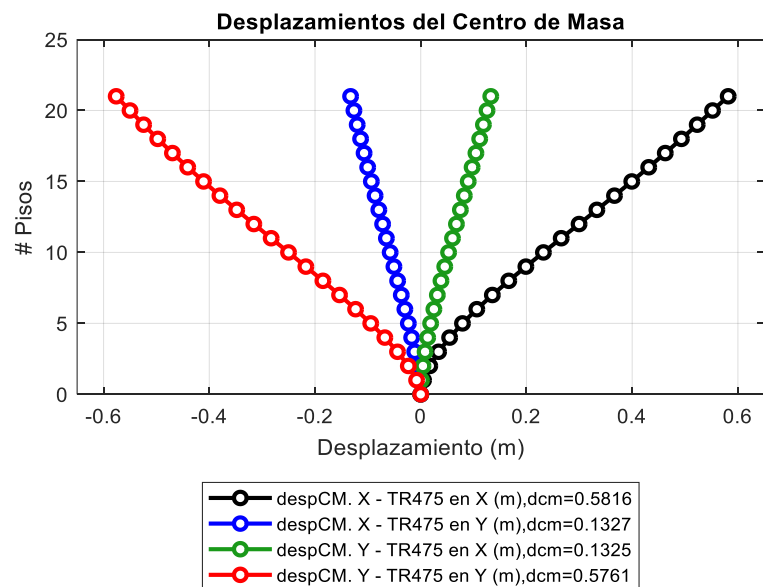
Figura 3.45. Desplazamiento del centro de masa edificio 16 pisos



Fuente: (Autoría propia)

Edificio 20 Pisos

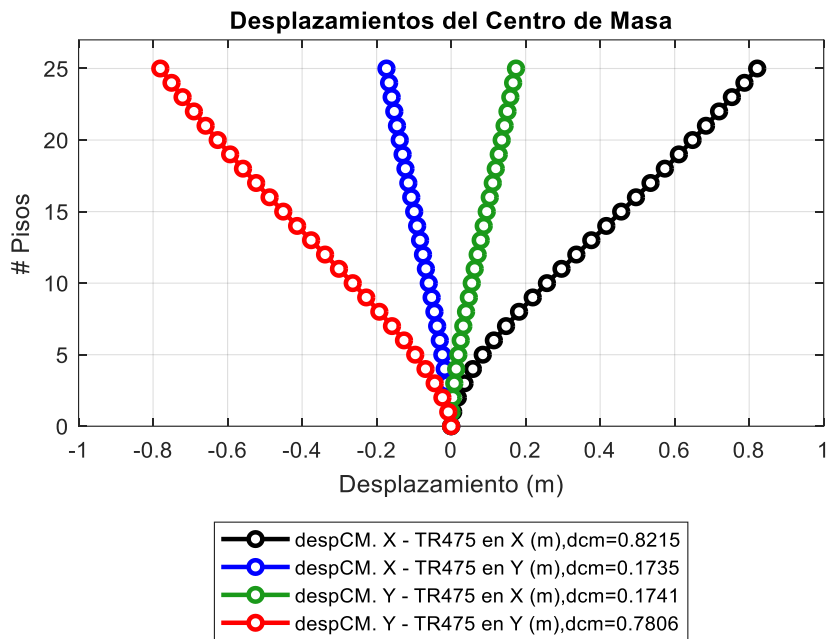
Figura 3.46. Desplazamientos del centro de masa edificio 20 pisos



Fuente: (Autoría propia)

Edificio 24 Pisos

Figura 3.47. Desplazamientos del centro de masa edificio 24 pisos



Fuente: (Autoría propia)

3.4.8.7. Desplazamiento del centro de masa y centro de rigidez

Verificando la posición del centro de masa y el centro de rigidez podemos analizar la excentricidad existente entre los dos, la excentricidad podría generar torsión en la edificación. El desplazamiento del centro de masa como del centro de rigidez toman como referencia la base del edificio como se indica en la (Tabla 3.24).

Tabla 3.24. Valore de desplazamientos centro de masa - centro de rigidez en los modelos

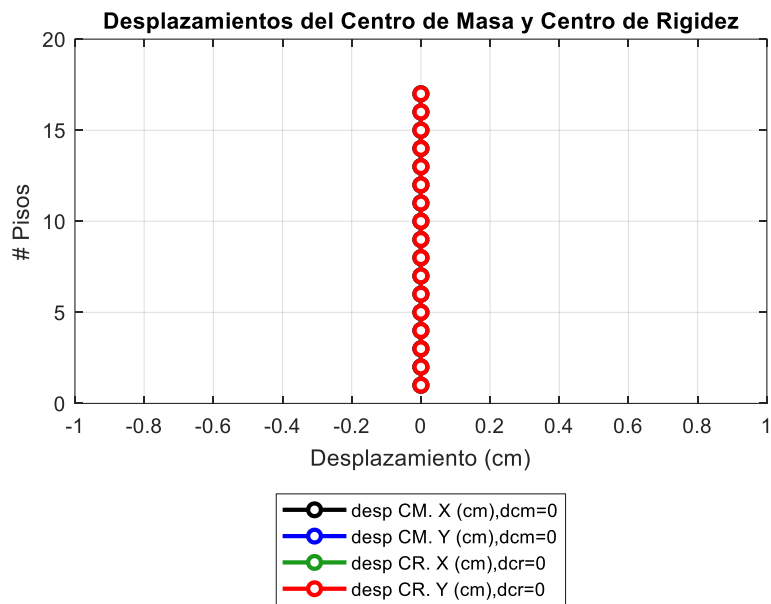
Pis o	Edificio 16 pisos				Edificio 20 pisos				Edificio 24 pisos			
	Envolvente X (cm)		Envolvente Y (cm)		Envolvente X (cm)		Envolvente Y (cm)		Envolvente X (cm)		Envolvente Y (cm)	
	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17					0	0	0	0	0	0	0	0
18					0	0	0	0	0	0	0	0
19					0	0	0	0	0	0	0	0
20					0	0	0	0	0	0	0	0
21									0	0	0	0
22									0	0	0	0
23									0	0	0	0
24									0	0	0	0
25									0	0	0	0

Fuente: (Autoría propia)

Los resultados indican que no existe excentricidad entre el centro de rigidez y el centro de masa debido a que la configuración es regular y tanto la posición como la geometría de los elementos estructurales es la misma.

Edificio 16 Pisos

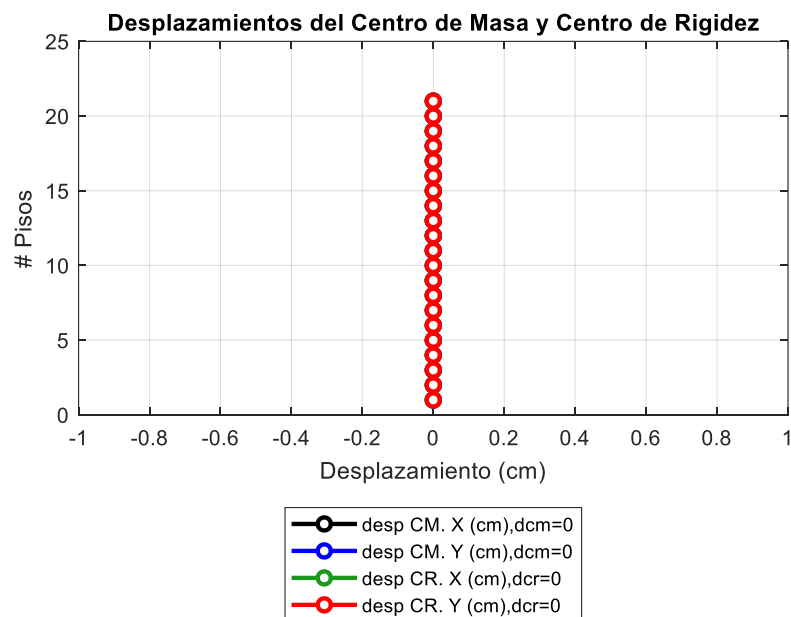
Figura 3.48. Desplazamiento del centro de masa y centro de rigidez edificio 16 pisos



Fuente: (Autoría propia)

Edificio 20 Pisos

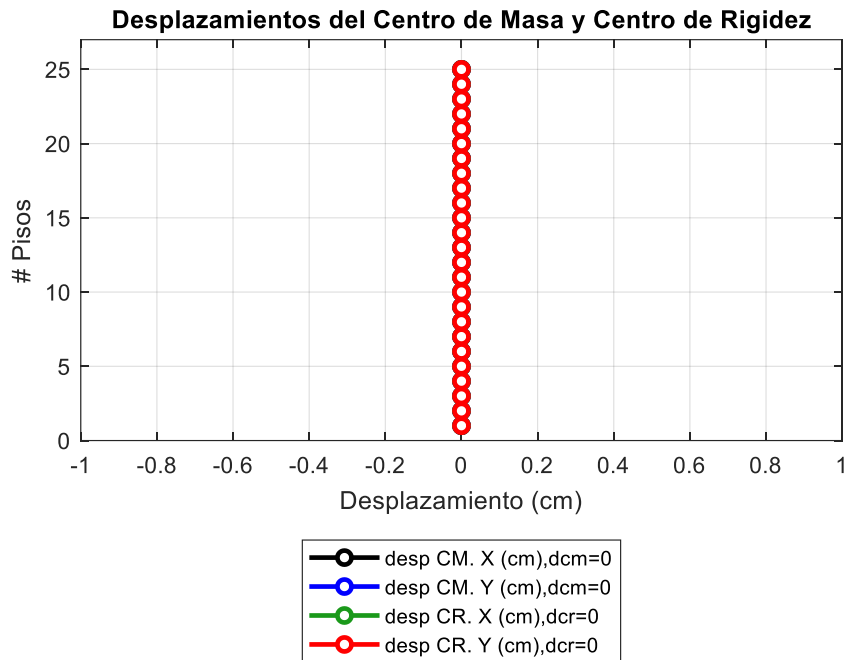
Figura 3.49. Desplazamiento del centro de masa y centro de rigidez edificio 20 pisos



Fuente: (Autoría propia)

Edificio 24 Pisos

Figura 3.50. Desplazamiento del centro de masa y centro de rigidez edificio 24 pisos



Fuente: (Autoría propia)

3.4.8.8. Rigidez

La rigidez no debe ser analizada por efecto de las envolventes debido a que considera los máximos y mínimos por lo que si sus valores son iguales se restarían, por ello se determinará con los espectros en cada dirección.

La (Tabla 3.25) representa los valores de rigidez mínima de cada piso que se necesita para obtener los valores de derivas que se indicaron en la (Tabla 3.19).

Tabla 3.25. Valores de rigidez en los modelos

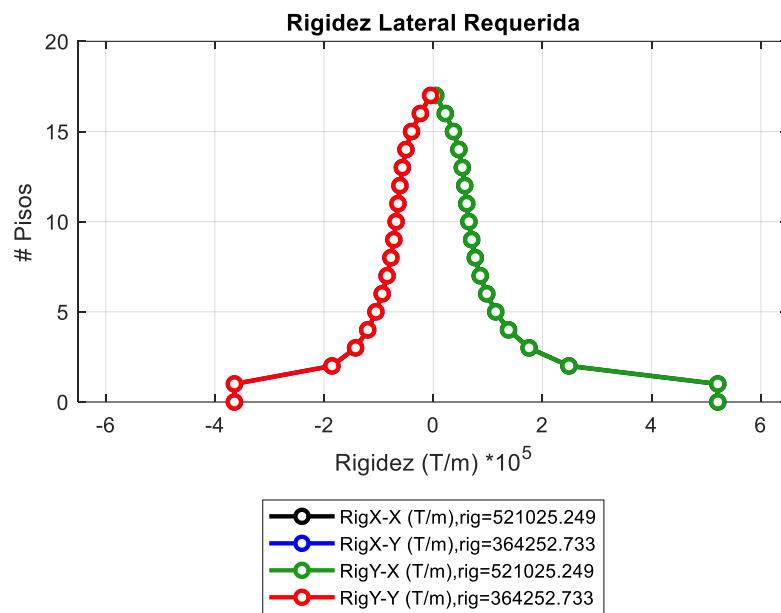
Piso	Edificio 16 pisos				Edificio 20 pisos				Edificio 24 pisos			
	Spec ASCE – X (T/m) *10 ⁵		Spec ASCE – Y (T/m) *10 ⁵		Spec ASCE – X (T/m) *10 ⁵		Spec ASCE – Y (T/m) *10 ⁵		Spec ASCE – X (T/m) *10 ⁵		Spec ASCE – Y (T/m) *10 ⁵	
	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y
0	5.2103	3.6425	5.2103	3.6425	5.7671	3.7204	5.7671	3.7204	5.6420	3.6487	5.6420	3.6487
1	5.2103	3.6425	5.2103	3.6425	5.7671	3.7204	5.7671	3.7204	5.6420	3.6487	5.6420	3.6487
2	2.4842	1.8553	2.4842	1.8553	2.7343	1.9098	2.7343	1.9098	2.6522	1.8537	2.6522	1.8537
3	1.7545	1.4240	1.7545	1.4240	1.9191	1.4709	1.9191	1.4709	1.8558	1.4177	1.8558	1.4177
4	1.3780	1.2011	1.3780	1.2011	1.5014	1.2414	1.5014	1.2414	1.4527	1.1922	1.4527	1.1922
5	1.1426	1.0507	1.1426	1.0507	1.2403	1.0839	1.2403	1.0839	1.2038	1.0410	1.2038	1.0410
6	0.9791	0.9366	0.9791	0.9366	1.0567	0.9607	1.0567	0.9607	1.0307	0.9259	1.0307	0.9259
7	0.8591	0.8469	0.8591	0.8469	0.9186	0.8591	0.9186	0.8591	0.9011	0.8328	0.9011	0.8328
8	0.7695	0.7768	0.7695	0.7768	0.8111	0.7751	0.8111	0.7751	0.7993	0.7559	0.7993	0.7559
9	0.7028	0.7230	0.7028	0.7230	0.7273	0.7077	0.7273	0.7077	0.7176	0.6918	0.7176	0.6918
10	0.6527	0.6815	0.6527	0.6815	0.6637	0.6561	0.6637	0.6561	0.6519	0.6387	0.6519	0.6387
11	0.6127	0.6465	0.6127	0.6465	0.6179	0.6193	0.6179	0.6193	0.5998	0.5953	0.5998	0.5953
12	0.5753	0.6110	0.5753	0.6110	0.5870	0.5945	0.5870	0.5945	0.5596	0.5607	0.5596	0.5607
13	0.5312	0.5663	0.5312	0.5663	0.5666	0.5779	0.5666	0.5779	0.5299	0.5338	0.5299	0.5338
14	0.4684	0.5012	0.4684	0.5012	0.5515	0.5645	0.5515	0.5645	0.5092	0.5136	0.5092	0.5136
15	0.3702	0.3986	0.3702	0.3986	0.5361	0.5491	0.5361	0.5491	0.4956	0.4986	0.4956	0.4986
16	0.2199	0.2372	0.2199	0.2372	0.5144	0.5261	0.5144	0.5261	0.4870	0.4871	0.4870	0.4871
17	0.0440	0.0470	0.0440	0.0470	0.4795	0.4891	0.4795	0.4891	0.4805	0.4772	0.4805	0.4772
18					0.4225	0.4303	0.4225	0.4303	0.4729	0.4666	0.4729	0.4666
19					0.3315	0.3379	0.3315	0.3379	0.4610	0.4523	0.4610	0.4523
20					0.1953	0.1985	0.1953	0.1985	0.4412	0.4308	0.4412	0.4308
21					0.0414	0.0413	0.0414	0.0413	0.4088	0.3975	0.4088	0.3975
22									0.3574	0.3464	0.3574	0.3464
23									0.2781	0.2689	0.2781	0.2689
24									0.1622	0.1558	0.1622	0.1558
25									0.0342	0.0322	0.0342	0.0322

Fuente: (Autoría propia)

Los gráficos siguientes indican los valores de rigidez necesaria en cada una de las plantas de los modelos para mantener los resultados obtenidos.

Edificio 16 Pisos

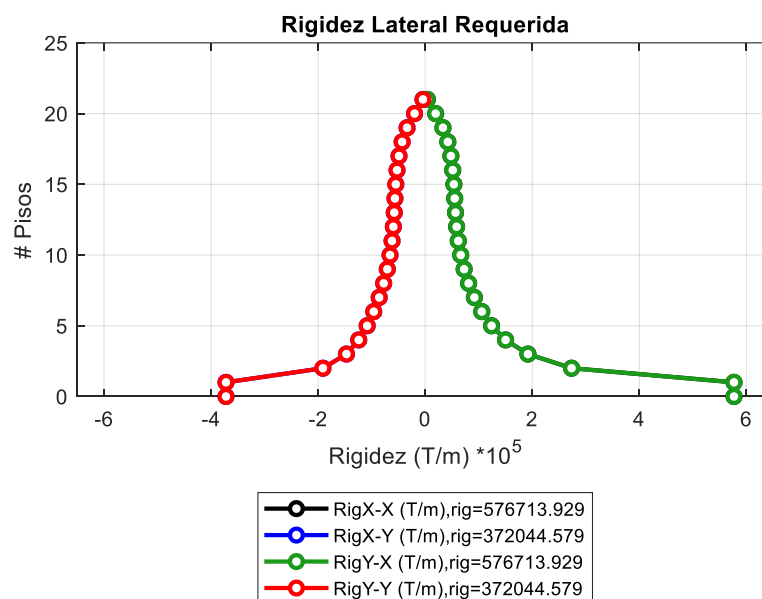
Figura 3.51. Rigidez edificio 16 pisos



Fuente: (Autoría propia)

Edificio 20 Pisos

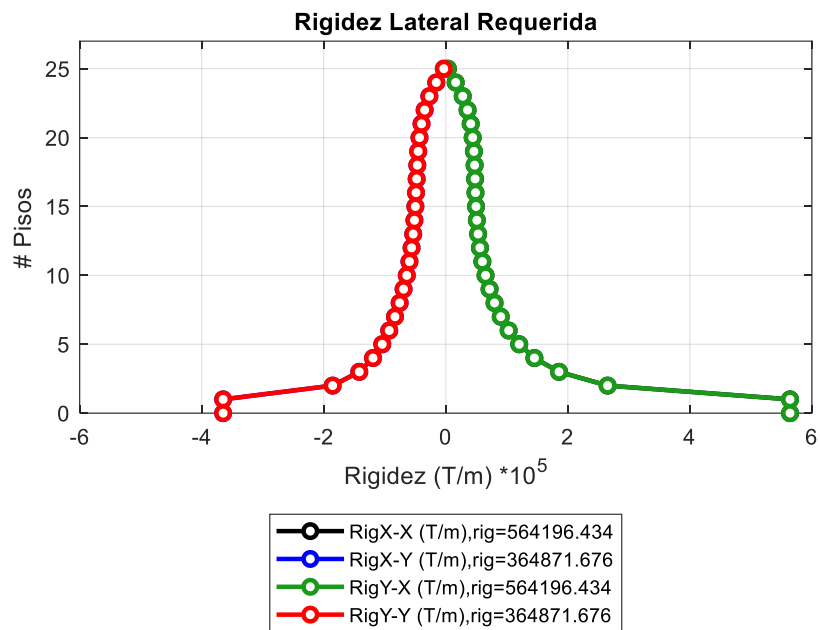
Figura 3.52. Rigidez edificio 20 pisos



Fuente: (Autoría propia)

Edificio 24 Pisos

Figura 3.53. Rigidez edificio 24 pisos



Fuente: (Autoría propia)

3.4.8.9. Carga Lateral

La distribución de fuerza por piso se determinará en base a los resultados de cortante obtenidos en la (Tabla 3.21) al restar el valor superior menos el inferior según el espectro utilizado en el análisis.

Tabla 3.26. Valores de carga lateral en los modelos

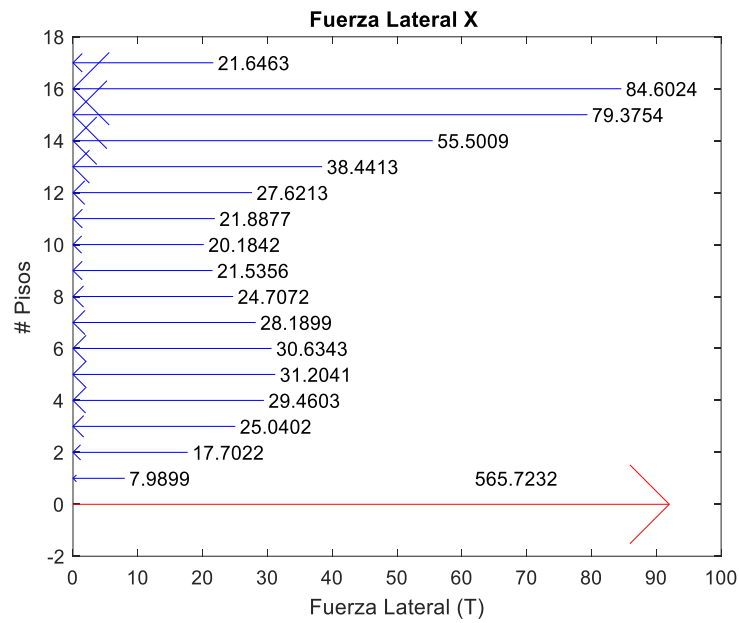
Piso	Edificio 16 pisos		Edificio 20 pisos		Edificio 24 pisos	
	Spec ASCE X (T)	Spec ASCE Y (T)	Spec ASCE X (T)	Spec ASCE Y (T)	Spec ASCE X (T)	Spec ASCE Y (T)
	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y
0	-565.7232	-564.0931	-594.9554	-589.393	-590.0261	-564.6094
1	7.9899	7.8993	7.05	7.3374	6.1499	6.2026
2	17.7022	17.8209	15.9158	16.8328	13.714	13.7547
3	25.0402	25.0814	23.2682	24.411	19.8611	19.4626
4	29.4603	29.1862	28.467	29.5837	24.2521	23.2214
5	31.2041	30.4331	31.5896	32.3532	27.1302	25.3343
6	30.6343	29.1916	32.6699	32.6112	28.6434	25.9469
7	28.1899	26.193	31.6932	30.3763	28.8548	25.197
8	24.7072	22.7107	28.6489	26.0353	27.6498	23.4049
9	21.5356	20.3287	23.8212	20.367	25.1292	20.9054
10	20.1842	20.5035	18.0384	14.4759	21.5354	17.9415
11	21.8877	24.1684	12.5406	9.643	17.3481	14.7595
12	27.6213	31.6579	8.7206	7.0438	12.9963	11.646
13	38.4413	43.0457	7.5979	7.4783	8.9526	8.9382
14	55.5009	58.5545	9.6717	11.2902	5.661	6.9915
15	79.3754	78.3738	15.1056	18.4246	3.6873	6.1006
16	84.6024	79.3174	24.1084	28.5983	3.511	6.5367
17	21.6463	19.627	37.2478	41.609	5.4464	8.6073
18			55.2575	57.5575	9.5428	12.6097
19			78.4864	76.5753	15.8335	18.7478
20			82.4692	76.4974	24.6101	27.1089
21			22.5875	20.2918	36.5947	37.8151
22					52.7097	51.1863
23					73.4004	67.4443
24					76.1153	67.0277
25					20.697	17.7185

Fuente: (Autoría propia)

Los resultados de carga lateral de la (Tabla 3.26) indican el valor del cortante aplicado piso por piso desde la base.

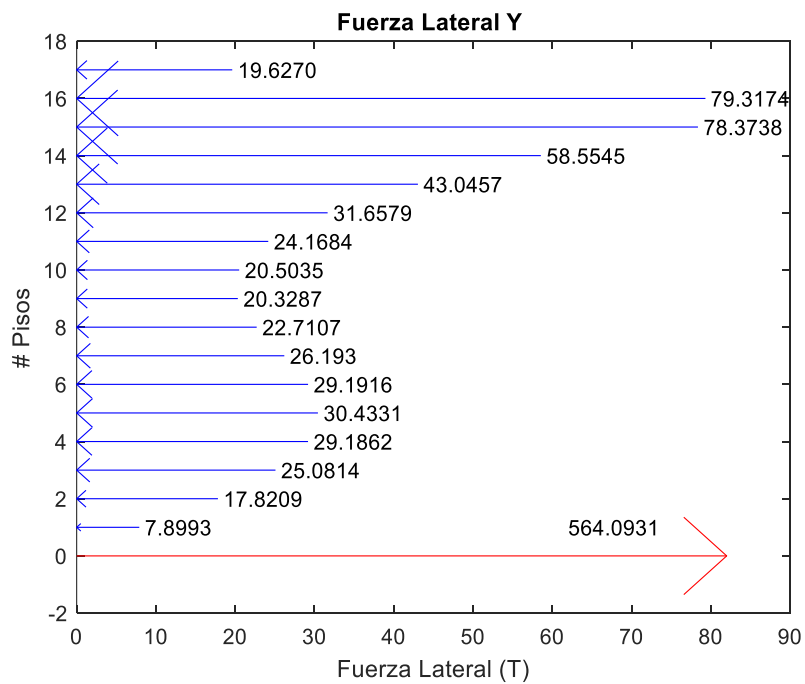
Edificio 16 Pisos

Figura 3.54. Carga lateral en X edificio 16 pisos



Fuente: (Autoría propia)

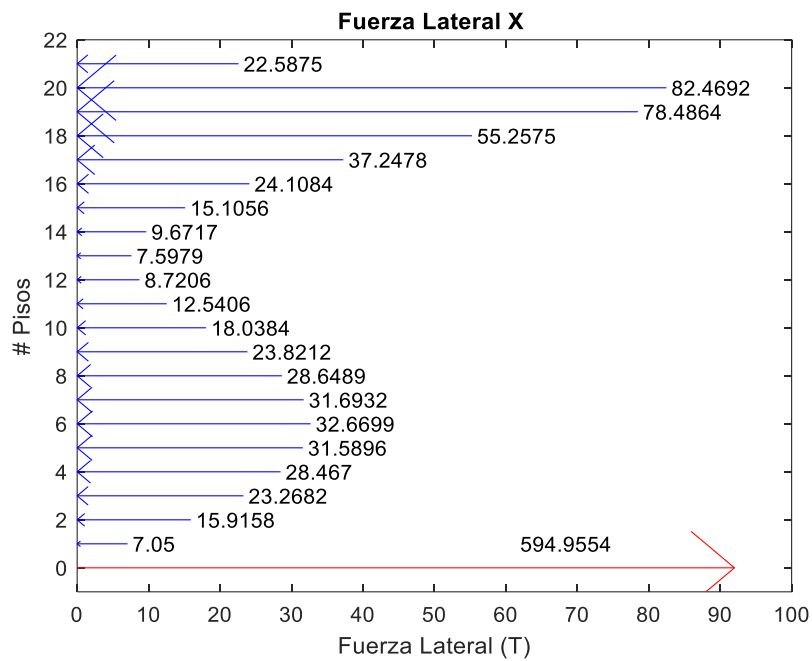
Figura 3.55. Carga lateral en Y edificio 16 pisos



Fuente: (Autoría propia)

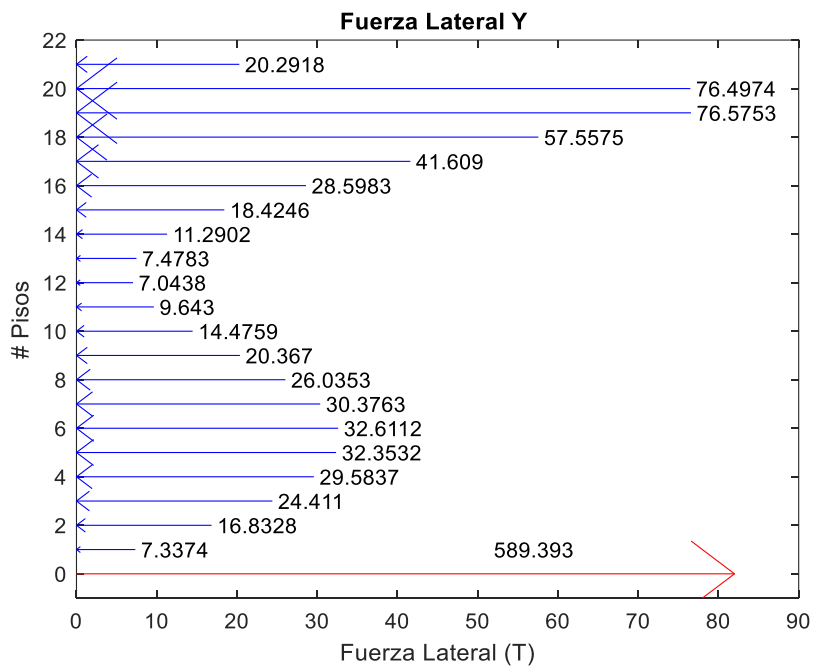
Edificio 20 Pisos

Figura 3.56. Carga lateral en X edificio 16 pisos



Fuente: (Autoría propia)

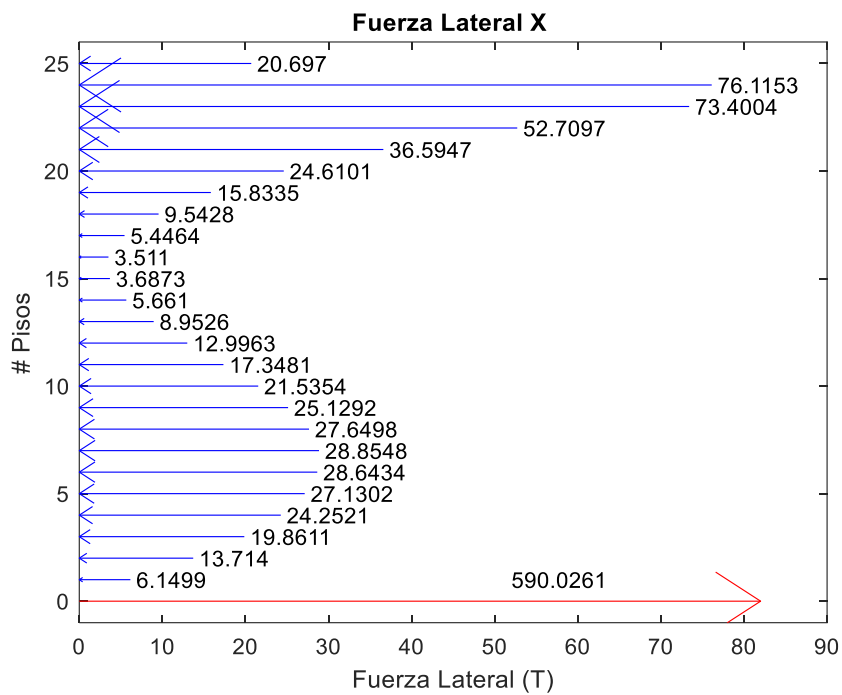
Figura 3.57. Carga lateral en Y edificio 20 pisos



Fuente: (Autoría propia)

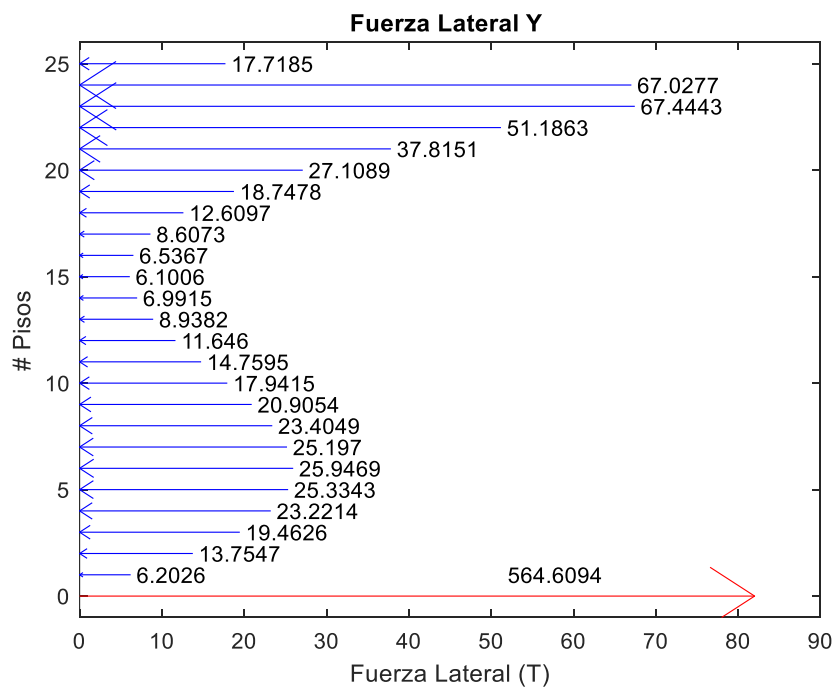
Edificio 24 Pisos

Figura 3.58. Carga lateral en X edificio 24 pisos



Fuente: (Autoría propia)

Figura 3.59. Carga lateral en Y edificio 24 pisos



Fuente: (Autoría propia)

3.4.8.10. Factor de amplificación

Este factor representa la torsión mediante la relación entre el valor máximo y el valor promedio de deriva que se desplaza un piso, para determinarlo es necesario calcular la deriva máxima promedio del punto más extremo.

Tabla 3.27. Valores de ampliación por torsión en los modelos

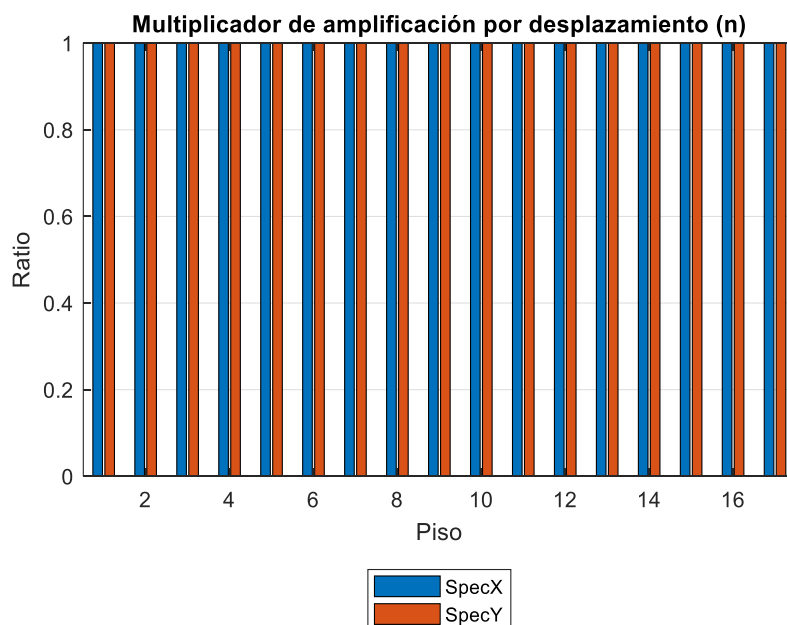
Piso	Edificio 16 pisos		Edificio 20 pisos		Edificio 24 pisos	
	Spec ASCE X	Spec ASCE Y	Spec ASCE X	Spec ASCE Y	Spec ASCE X	Spec ASCE Y
	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y
0	1	1	1	1	1	1
1	1	1	1	1	1	1
2	1	1	1	1	1	1
3	1	1	1	1	1	1
4	1	1	1	1	1	1
5	1	1	1	1	1	1
6	1	1	1	1	1	1
7	1	1	1	1	1	1
8	1	1	1	1	1	1
9	1	1	1	1	1	1
10	1	1	1	1	1	1
11	1	1	1	1	1	1
12	1	1	1	1	1	1
13	1	1	1	1	1	1
14	1	1	1	1	1	1
15	1	1	1	1	1	1
16	1	1	1	1	1	1
17	1	1	1	1	1	1
18			1	1	1	1
19			1	1	1	1
20			1	1	1	1
21			1	1	1	1
22					1	1
23					1	1
24					1	1
25					1	1

Fuente: (Autoría propia)

El valor máximo de este factor según la ASCE es de 1.2 que es equivalente al 5% de torsión, pero se permite hasta 1.4 dependiendo de la tipología estructural, otra cosa a tomar en cuenta es que se debe realizar un análisis no lineal al sobrepasar el valor de 1.2 ya no se utiliza el análisis lineal. Los resultados obtenidos no superan el límite mínimo por lo cual los modelos cumplen.

Edificio 16 Pisos

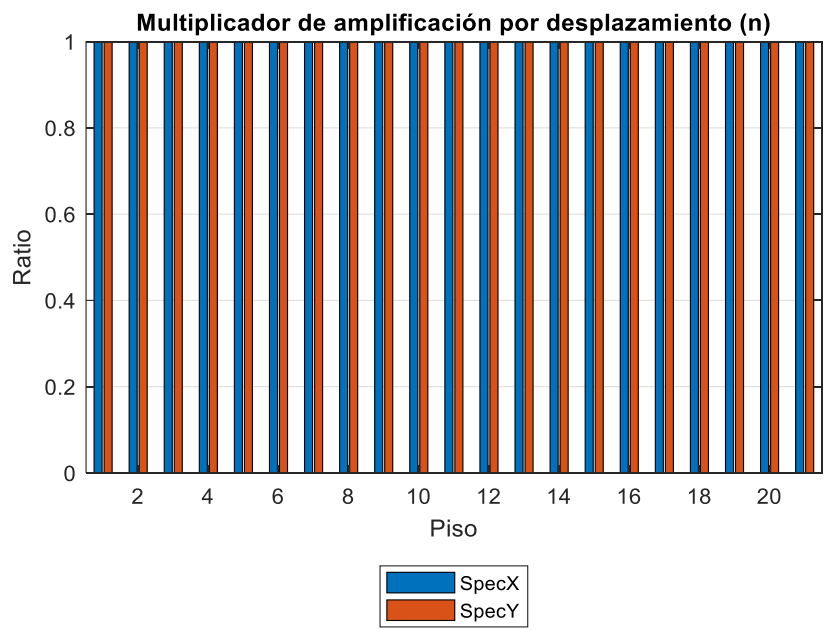
Figura 3.60. Factor de desplazamiento edificio 16 pisos



Fuente: (Autoría propia)

Edificio 20 Pisos

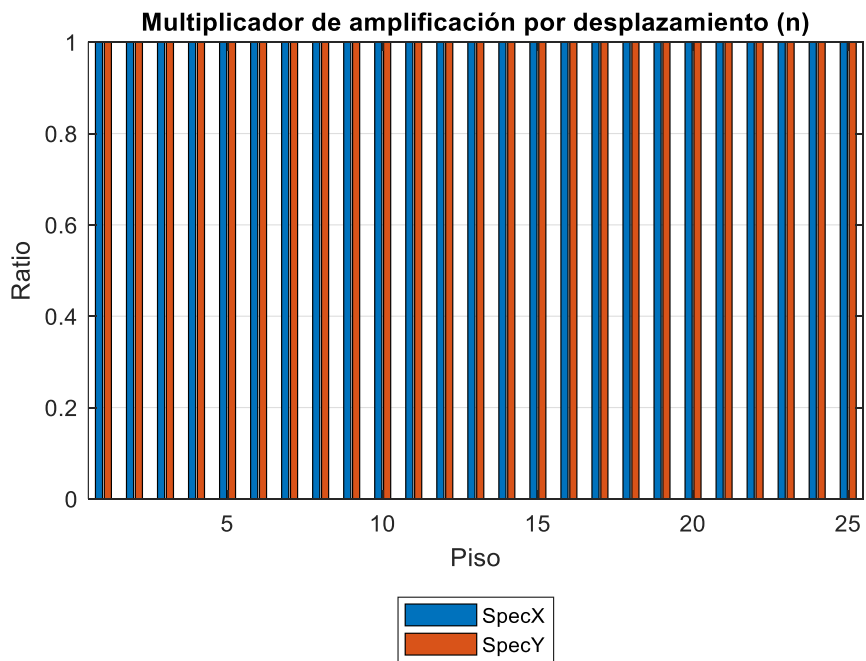
Figura 3.61. Factor de desplazamiento edificio 20 pisos



Fuente: (Autoría propia)

Edificio 24 Pisos

Figura 3.62. Factor de desplazamiento edificio 24 pisos



Fuente: (Autoría propia)

3.4.8. Diseño de los elementos

Una vez analizadas las estructuras y cumplidos con los requisitos necesarios de modelamiento se puede proceder a diseñar los elementos que la componen en base a las solicitaciones de carga generadas por las combinaciones de carga determinadas en la NEC. Primero se realizará el diseño preliminar en el programa de modelamiento Etabs para luego realizar el diseño definitivo en Excel con hojas de cálculo programadas manualmente para obtener los resultados con la normativa ACI 318-14 Y ACI 318-19.

Combinaciones de carga

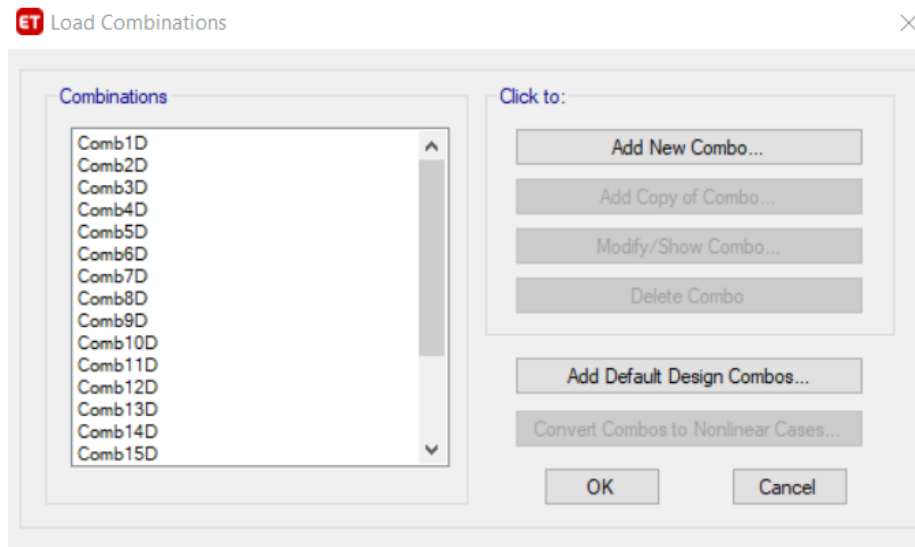
Utilizaremos las mismas combinaciones de carga especificadas anteriormente en la (Tabla 2.2) por lo cual deberemos ingresarlas una por una en el programa para después crear una envolvente con las mismas. Nos dirigiremos a Define, Load Combinations, New Combo.

Figura 3.63. Combinaciones de carga en ETABS

N°	Combinaciones
1	$1.4(D+Pp)$
2	$1.2(D+Pp)+1.6L$
3	$1.438(D+Pp)+0.5L+1Sx+0.3Sy$
4	$1.438(D+Pp)+0.5L+1Sx-0.3Sy$
5	$1.438(D+Pp)+0.5L-1Sx+0.3Sy$
6	$1.438(D+Pp)+0.5L-1Sx-0.3Sy$
7	$1.438(D+Pp)+0.5L+1Sy+0.3Sx$
8	$1.438(D+Pp)+0.5L+1Sy-0.3Sx$
9	$1.438(D+Pp)+0.5L-1Sy+0.3Sx$
10	$1.438(D+Pp)+0.5L-1Sy-0.3Sx$
11	$0.662(D+Pp)+1Sx+0.3Sy$
12	$0.662(D+Pp)+1Sx-0.3Sy$
13	$0.662(D+Pp)-1Sx+0.3Sy$
14	$0.662(D+Pp)-1Sx-0.3Sy$
15	$0.662(D+Pp)+1Sy+0.3Sx$
16	$0.662(D+Pp)+1Sy-0.3Sx$
17	$0.662(D+Pp)-1Sy+0.3Sx$
18	$0.662(D+Pp)-1Sy-0.3Sx$

Fuente: (Autoría propia)

Figura 3.64. Creación de combinaciones de carga

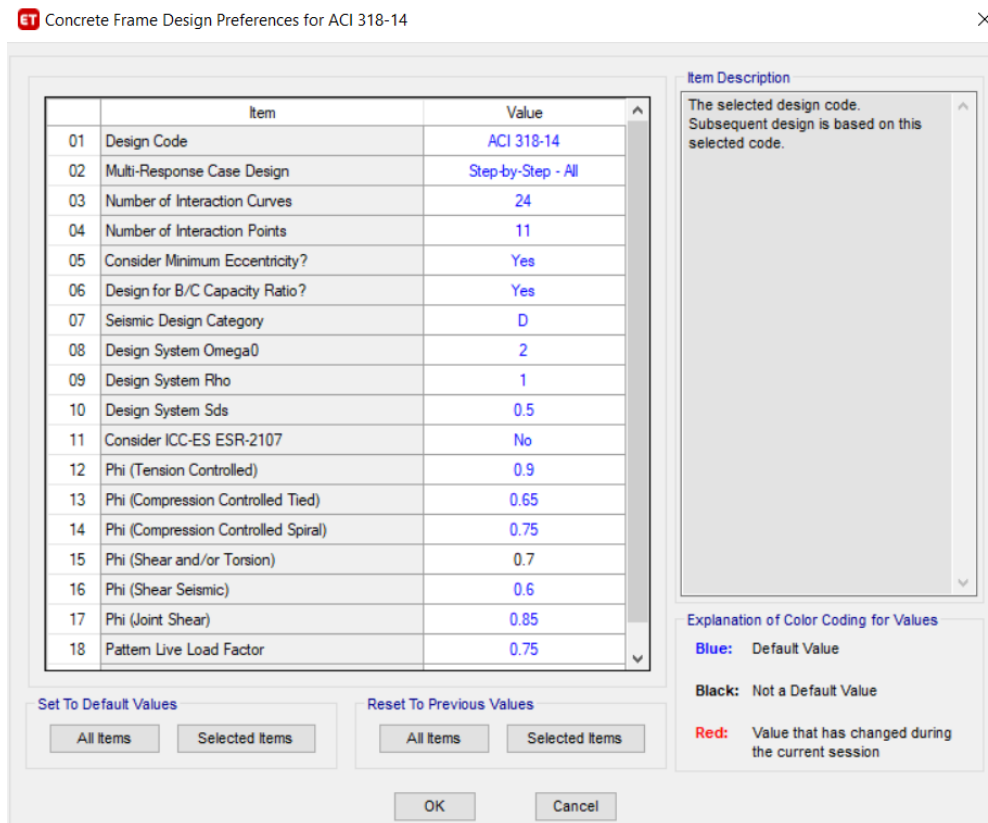


Fuente: (Software Etabs)

3.4.8.1. Diseño de elementos frame

Proseguimos con el diseño de elementos frame específicamente los elementos columna y viga en el programa detallando su sección transversal, el programa con su módulo de diseño primero determinara la demanda y la comparara con la capacidad verificando que esta sea mayor mediante las ecuaciones de la ACI, debemos verificar las preferencias de diseño especificando el código de diseño que vamos a utilizar para las respectivas ecuaciones de flexión, cortante y axial. Seleccionamos el modelo, vamos a la opción Design, Concrete Frame Design, Revise Preferences.

Figura 3.65. Preferencias de diseño

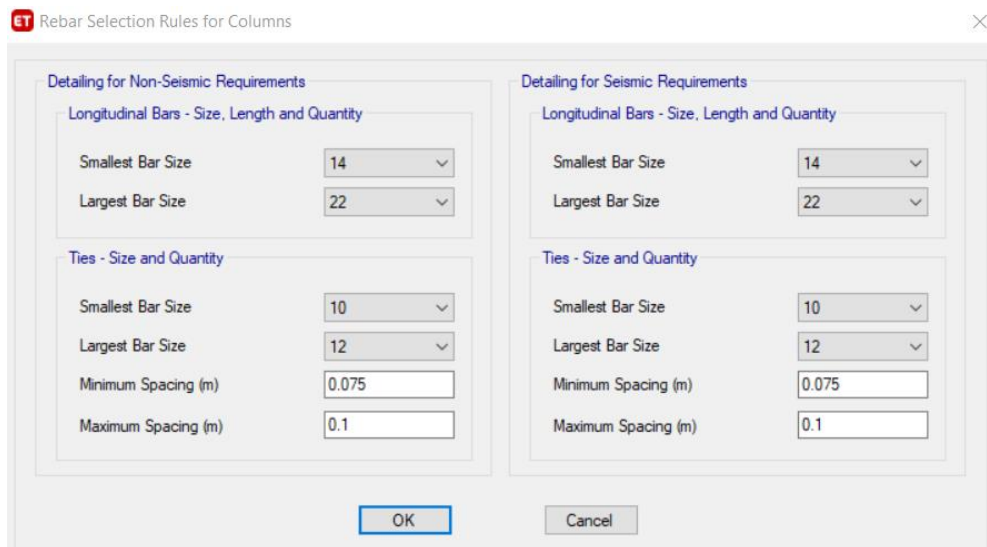


Fuente: (Software Etabs)

En esta ventana podemos cambiar los valores de los coeficientes para la reducción de resistencia de acuerdo a nuestra normativa de diseño, así como la categoría sísmica de diseño dependiendo del tipo de amenaza.

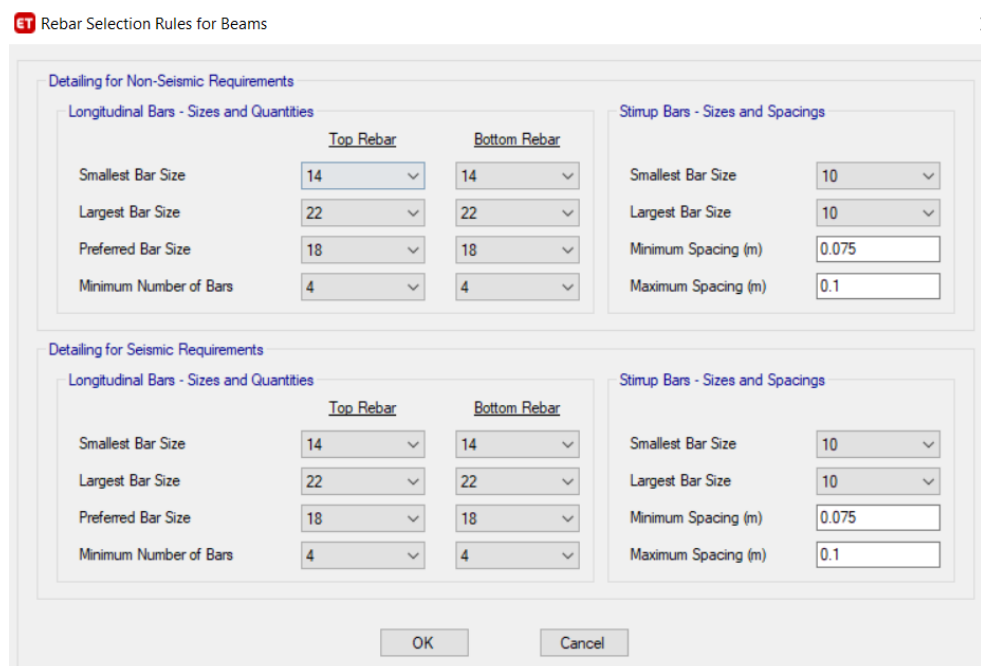
Después vamos a definir los detalles tanto para el armado de columnas como el de vigas para lo cual es fundamental definir el tamaño del acero longitudinal y transversal, así como el espaciamiento de los estribos teniendo en cuenta requerimientos sísmicos de diseño.

Figura 3.66. Preferencias para diseño de columnas



Fuente: (Software Etabs)

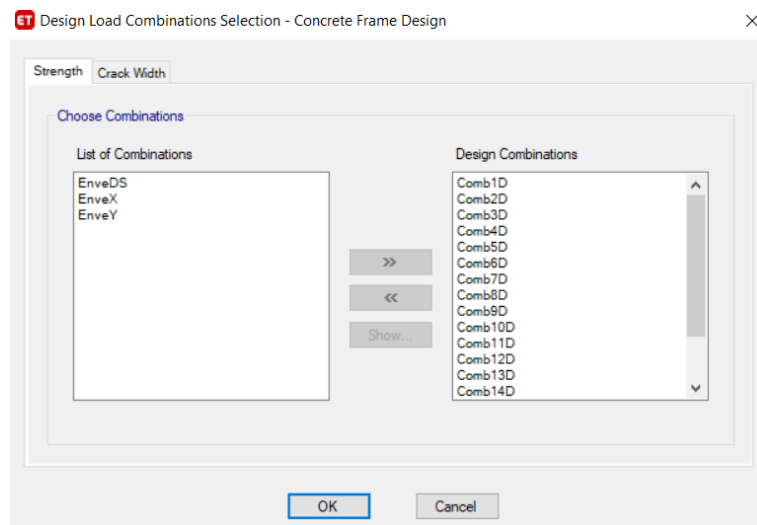
Figura 3.67. Preferencias para diseño de vigas



Fuente: (Software Etabs)

Definidas las preferencias ahora debemos seleccionar las cargas para el diseño que se deben tomar en cuenta, en esta opción no seleccionaremos las envolventes debido a que por la superposición algunas combinaciones se eliminarían.

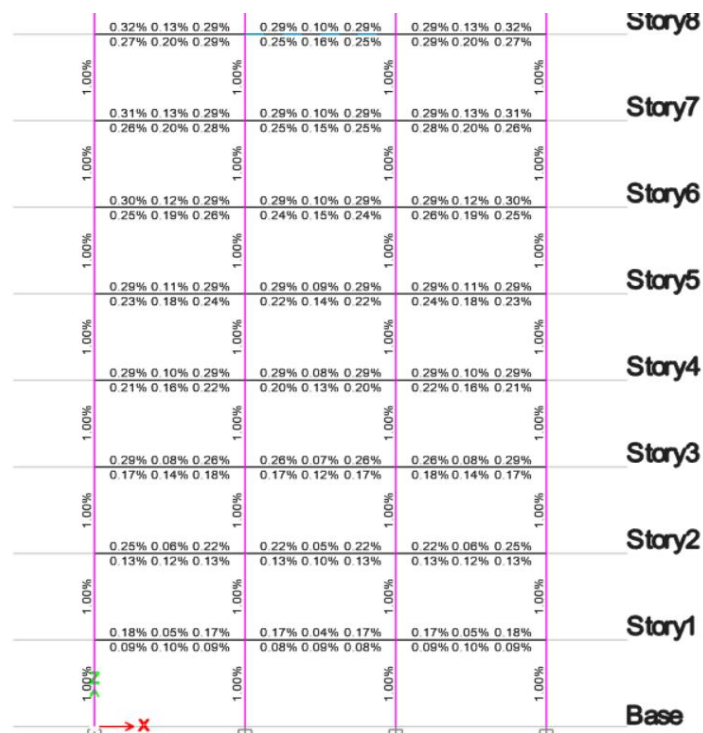
Figura 3.68. Cargas de diseño



Fuente: (Software Etabs)

Por último, seleccionamos la opción Star Design/Check para que el programa empiece con el diseño de los elementos estructurales, debemos tomar en cuenta que el programa marcará de color rojo los elementos que no cumplan con la capacidad necesaria para resistir la demanda.

Figura 3.69. Resultados de diseño



Fuente: (Software Etabs)

Podemos seleccionar la manera en la que queramos ver los resultados ya sea en cm^2 o en porcentaje de acero como en la (Figura 3.69), para obtener un resumen más detallado elegiremos una columna y seleccionaremos la opción Details.

Figura 3.70. Resumen del diseño en el programa

ETABS Concrete Frame Design

ACI 318-14 Column Section Design



Column Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (m)	LLRF	Type
Story1	C8	24	C50*100	Comb18D	2.5	3	0.427	Sway Special

Section Properties

b (m)	h (m)	dc (m)	Cover (Torsion) (m)
0.5	1	0.06	0.0273

Material Properties

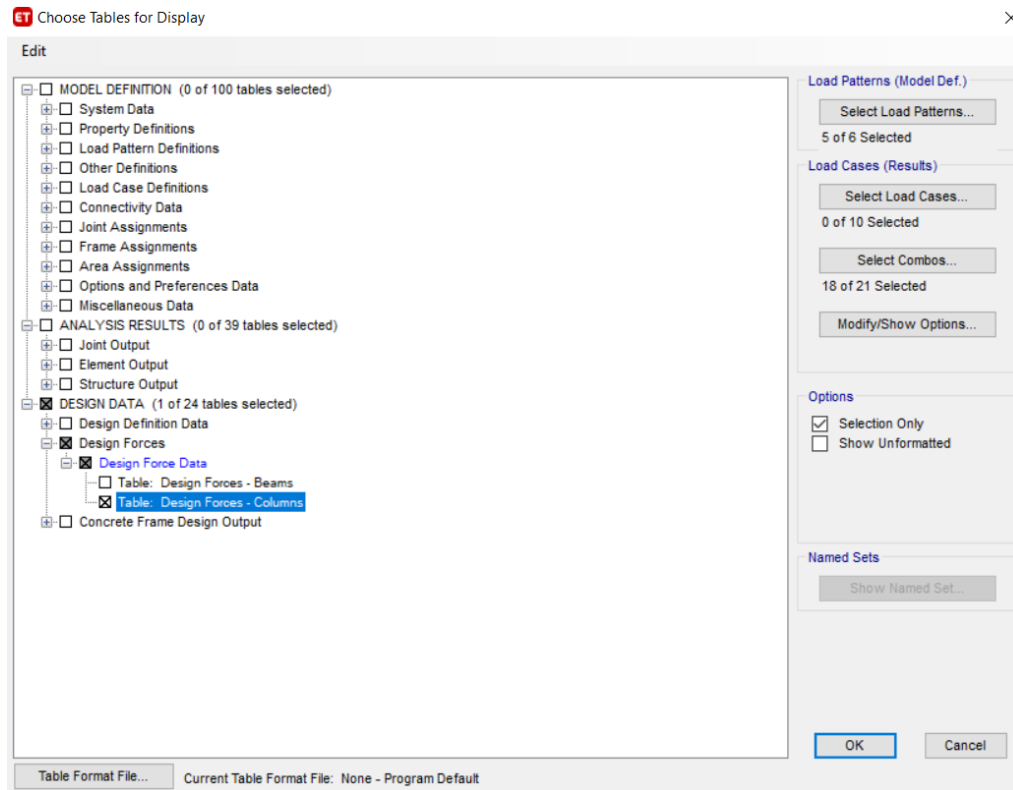
E_c (tonf/m ²)	f'_c (tonf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (tonf/m ²)	f_{ys} (tonf/m ²)
2526713.28	2812.28	1	42184.18	42184.18

Fuente: (Software Etabs)

Después se extrae los resultados de las cargas producidas por axial, flexión y corte en las columnas en un documento de Excel para procesarlas en Matlab obteniendo las máximas solicitaciones e identificando las columnas que sufren mayor demanda para tomarlas como referencia de diseño.

Seleccionaremos los elementos que queremos ver los resultados luego vamos a la opción Display, Show Tables, Design Forces, Columns.

Figura 3.71. Resultados de diseño



Fuente: (Software Etabs)

Una vez obtenidos los resultados los procesaremos con la ayuda del programa MatLab, con lo cual identificaremos la columna que más demanda en cada modelo, así como los valores de axial, flexión, corte y torsión a los que estará sometida como se indica en la (Tabla 3.28), esta información se utilizará para el diseño definitivo.

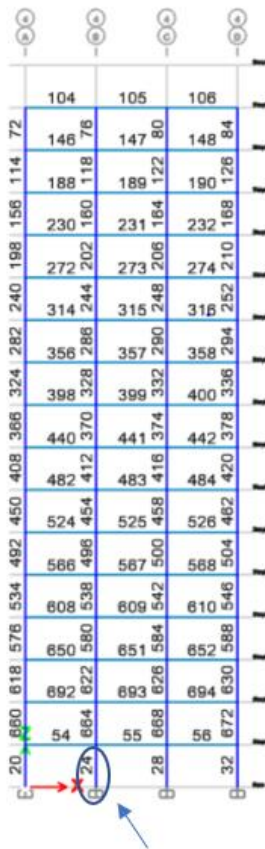
Tabla 3.28. Columnas con mayor demanda en los modelos

Modelo	Columna	Axial	Corte 2	Corte 3	Torsión	Momento 2	Momento 3
	#	(T)	(T)	(T)	(T-m)	(T-m)	(T-m)
Edificio 16 pisos	24	474.91	2.54	6.60	0.00	13.63	8.30
Edificio 20 pisos	24	579.45	2.41	6.71	0.00	13.91	7.89
Edificio 24 pisos	24	681.55	2.40	6.54	0.00	13.57	7.96

Fuente: (Autoría propia)

Obtenidos los resultados en los 3 modelos podemos observar que la columna 24 en la (Figura 3.72) es la que soporta la mayor demanda por lo tanto será tomada como referencia para diseñar el armado de acero longitudinal como transversal.

Figura 3.72. Columna con mayor demanda



Fuente: (Software Etabs)

3.8.4.1.1. Diseño de Columnas

Diseño para carga axial, flexión y torsión

Para realizar el diseño primero se debe verificar cual es la columna que soporta la mayor demanda e identificar en que pórtico se encuentra, después revisaremos la capacidad de las columnas de acuerdo a su diagrama de interacción (Tabla 3.29 y Tabla 3.30).

Tabla 3.29. Capacidad axial de la columna analizada para M3

$\phi(Pn-Mn3)$				Pn-Mn3			
Punto	P (T)	M2(T-m)	M3(T-m)	Punto	P (T)	M2(T-m)	M3(T-m)
1	724.98	0.00	0.00	1	1115.35	0.00	0.00
2	724.98	0.00	53.54	2	1115.35	0.00	82.37
3	683.99	0.00	85.30	3	1052.30	0.00	131.23
4	587.39	0.00	109.17	4	903.68	0.00	167.95
5	483.81	0.00	126.27	5	744.32	0.00	194.26
6	371.52	0.00	137.57	6	571.57	0.00	211.65
7	328.08	0.00	155.33	7	432.77	0.00	204.90
8	265.18	0.00	166.17	8	294.65	0.00	184.64
9	143.76	0.00	136.48	9	159.74	0.00	151.65
10	7.50	0.00	88.12	10	8.33	0.00	97.91
11	-189.83	0.00	0.00	11	-210.92	0.00	0.00

Fuente: (Autoría propia)

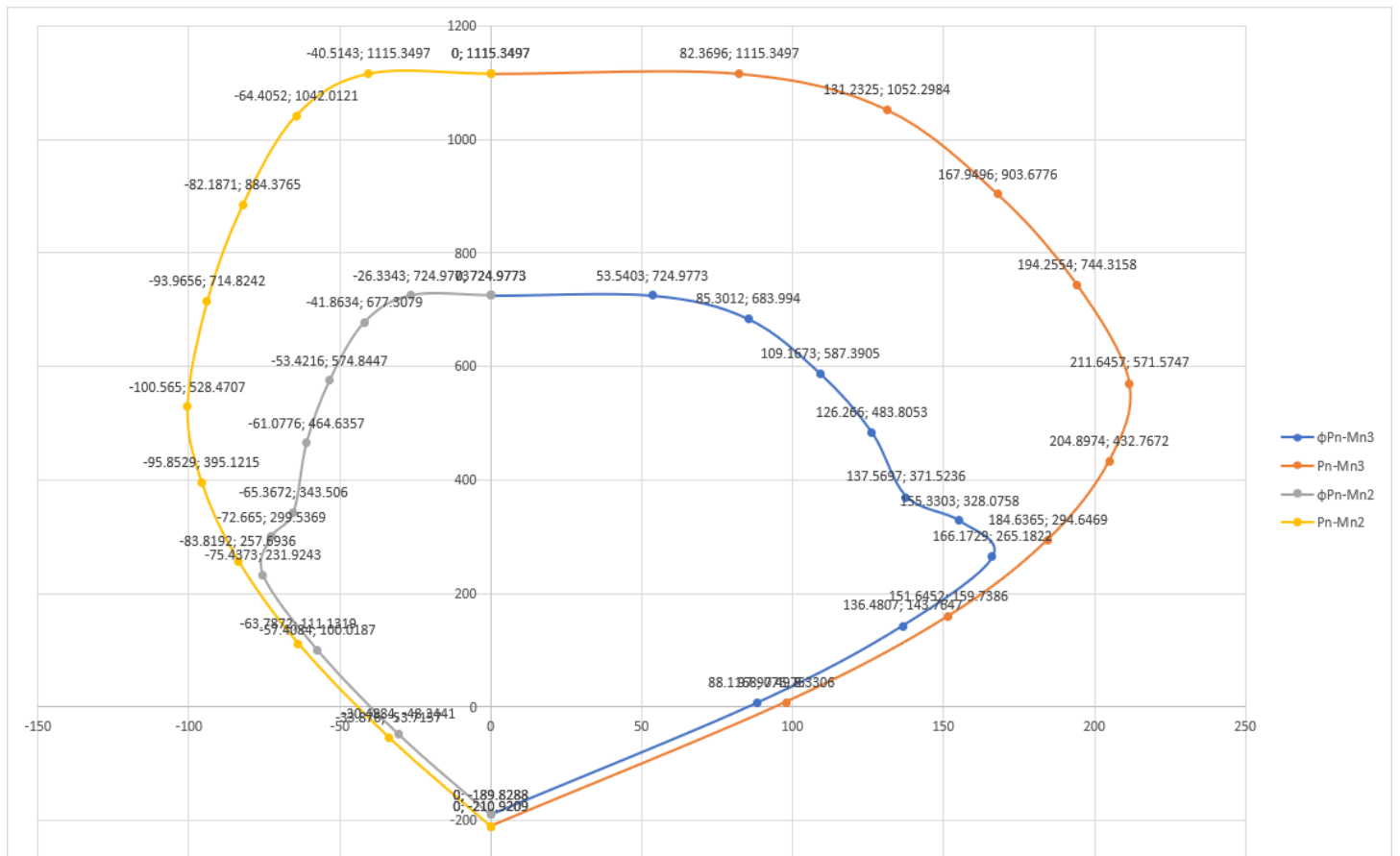
Tabla 3.30. Capacidad axial de la columna analizada para M2

$\phi(Pn-Mn2)$				Pn-Mn2			
Punto	P (T)	M2(T-m)	M3(T-m)	Punto	P (T)	M2(T-m)	M3(T-m)
1	724.98	0.00	0.00	1	1115.35	0.00	0.00
2	724.98	26.33	0.00	2	1115.35	40.51	0.00
3	677.31	41.86	0.00	3	1042.01	64.41	0.00
4	574.84	53.42	0.00	4	884.38	82.19	0.00
5	464.64	61.08	0.00	5	714.82	93.97	0.00
6	343.51	65.37	0.00	6	528.47	100.57	0.00
7	299.54	72.67	0.00	7	395.12	95.85	0.00
8	231.92	75.44	0.00	8	257.69	83.82	0.00
9	100.02	57.41	0.00	9	111.13	63.79	0.00
10	-48.34	30.49	0.00	10	-53.72	33.88	0.00
11	-189.83	0.00	0.00	11	-210.92	0.00	0.00

Fuente: (Autoría propia)

Al haber modelado los edificios con elementos de igual geometría el diagrama de interacción (Figura 3.73) será el mismo para los 3 modelos.

Figura 3.73. Diagrama de interacción de la columna



Fuente: (Autoría propia)

$$P_o = 0.85f'_c * (A_g - A_{st}) \quad (\text{ACI Committee 318, 2019, 22.4.2.2})$$

$$P_{n_max} = 0.80 * P_o$$

Tabla 3.31. Demanda y Capacidad de columnas para axial y flexión

		Demanda			ACI 318-14		ACI 318-19	
		Edif 16 pisos	Edif 20 pisos	Edif 24 pisos	Capacidad	Revisión	Capacidad	Revisión
Axial	(T)	474.91	579.45	681.55	724.98	ok	724.98	ok
Momento 2	(T-m)	13.63	13.91	13.57	53.42	ok	53.42	ok
Momento 3	(T-m)	8.30	7.89	7.96	53.42	ok	53.42	ok

Fuente: (Autoría propia)

Diseño para cortante

El diseño a corte de columnas se realizará en base a la (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**) y los datos podrían variar dependiendo de la demanda que se necesite cubrir.

Tabla 3.32. Datos para diseño de columnas

ϕ	0.75	
λ	1.00	
f'c	280.00	kg/cm ²
fy	4200.00	kg/cm ²
B	50.00	cm
H	100.00	cm
hcolumna	3.00	m
rec	4.00	cm
ϕ estribo	1.00	cm
ϕ ref longi	1.80	cm
S confin	10.00	cm
# ramas L	5.00	
# ramas C	4.00	
% As	1	%

Fuente: (Autoría propia)

El armado seleccionado para las columnas será del 1% con lo que se pretende que se encuentren al mínimo.

$$As = B * H * \frac{\%As}{100} = 50 \text{ cm}^2$$

$$\#var_{long} = \frac{As}{area_{ref_{long}}} = 20$$

$$As_{var_{long}} = \#var_{long} * area_{ref_{long}} = 50.87 \text{ cm}^2$$

$$bw = 50 \text{ cm}$$

$$d = H - rec - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{ref_{long}}}{2} = 94.1 \text{ cm}$$

$$\rho_w = \frac{A_{s_var_long}}{b_w * d} = 1.08 \%$$

$$N_u = P_u = 474.9 T$$

$$A_{v_{min}} = 0.2 * \sqrt{f'c} * \frac{b_w * s}{f_y} = 0.398 \text{ cm}^2$$

$$A_{v_{min}} = 3.5 * \frac{b_w * s}{f_y} = 0.417 \text{ cm}^2$$

$$A_v = (\#ramasL + \#ramasC) * \text{area estribo} = 7.06 \text{ cm}^2$$

El valor de acero de refuerzo para estribos se seleccionará entre el mínimo calculado y el del definido para el diseño.

$$A_{v_colocado} = 7.06 \text{ cm}^2$$

$$V_{max_pr_Mu} = \frac{M_{u_{max}} * 2}{h \text{ columna}} = 9.09 T$$

Para determinar el valor del cortante probable por momento nominal utilizaremos los valores máximos de momento de la (Tabla 3.29 y Tabla 3.30).

$$V_{max_pr_Mn} = \frac{M_{u_{max}} * 2}{h \text{ columna}} = 110.78 T$$

$$V_{calculado} = \text{maximo valor entre } (V_{u2} \text{ y } V_{u3}) = 6.59 T$$

$$V_u = 110.78 T$$

$$V_s = \frac{A_{v_colocado} * f_y * d}{s_{confi}} = 279.22 T \quad (\text{ACI Committee 318, 2019, 22.5.8.5.3})$$

Cálculo de V_c según sección 22.5.5.1 de la (ACI Committee 318, 2014)

$$V_c = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'c} * b_w * d = 41.73 T$$

$$V_c = \left(0.5 * \lambda * \sqrt{f'c} + 176 * \rho_w * \frac{V_u * d}{M_u} \right) * b_w * d = 48.32 T$$

$$V_c = 0.93 * \lambda * \sqrt{f'_c} * bw * d = 73.22 T$$

El valor de V_c será el mínimo entre los 3 valores calculados.

$$V_c = 41.73 T$$

$$V_n = V_c + V_s = 320.95 T$$

$$\phi V_{n_max} = \phi * (V_c + 2.2 * \sqrt{f'_c} * bw * d) = 161.20 T$$

$$\phi V_n = 161.20 T$$

Cálculo de V_c según sección 22.5.5.1 de la ([ACI Committee 318, 2019](#))

$$V_c = (0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} + \frac{Nu}{6 * Ag}) * bw * d = 116.21 T$$

$$V_c = (2.1 * \lambda * (\rho_w)^{\frac{1}{3}} * \sqrt{f'_c} + \frac{Nu}{6 * Ag}) * bw * d = 111.04 T$$

El valor de V_c será el mínimo entre los 2 valores calculados.

$$V_c = 111.04 T$$

$$V_n = V_c + V_s = 390.26 T$$

$$\phi V_{n_max} = \phi * (V_c + 2.2 * \sqrt{f'_c} * bw * d) = 213.18 T$$

$$\phi V_n = 213.18 T$$

Tabla 3.33. Demanda y Capacidad de columnas para corte

	Demanda	ACI 318-14		ACI 318-19	
	Cortante	Capacidad	Revisión	Capacidad	Revisión
	(T)				
Edif 16 pisos	110.78	161.37	ok	213.29	ok
Edif 20 pisos	110.78	161.37	ok	225.60	ok
Edif 24 pisos	110.78	161.37	ok	237.62	ok

Fuente: (Autoría propia)

3.8.4.1.2. Vigas

Diseño para carga axial, flexión y torsión

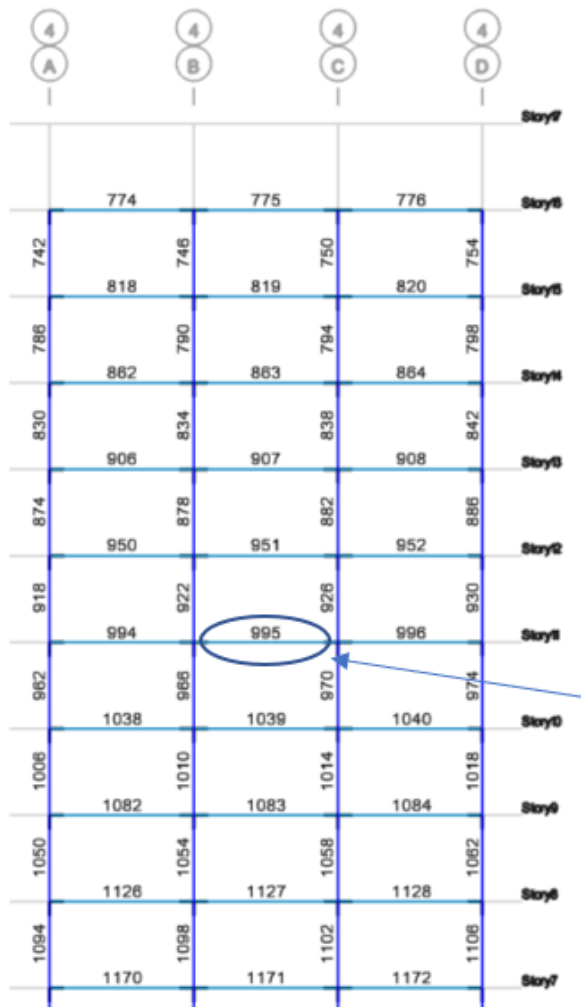
Para poder diseñar las vigas es necesario determinar cuál es la demanda que deben soportar según la (Tabla 3.34) para diseñarlas en base a ello, utilizando las ecuaciones de la ACI 318.

Tabla 3.34. Vigas con mayor demanda en los modelos

Modelo	Viga	Axial	Corte 2	Corte 3	Torsión	Momento 3_(+)	Momento 3_(-)
	#	(T)	(T)	(T)	(T-m)	(T-m)	(T-m)
Edificio 16 pisos	995	0.00	7.30	0.00	3.44	2.25	8.40
Edificio 20 pisos	209	0.00	8.67	0.00	3.96	2.38	8.67
Edificio 24 pisos	169	0.00	8.91	0.00	4.03	2.47	11.25

Fuente: (Autoría propia)

Figura 3.74. Viga con mayor demanda



Fuente: (Software Etabs)

Realizaremos el diseño de las vigas para el modelo de 16 pisos una vez identificada la más crítica, para lo cual utilizamos los siguientes datos y ecuaciones

Tabla 3.35. Datos para diseño de vigas

ϕ	0.75	
λ	1.00	
$f'c$	280.00	kg/cm ²
f_y	4200.00	kg/cm ²
B	40.00	cm
H	50.00	cm
rec	4.00	cm
ϕ estribo	1.00	cm
ϕ ref long	1.60	cm
S	10.00	cm
# ramas L	2.00	
# ramas C	0.00	
% As₋ (+)	0.25	%
% As₋ (-)	0.25	%

Fuente: (Autoría propia)

La resistencia de diseño debe cumplir para cada combinación de carga ya sea para carga axial, flexión o torsión.

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi T_n \geq T_u$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

Debido a que la carga axial en nuestras de vigas en todos los modelos no existe no aplica el diseño para carga axial solamente lo realizaremos para flexión y torsión.

$$bw = 40cm$$

$$d = H - rec - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{ref\ long}}{2} = 44.20\ cm$$

$$A_g = B * H = 2000\ cm^2$$

La cantidad de acero para el armado de la viga se calculará tanto para la parte inferior como superior.

$$A_s = A_g * \frac{\%As(+)}{100} = 5\ cm^2$$

$$\#var_{long} = \frac{As}{area\ ref_{long}} = 3$$

$$Ast = \#var_{long} * area\ ref_{long} = 6.03\ cm^2$$

El refuerzo de acero para la demanda por flexión varía dependiendo de la ubicación del momento.

$$AsMu_{sup} = 0.85 * \frac{f'c}{fy} * bw * d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * Mu(-)}{0.9 * f'c * bw * d^2}}\right) = 5.18\ cm^2$$

$$AsMu_{inf} = 0.85 * \frac{f'c}{fy} * bw * d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * Mu(+)}{0.9 * f'c * bw * d^2}}\right) = 1.36\ cm^2$$

$$Asmin = \frac{0.8 * \sqrt{f'c}}{fy} * bw * d = 5.64\ cm^2$$

$$Asmin = \frac{14}{fy} * bw * d = 5.89\ cm^2$$

La cantidad de acero que se debe colocar, se la obtiene tomando el valor máximo de cuantía entre los valores calculados como se indica, esta se tomara tanto para la parte superior como inferior de la viga.

$$Ast = \max(Ast, AsMu, Asmin) = 6.03\ cm^2$$

$$\#var_{long_min} = \frac{Ast}{area\ ref_{long}} = 3$$

$$\#var_{long_exced} = \frac{Ast - Asmin}{area\ ref_{long}} = 1$$

$$Ast_{min} = \#var_{long_min} * area\ ref_{long} = 6.03\ cm^2$$

$$Ast_{exced} = \#var_{long_exced} * area\ ref_{long} = 2.01\ cm^2$$

$$Ast_{colocado} = (\#var_{long_min} * \#var_{long_exced}) * area\ ref_{long} = 8.04\ cm^2$$

$$Mn_{asmin} = -\frac{45 * bw * d^2 * f'c \left(\left(\frac{20 * Ast_{min} * fy}{17 * bw * d * f'c} - 1 \right)^2 - 1 \right)}{118} = 9.74 Tm$$

$$Mn_{asexced} = -\frac{45 * bw * d^2 * f'c \left(\left(\frac{20 * Ast_{exced} * fy}{17 * bw * d * f'c} - 1 \right)^2 - 1 \right)}{118} = 3.31 Tm$$

$$Mn = Mn_{asmin} + Mn_{asexced} = 13.05 Tm$$

Continuaremos con el diseño a torsión

$$Pcp = 2 * (B - rec) + 2 * (H - rec) = 164 cm$$

$$Acp = (B - rec) * (H - rec) = 1656 cm^2$$

Umbral de torsión según sección 22.7.4.1(a) (ACI Committee 318, 2019)

$$T_{th} = 0.27 * \lambda * \sqrt{f'c} * \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right) * \sqrt{1 + \frac{Nu}{1.1 * Ag * \lambda * \sqrt{f'c}}} = 56.66 T$$

Torsión de fisuración según sección 22.7.5.1(a) (ACI Committee 318, 2019)

$$T_{cr} = \lambda * \sqrt{f'c} * \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right) * \sqrt{1 + \frac{Nu}{1.1 * Ag * \lambda * \sqrt{f'c}}} = 209.85 T$$

$$Aoh = Acp = 1656 cm^2$$

$$Ao = 0.85 * Aoh = 1407.6 cm^2$$

Chequeo Límite de Sección

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw * d} \right)^2 + \left(\frac{Tu * Ph}{1.7Aoh^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{Vc}{bd * d} + 2 * \sqrt{f'c} \right)$$

$$8.70 \leq 13.02 \quad ok$$

Tabla 3.36. Demanda y Capacidad de vigas para flexión y torsión

		Demanda			ACI 318-14		ACI 318-19	
					Capacidad	Revisión	Capacidad	Revisión
		Edif 16 pisos	Edif 20 pisos	Edif 24 pisos				
Torsión	(T-m)	3.44	3.96	4.03	56.66	ok	56.66	ok
Momento (-)	(T-m)	8.40	8.67	11.25	13.05	ok	13.05	ok
Momento (+)	(T-m)	2.25	2.38	2.47	13.05	ok	13.05	ok

Fuente: (Autoría propia)

Diseño para cortante

Continuaremos con el diseño a corte de las vigas para determinar su capacidad, los datos de diseño serán los mismos utilizados en (Tabla 3.35).

$$T_u = 3.44 T$$

$$T_{th} = 56.66 T$$

$$T_u > \phi T_{th} = 3.44 > 56.66 = no \text{ cumple}$$

Por lo tanto, no se necesita estribos por torsión para el armado de las vigas.

$$A_{v_{min}} = 0.2 * \sqrt{f'c} * \frac{bw * s}{fy} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{v_{min}} = 3.5 * \frac{bw * s}{fy} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_v = (\#ramasL + \#ramasC) * \text{area estribo} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\phi V_s = \phi * \frac{A_{v_{colocado}} * f_y * d}{S_{confi}} = 21.86 T$$

$$\rho_w = \frac{A_{s_var_{long}}}{b_w * d} = 0.0068 \%$$

Cálculo de V_c según sección 22.5.5.1 de la (ACI Committee 318, 2014)

$$V_c = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d = 11.76 T$$

$$V_c = \left(0.5 * \lambda * \sqrt{f'_c} + 176 * \rho_w * \frac{V_u * d}{M_u} \right) * b_w * d = 16.91 T$$

$$V_c = 0.93 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d = 27.51 T$$

El valor de V_c será el mínimo entre los 3 valores calculados.

$$\phi V_c = 11.76 T$$

$$\phi V_n = V_c + V_s = 33.62 T$$

$$M_{pr_sup} = 1.25 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 17.72 T * m$$

$$M_{pr_inf} = 1.25 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 17.72 T * m$$

$$a = \frac{1.25 * A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = 4.43$$

$$V_{pr} = \frac{M_{pr_sup} + M_{pr_inf}}{L} = 7.87 T$$

$$V_u = 7.87 T$$

$$\phi(V_c + 2.2\sqrt{f'_c} * b_w * d) = 60.57 T$$

$$V_u \leq \phi(V_c + 2.2\sqrt{f'_c} * b_w * d) = 7.87 \leq 60.57 \quad ok$$

Cálculo de V_c según sección 22.5.5.1 de la (ACI Committee 318, 2019)

$$V_c = (0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} + \frac{Nu}{6 * Ag}) * bw * d = 11.67 T$$

$$V_c = (2.1 * \lambda * (\rho_w)^{\frac{1}{3}} * \sqrt{f'_c} + \frac{Nu}{6 * Ag}) * bw * d = 8.84 T$$

$$\phi V_{c_max} = 1.33 * \lambda * \sqrt{f'_c} * bw * d = 39.35 T$$

El valor de V_c será el mínimo entre los 3 valores calculados.

$$\phi V_c = 11.76 T$$

$$\phi V_n = V_c + V_s = 33.62 T$$

$$Mpr_{sup} = 1.25 * As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 17.72 T * m$$

$$Mpr_{inf} = 1.25 * As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 17.72 T * m$$

$$a = \frac{1.25 * As * fy}{0.85 * f'_c * b} = 4.43$$

$$Vpr = \frac{Mpr_{sup} + Mpr_{inf}}{L} = 7.87 T$$

$$Vu = 7.87 T$$

$$\phi(V_c + 2.2\sqrt{f'_c} * bw * d) = 60.57 T$$

$$Vu \leq \phi(V_c + 2.2\sqrt{f'_c} * bw * d) = 7.87 \leq 60.57 \quad ok$$

Tabla 3.37. Demanda y Capacidad de vigas para corte

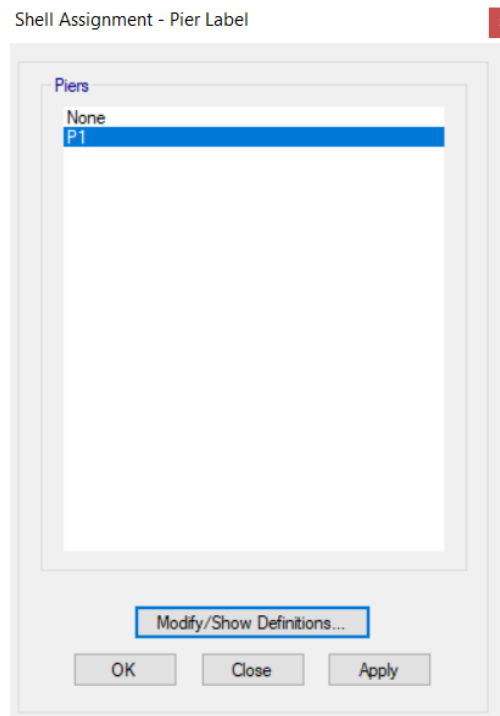
	Demanda	ACI 318-14		ACI 318-19	
	Cortante (T)	Capacidad	Revisión	Capacidad	Revisión
Edif 16 pisos	7.87	33.62	ok	33.62	ok
Edif 20 pisos	8.67	33.62	ok	33.62	ok
Edif 24 pisos	8.91	33.62	ok	33.62	ok

Fuente: (Autoría Propia)

3.4.8.2. Diseño de muros

Como parte del diseño es necesario revisar el armado del muro de corte ya que es el elemento que se encargará de ayudar a las columnas con la demanda debido a su gran rigidez. Para ello debemos agregar la opción Pier al muro para que sea integrado dentro del análisis, seleccionaremos los muros y después la opción Assign, Shell, Pier Label.

Figura 3.75. Asignación de Pier en muros



Fuente: (Autoría propia)

Integrados los muros, para comenzar con el diseño de muros es importante determinar la demanda que va a ser necesario cubrir con la cantidad de acero tanto longitudinal como transversal y la geometría necesaria, las solicitaciones de carga para los 3 modelos se pueden ver en la (Tabla 3.38).

Tabla 3.38. Demanda para diseño de muros

Modelo	Axial	Corte 2	Corte 3	Momento 3	Momento 2
	(T)	(T)	(T)	(T-m)	(T-m)
Edificio 16 pisos	2609.61	493.50	437.35	6900.78	5089.50
Edificio 20 pisos	3428.38	516.20	479.91	7659.29	6420.24
Edificio 24 pisos	4192.96	494.08	475.53	7834.83	6590.98

Fuente: (Autoría propia)

Diseño para carga axial, flexión

Tabla 3.39. Datos para diseño de muros

bw	100	cm
ϕ	0.75	
λ	0.75	
fc	280	kg/cm ²
fy	4200	kg/cm ²
L	400	cm
H	40	cm
hmuro	3	m
rec	2.5	cm
ϕref long	1.8	cm
ϕref trans	1.8	cm
ϕestribos	1.6	cm
S_conf	10	cm
#ramas L	16	
#ramas C	9	
%As	1	%
d	37.5	cm

Fuente: (Autoría propia)

$$A_{S_{longitudinal}} = 0.0015 * bw * d = 5.63 \text{ cm}^2 \text{ (por cara)}$$

$$\phi_{long} = \phi_{ref_long} * bw = 18 \text{ mm}$$

$$Area \phi = \frac{\pi * \phi_{ref_long}^2}{2} = 2.545 \text{ mm}$$

$$\#varillas_{long} = \frac{A_{S_{long}}}{Area\phi} = 2.21 = 3 \text{ (en 100cm por cara)}$$

$$separaci3n = \frac{bw}{\#var_long} = 33.33 = 30 \text{ cm}$$

$$S_{max_{long}} = \frac{L}{3} = 116.67 \text{ cm}$$

$$S_{longitudinal} = 1\phi 18\text{mm}@30\text{cm}$$

$$A_{S_{transversal}} = 0.0025 * bw * d = 9.38 \text{ cm}^2 \text{ (por cara)}$$

$$\phi_{trans} = \phi_{ref_trans} * bw = 22 \text{ mm}$$

$$Area \phi = \frac{\pi * \phi_{ref_trans}^2}{2} = 3.801 \text{ mm}$$

$$\#varillas_{trans} = \frac{A_{S_{trans}}}{Area\phi} = 2.47 = 3 \text{ (en 100cm por cara)}$$

$$separaci3n = \frac{bw}{\#var_trans} = 33.33 = 30 \text{ cm}$$

$$S_{trans} = 3 * H = 120 \text{ cm}$$

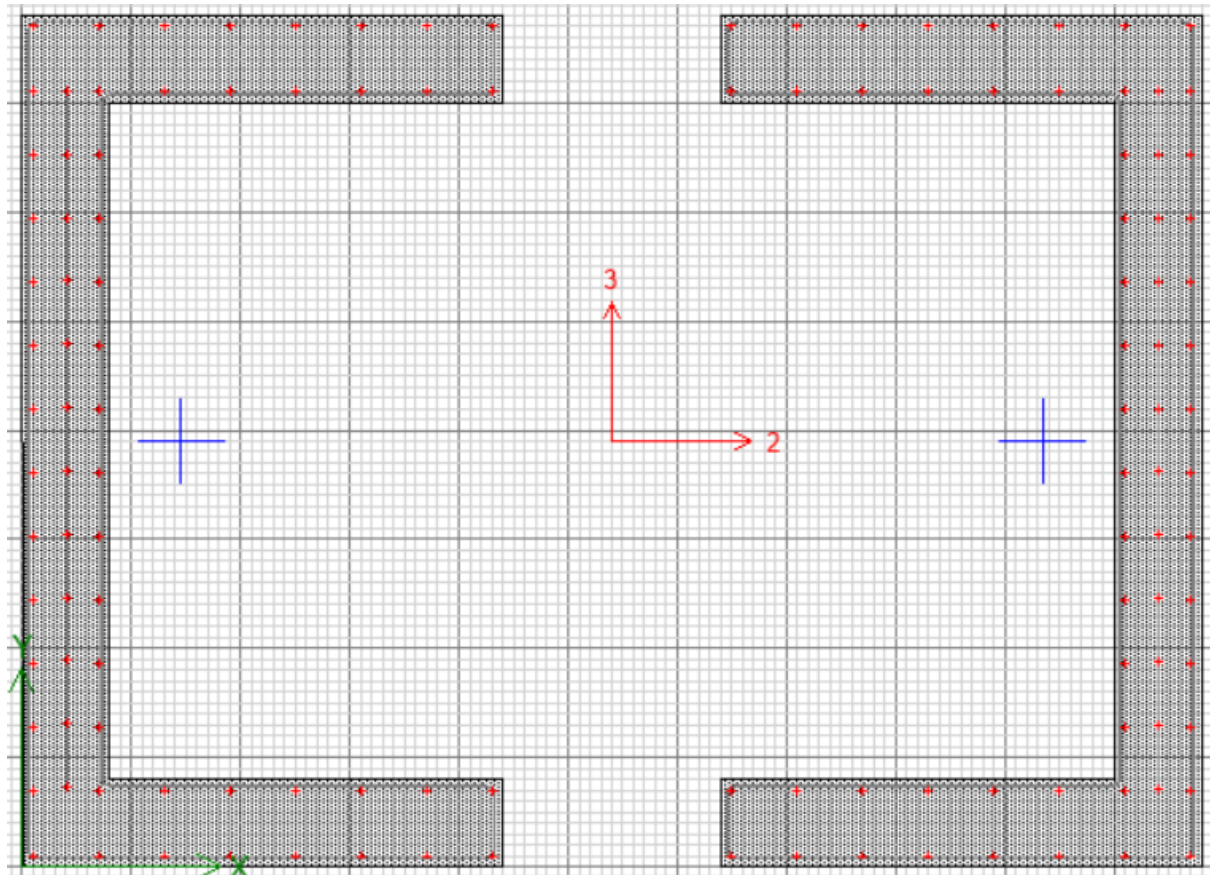
$$S_{trans} = 45 \text{ cm}$$

$$S_{max_{trans}} = 30 \text{ cm}$$

$$S_{transversal} = 1\phi 22\text{mm}@30 \text{ cm}$$

Con los datos de diseño ingresamos en el programa dentro de la sección Design, Shear wall design, Define general pier section, Modify, Section designer.

Figura 3.76. Diseño de la sección del muro



Fuente: (Software Etabs)

Revisaremos los resultados de capacidad del muro con los diagramas de interacción para verificar si la demanda cumple con la capacidad, fue necesario cambiar el armado de acero para cada modelo debido a que la demanda variaba con la altura de la edificación.

Edificio 16 pisos

Tabla 3.40. Capacidad axial del muro analizado para M3 – 16 pisos

Edificio 16 pisos							
$\phi(Pn-Mn3)$				Pn-Mn3			
Point	P	M2	M3	Point	P	M2	M3
	T	T-m	T-m		T	T-m	T-m
1	8464.92	1.61	1.07	1	13022.96	2.48	1.65
2	7496.14	0.69	7499.32	2	11532.53	1.06	11537.42
3	6721.02	0.50	8974.13	3	10340.03	0.77	13806.36
4	5913.07	0.26	10145.10	4	9097.03	0.39	15607.84
5	5056.97	-0.07	11042.61	5	7779.95	-0.10	16988.62
6	4751.74	-0.52	11564.40	6	7310.37	-0.80	17791.38
7	4528.59	-0.63	12360.14	7	6966.61	-0.93	17986.11
8	4305.43	-0.73	13155.89	8	5762.42	-0.93	17115.00
9	4082.27	-0.83	13951.64	9	4535.86	-0.93	15501.82
10	2869.55	-0.83	11701.00	10	3188.39	-0.93	13001.11
11	-1847.14	-2.37	-1.58	11	-2052.38	-2.63	-1.75

Fuente: (Autoría propia)

Tabla 3.41. Capacidad axial del muro analizado para M2 – 16 pisos

Edificio 16 pisos							
$\phi(Pn-Mn2)$				Pn-Mn2			
Point	P	M2	M3	Point	P	M2	M3
	T	T-m	T-m		T	T-m	T-m
1	8464.92	1.61	1.07	1	13022.96	2.48	1.65
2	7445.51	5327.54	0.29	2	11454.63	8196.22	0.45
3	6814.42	6176.03	0.13	3	10483.72	9501.58	0.20
4	6190.94	6806.78	-0.06	4	9524.53	10471.97	-0.09
5	5521.62	7297.11	-0.34	5	8494.81	11226.33	-0.52
6	4769.83	7683.28	-0.71	6	7338.20	11820.43	-1.09
7	4752.06	8982.41	-1.02	7	6268.47	11848.77	-1.35
8	4713.69	10245.98	-1.21	8	5237.43	11384.42	-1.35
9	3761.80	9396.28	-1.43	9	4179.77	10440.31	-1.59
10	2637.34	7870.18	-1.45	10	2930.37	8744.64	-1.61
11	-1847.14	-2.37	-1.58	11	-2052.38	-2.63	-1.75

Fuente: (Autoría propia)

Edificio 20 pisos

Tabla 3.42. Capacidad axial del muro analizado para M3 – 20 pisos

Edificio 20 pisos							
$\phi(Pn-Mn3)$				Pn-Mn3			
Point	P	M2	M3	Point	P	M2	M3
	T	T-m	T-m		T	T-m	T-m
1	8703.37	0.54	2.15	1	13389.80	0.83	3.31
2	7682.54	0.54	7730.24	2	11819.29	0.83	11892.67
3	6883.66	0.54	9249.39	3	10590.24	0.83	14229.83
4	6044.11	0.54	10478.00	4	9298.63	0.83	16120.00
5	5144.94	0.54	11453.15	5	7915.29	0.83	17620.22
6	4777.58	0.54	12084.14	6	7350.13	0.83	18590.98
7	4504.14	0.61	12942.74	7	6935.28	0.83	18846.75
8	4230.70	0.68	13801.34	8	5680.79	0.83	17966.07
9	3957.26	0.74	14659.94	9	4396.96	0.83	16288.82
10	2661.76	0.74	12265.56	10	2957.51	0.83	13628.40
11	-2284.63	-0.79	-3.15	11	-2538.48	-0.88	-3.50

Fuente: (Autoría propia)

Tabla 3.43. Capacidad axial del muro analizado para M2 – 20 pisos

Edificio 20 pisos							
$\phi(Pn-Mn2)$				Pn-Mn2			
Point	P	M2	M3	Point	P	M2	M3
	T	T-m	T-m		T	T-m	T-m
1	8703.37	0.54	2.15	1	13389.80	0.83	3.31
2	7631.80	5489.55	2.19	2	11741.23	8445.46	3.37
3	6976.57	6369.15	2.09	3	10733.18	9798.70	3.22
4	6320.41	7041.77	1.98	4	9723.71	10833.50	3.05
5	5607.36	7587.62	1.78	5	8626.72	11673.25	2.73
6	4792.33	8052.35	1.53	6	7372.82	12388.23	2.35
7	4728.09	9443.02	0.47	7	6236.85	12456.36	0.62
8	4635.48	10788.14	-1.19	8	5150.53	11986.82	-1.32
9	3627.73	9898.88	-3.09	9	4030.81	10998.76	-3.43
10	2424.49	8268.14	-4.50	10	2693.88	9186.82	-5.00
11	-2284.63	-0.79	-3.15	11	-2538.48	-0.88	-3.50

Fuente: (Autoría propia)

Edificio 24 pisos

Tabla 3.44. Capacidad axial del muro analizado para M3 – 24 pisos

Edificio 24 pisos							
$\phi(Pn-Mn3)$				Pn-Mn3			
Point	P	M2	M3	Point	P	M2	M3
	T	T-m	T-m		T	T-m	T-m
1	8717.76	0.00	5.08	1	13411.94	0.00	7.81
2	7693.02	0.00	7751.19	2	11835.42	0.00	11924.90
3	6892.59	0.00	9274.06	3	10603.98	0.00	14267.78
4	6051.05	0.00	10507.46	4	9309.30	0.00	16165.32
5	5149.21	0.00	11489.00	5	7921.86	0.00	17675.39
6	4778.12	0.00	12128.97	6	7350.95	0.00	18659.95
7	4504.25	0.00	12994.52	7	6934.45	0.00	18919.73
8	4230.38	0.00	13860.07	8	5679.96	0.00	18039.04
9	3956.51	0.00	14725.62	9	4396.13	0.00	16361.80
10	2661.01	0.00	12331.24	10	2956.67	0.00	13701.38
11	-2311.04	0.00	-7.46	11	-2567.82	0.00	-8.28

Fuente: (Autoría propia)

Tabla 3.45. Capacidad axial del muro analizado para M2 – 24 pisos

Edificio 24 pisos							
$\phi(Pn-Mn2)$				Pn-Mn2			
Point	P	M2	M3	Point	P	M2	M3
	T	T-m	T-m		T	T-m	T-m
1	8717.76	0.00	5.08	1	13411.94	0.00	7.81
2	7648.68	5476.45	3.61	2	11767.20	8425.31	5.56
3	6992.33	6352.77	3.23	3	10757.43	9773.50	4.96
4	6334.51	7021.31	2.71	4	9745.40	10802.01	4.16
5	5619.15	7561.43	2.01	5	8644.84	11632.97	3.09
6	4800.07	8018.47	0.94	6	7384.72	12336.10	1.45
7	4721.15	9403.14	-0.69	7	6227.70	12403.76	-0.92
8	4601.66	10738.79	-3.08	8	5112.96	11931.99	-3.42
9	3571.31	9839.17	-5.30	9	3968.13	10932.41	-5.89
10	2363.30	8212.04	-7.15	10	2625.89	9124.49	-7.94
11	-2311.04	0.00	-7.46	11	-2567.82	0.00	-8.28

Fuente: (Autoría propia)

Tabla 3.46. Demanda y Capacidad de muros para axial y flexión

	Demanda		Capacidad					
			ACI 318-14			ACI 318-19		
	Axial (T)	Momento (T*m)	Axial (T)	Momento (T*m)	Revisión	Axial (T)	Momento (T*m)	Revisión
Edif 16 pisos	2609.61	6900.78	2930.37	7870.17	ok	2930.37	7870.17	ok
Edif 20 pisos	3428.38	7659.29	3627.72	9898.88	ok	3627.62	9898.88	ok
Edif 24 pisos	4192.96	7834.83	4721.15	9403.14	ok	4721.15	9403.14	ok

Fuente: (Autoría propia)

Diseño para cortante

$$A_s = L * H * \%A_s = 160 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_varL} = \left(\frac{100}{S_{max_{long}}} \right) * area_{ref_long} = 7.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_varT} = \left(\frac{100}{S_{max_{trans}}} \right) * area_{ref_trans} = 11.40 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{wT} = \frac{A_{s_varT}}{bw * d} = 0.3040\%$$

$$\rho_{wL} = \frac{A_{s_varL}}{bw * d} = 0.2035\%$$

$$N_u = P_u = 2609.61 \text{ T}$$

$$A_{v_{min}} = 0.2 * \sqrt{f'c} * \frac{bw * s}{f_y} = 3.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{v_{min}} = 3.5 * \frac{bw * s}{f_y} = 3.33 \text{ cm}^2$$

$$A_v = (\#ramasL + \#ramasC) * area\ estribo = 28.13\ cm^2$$

$$V_u = \max(V_{u2}, V_{u3}) = 493.5\ T$$

Cálculo de V_n según sección 11.5.4.4 de la [\(ACI Committee 318, 2014\)](#)

$$V_u \geq 0.5\phi V_c$$

$$V_u = 493.5\ T \quad 0.5\phi V_c = 41.19$$

Se determina si los límites del refuerzo calculados cumplen con los mínimos.

$$\rho_{tmin} = 0.0025 \quad \rho_{lmin} = 0.025$$

También se debe cumplir con:

$$a) \rho_l \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho_t - 0.0025) = 0.0052$$

$$b) \rho_t \geq 0.0025$$

$$\rho_t = 0.0061 \quad \rho_l = 0.0052$$

$$\phi V_s = \phi * \frac{A_{vcolocado} * f_y * d}{S_{confi}} = 443.11\ T$$

$$V_{c1} = \left(0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} + \frac{Nu}{6 * A_g} \right) * bw * d = 126.88\ T$$

$$V_{c2} = \left(2.1 * \lambda * (\rho_w)^{\frac{1}{3}} * \sqrt{f'_c} + \frac{Nu}{6 * A_g} \right) * bw * d = 109.83\ T$$

$$\phi V_c = \min(V_{c1}, V_{c2}) = 126.88\ T$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = 552.94\ T$$

Cálculo de V_n según sección 11.5.4.3 de la (ACI Committee 318, 2019)

$$\alpha c = 0.8 \text{ para } \frac{hw}{lw} \leq 1.5$$

$$\alpha c = 0.53 \text{ para } \frac{hw}{lw} \geq 2$$

$$\frac{hw}{lw} = 0.75 \quad \alpha c = 0.8$$

$$V_u \leq 0.13 * \phi * \alpha c * \lambda * \sqrt{f'c} * A_{cv}$$

$$V_u = 493.5 T$$

$$0.13 * \phi * \alpha c * \lambda * \sqrt{f'c} * A_{cv} = 15662.28 T$$

$$493.5 T \leq 15662.28 T \text{ ok}$$

Verificamos la fuerza cortante de diseño

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

$$\frac{h_{wcs}}{lw} = 0.38$$

$$\frac{h_{wcs}}{lw} \leq 1.5 \quad \Omega_v = 1$$

$$\frac{h_{wcs}}{lw} < 2 \quad \omega_v = 1$$

$$V_e = 493.5 T$$

$$493.5 T \leq 1480.5 T \text{ ok}$$

Se determina si los límites del refuerzo calculados cumplen con los mínimos.

$$\rho_{tmin} = 0.0025 \quad \rho_{lmin} = 0.025$$

También se debe cumplir con:

$$c) \rho_l \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho_t - 0.0025) = 0.0052$$

$$d) \rho_t \geq 0.0025$$

$$\rho_t = 0.0061 \quad \rho_l = 0.0052$$

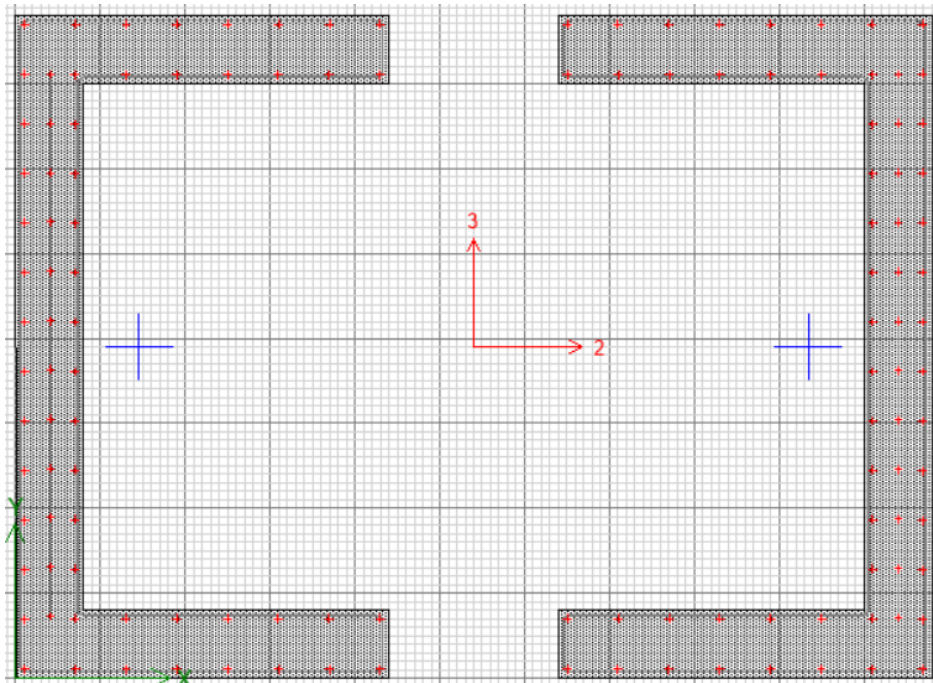
$$\phi V_n = (\alpha_c * \lambda * \sqrt{f'_c} + \rho_t * f_{yt}) * A_{cv} = 570.56 T$$

Tabla 3.47. Demanda y Capacidad de muros para corte

	Demanda	ACI 318-14		ACI 318-19	
	Cortante (T)	Capacidad	Revisión	Capacidad	Revisión
Edif 16 pisos	493.50	552.94	ok	570.56	ok
Edif 20 pisos	516.20	584.93	ok	624.32	ok
Edif 24 pisos	494.08	614.79	ok	684.80	ok

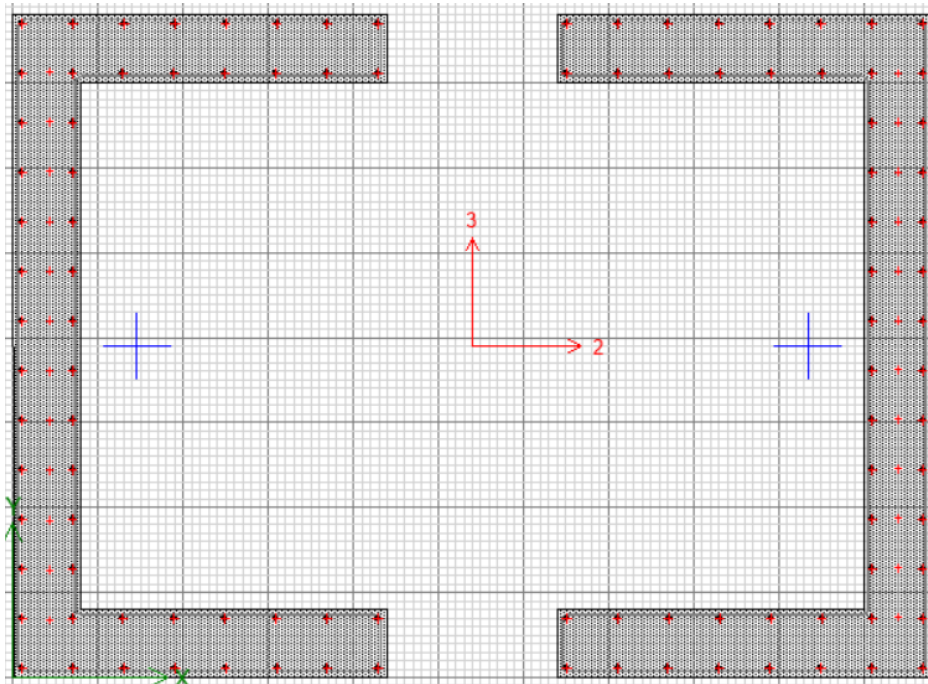
Fuente: (Autoría propia)

Figura 3.77. Diseño de muro de corte - Edificio 16 pisos



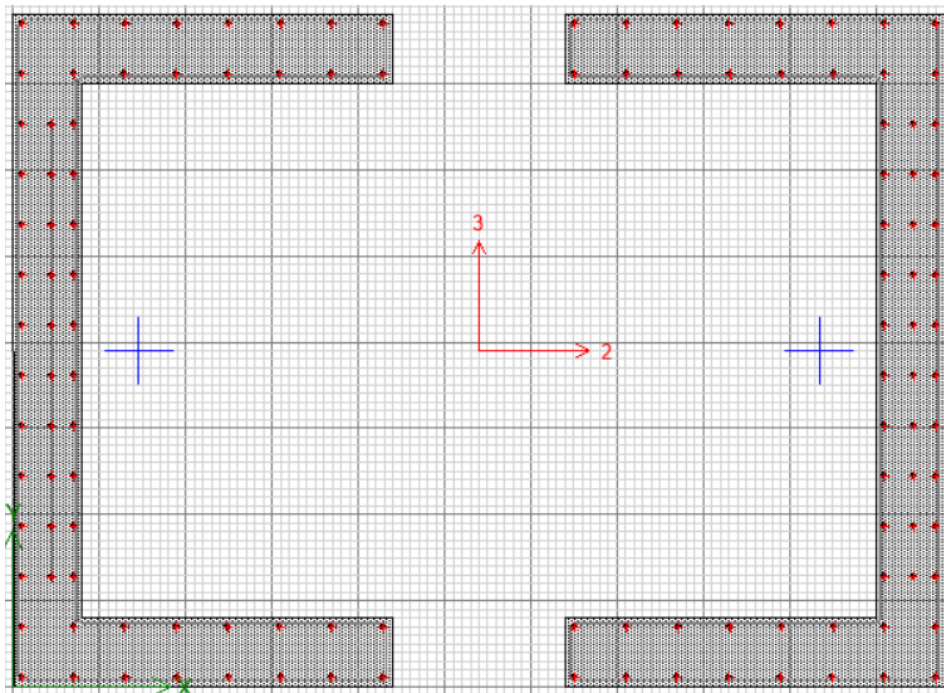
Fuente: (Software Etabs)

Figura 3.78. Diseño de muro de corte - Edificio 20 pisos



Fuente: (Software Etabs)

Figura 3.79. Diseño de muro de corte - Edificio 24 pisos



Fuente: (Software Etabs)

Conexiones

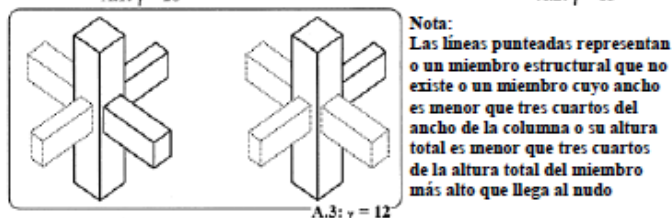
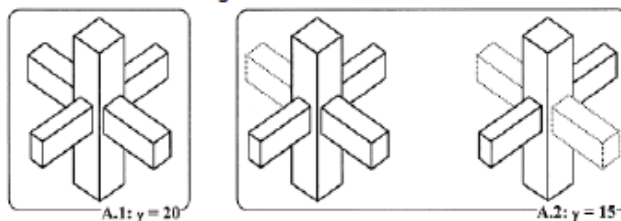
Para el diseño de conexiones es necesario utilizar los datos de las columnas y de las vigas para obtener los resultados de demanda-capacidad y compararlos según las dos normativas ACI 318-14 y ACI 318-19.

Debemos determinar el tipo de conexión que vamos a utilizar, en este caso la norma provee de varios tipos de conexiones en base a las cargas y deformaciones necesarias producidas por cargas laterales, por ello nosotros elegiremos la conexión tipo 2 debido a que queremos que los elementos estructurales mantengan su resistencia en presencia de deformaciones en el rango inelástico.

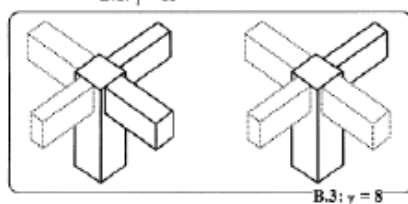
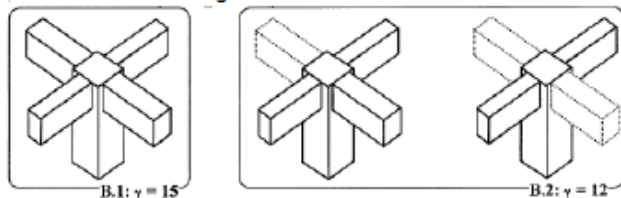
Figura 3.80. Valores de γ para conexiones tipo 2

CONEXIONES TIPO 2

Caso A: Dos columnas llegando al nudo



Caso B: Una columna llegando al nudo



Fuente: (ACI-ASCE 352 Committee, 2010)

Tabla 3.48. Datos de diseño para conexiones

Tipo	2	
λ	1	
ϕ ACI318-14	0.75	
ϕ ACI318-19	0.75	
γ	20	
α	1.25	Tipo 2
f_c	280	kg/cm ²
f_c	28	Mpa
f_y	4200	kg/cm ²
f_y	420	Mpa
f_{yh}	420	Mpa
rec	40	Mm

Fuente: (Autoría propia)

Definidos los datos generales para el diseño de la conexión procedemos a colocar los datos de los elementos estructurales diseñados anteriormente.

Datos de la losa

$$h_{losa} = 0.2 \text{ m}$$

$$@ \text{ nervios} = 0.6 \text{ m}$$

$$db_{losa} = 12 \text{ mm}$$

$$Var_{losa} = 6$$

Datos de la columna

$$Col_{continua} = si$$

$$h_c = 1 \text{ m}$$

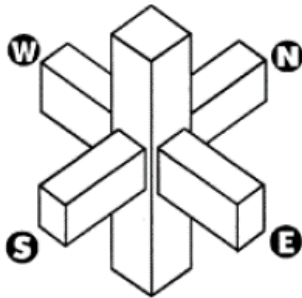
$$b_c = 0.5 \text{ m}$$

$$Altura_{col} = 3 \text{ m}$$

Datos de las vigas

Definiremos la cantidad y dirección de vigas en la conexión según la (Figura 3.81), lo cual determinara el confinamiento del nudo.

Figura 3.81. Dirección de las vigas



Fuente: (ACI-ASCE 352 Committee, 2010)

$$hb = 500 \text{ mm}$$

$$bb = 400 \text{ mm}$$

$$\#vigas \ E - W = 2$$

$$\#vigas \ N - S = 2$$

$$L_{vano} = 4.5 \text{ m}$$

$$db_{viga} = 16 \text{ mm}$$

$$Var_{sup} = 4$$

$$Var_{inf} = 4$$

$$\phi_{estribo} = 10 \text{ mm}$$

La separación del refuerzo transversal se determinará en base al mínimo valor de las 3 ecuaciones según la sección 4.2.2.3 (ACI-ASCE 352 Committee, 2010).

$$Sh1 = \frac{bc}{4} = 12.5 \text{ cm}$$

$$Sh2 = 6db = 9.6 \text{ cm}$$

$$Sh3 = 15 \text{ cm}$$

$$Shviga = 9.6 \text{ cm}$$

$$bc'' = bc - 2 * rec = 42 \text{ cm}$$

$$Ag_{col} = hc * bc = 50000 \text{ cm}^2$$

$$Ac_{col} = (hc - (2 * rec)) * bc'' = 38640 \text{ cm}^2$$

De la sección 4.2.2 (ACI-ASCE 352 Committee, 2010).

$$Ash = 0.3 * \frac{sh * bc'' * f'c}{fy} * \left(\frac{Ag}{Ac} - 1\right) = 118.54 \text{ cm}^2$$

$$Ash = 0.09 * \frac{sh * bc'' * f'c}{fy} = 120.96 \text{ cm}^2$$

$$Ash_{hb} = 118.54 \text{ cm}^2$$

$$Ash_{bb} = 118.54 \text{ cm}^2$$

El cálculo del cortante en el nudo se determina según la sección 4.3 (ACI-ASCE 352 Committee, 2010).

$$be1 = \frac{L_{vano}}{4} = 1.13 \text{ m}$$

$$be2 = bb + 8 * (2 * hlosa) = 3.6 \text{ m}$$

$$be3 = bb + 2(0.5 * (Lvano - bb)) = 4.5 \text{ m}$$

$$be = 1.13 \text{ m}$$

$$d_{inf} = hb - 95 = 405 \text{ mm}$$

$$d_{sup} = hb - 70 = 430 \text{ mm}$$

$$Ash_{hb} = \#ramas * area_estribos = 1.57 \text{ cm}$$

$$Ash_{hb} = \#ramas * area_estribos = 1.57 \text{ cm}$$

$$As_{sup\ losa} = var_{sup\ losa} * area_{db\ losa} = 3.39\ cm$$

$$As_{inf\ losa} = var_{inf\ losa} * area_{db\ losa} = 2.26\ cm$$

$$As_{inf} = var_{inf\ viga} * area_{db\ viga} = 8.04\ cm$$

$$As_{sup} = (var_{sup\ losa} * area_{db\ viga}) + As_{sup\ losa} = 11.43\ cm$$

Análisis vigas E-W

$$a_{inf} = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b} = 1.58\ cm$$

$$M_{pr1} = As * \alpha * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 167.67\ kN * m$$

$$a_{sup} = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b} = 1.68\ cm$$

$$M_{pr2} = As * \alpha * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 302.92\ kN * m$$

$$V_{col} = (M_{pr1} + M_{pr2}) / altura_{col} = 156.86\ kN$$

$$Tb1 = \alpha * fy * (As_{sup}) = 60.03\ cm$$

$$Ts1 = \alpha * fy * (As_{sup\ losa}) = 17.81\ cm$$

$$Ts2 = \alpha * fy * (As_{inf\ losa}) = 11.87\ cm$$

$$Cb2 = \alpha * fy * (As_{inf}) = 42.22\ cm$$

$$Vu = (Tb1 + Ts1 + Ts2 + Cb2) - V_{col} = 1162.60\ kN$$

$$bj1 = \frac{bc + bb}{2} = 45\ cm$$

$$bj2 = bb + \frac{m + hc}{2} = 50\ cm$$

$$bj3 = bc = 50\ cm$$

$$bj = 45 \text{ cm}$$

$$Aj = bj * hc = 4500 \text{ cm}^2$$

Análisis vigas N-S

$$a_{inf} = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b} = 1.58 \text{ cm}$$

$$M_{pr1} = As * \alpha * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 167.67 \text{ kN} * m$$

$$a_{sup} = \frac{As * \alpha * fy}{0.85 * f'c * b} = 1.68 \text{ cm}$$

$$M_{pr2} = As * \alpha * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 302.92 \text{ kN} * m$$

$$Vcol = (M_{pr1} + M_{pr2}) / altura_{col} = 156.86 \text{ kN}$$

$$Tb1 = \alpha * fy * (As_{sup}) = 60.03 \text{ cm}$$

$$Ts1 = \alpha * fy * (As_{sup losa}) = 17.81 \text{ cm}$$

$$Ts2 = \alpha * fy * (As_{inf losa}) = 11.87 \text{ cm}$$

$$Cb2 = \alpha * fy * (As_{inf}) = 42.22 \text{ cm}$$

$$Vu = (Tb1 + Ts1 + Ts2 + Cb2) - Vcol = 1162.60 \text{ kN}$$

$$bj1 = \frac{bc + bb}{2} = 45 \text{ cm}$$

$$bj2 = bb + \frac{m + hc}{2} = 50 \text{ cm}$$

$$bj3 = bc = 50 \text{ cm}$$

$$bj = 45 \text{ cm}$$

$$Aj = bj * hc = 4500 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo de V_n deberemos seleccionar la ecuación dependiendo de la ubicación del nudo y su configuración.

Cálculo V_n según sección 18.8.4.1 de la (ACI Committee 318, 2014)

Figura 3.82. Resistencia nominal del nudo ACI318-14

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

Fuente: (ACI Committee 318, 2014)

$$V_n = 1.7 * \lambda * \sqrt{f'_c} * A_j = 6072 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0.85 * V_n = 5161.20 \text{ kN}$$

Cálculo V_n según sección 15.4.2.3 de la (ACI Committee 318, 2019)

Figura 3.83. Resistencia nominal del nudo ACI318-19

Columna	Viga en la dirección de V_n	Confinado por vigas transversales de acuerdo con 15.2.8	$V_n, \text{N}^{[1]}$
Continua o cumple con 15.2.6	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$2.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Otras	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

^[1] λ debe ser 0.75 para concreto liviano y 1.0 para concreto de peso normal.

Fuente: (ACI Committee 318, 2019)

$$Vn = 2 * \lambda * \sqrt{f'c} * Aj = 7143.53 \text{ kN}$$

$$\phi Vn = 0.85 * Vn = 6072.00 \text{ kN}$$

Tabla 3.49. Demanda y Capacidad de conexiones

	Vigas	Demanda	ACI 318-14		ACI 318-19	
		Cortante	Capacidad	Revisión	Capacidad	Revisión
		(T)	(T)		(T)	
Edif 16 pisos	1 Y 2 (E,W)	118.55	619.17	ok	728.44	ok
	3 Y 4 (N,S)	118.55	619.17	ok	728.44	ok
Edif 20 pisos	1 Y 2 (E,W)	118.55	619.17	ok	728.44	ok
	3 Y 4 (N,S)	118.55	619.17	ok	728.44	ok
Edif 24 pisos	1 Y 2 (E,W)	118.55	619.17	ok	728.44	ok
	3 Y 4 (N,S)	118.55	619.17	ok	728.44	ok

Fuente: (Autoría propia)

3.4.9. Resultados del diseño

Tabla 3.50. Resumen de aceros edificio 16 pisos

	Columnas	Vigas	Muros	
ϕ estribo	1.00	1.00	1.60	cm
ϕ ref longi	1.80	1.60	1.8	cm
ϕ ref trans	1.00	1.00	2.2	cm
S confin	1.00	1.00	1.00	cm
# ramas L	5.00	2.00	14.00	
# ramas C	4.00	0.00	10.00	
% As	1	0.80	1.00	%

Fuente: (Autoría propia)

Tabla 3.51. Resumen de aceros edificio 20 pisos

	Columnas	Vigas	Muros	
φ estribo	1.00	1.00	1.60	cm
φ ref longi	1.80	1.60	1.8	cm
φ ref trans	1.00	1.00	2.2	cm
S confin	10.00	10.00		cm
# ramas L	5.00	2.00	14.00	
# ramas C	4.00	0.00	10.00	
% As	1	0.80	1.00	%

Fuente: (Autoría propia)

Tabla 3.52. Resumen de aceros edificio 24 pisos

	Columnas	Vigas	Muros	
φ estribo	1.00	1.00	1.60	cm
φ ref longi	1.80	1.60	1.8	cm
φ ref trans	1.00	1.00	2.5	cm
S confin	10.00	10.00		cm
# ramas L	5.00	2.00	14.00	
# ramas C	4.00	0.00	10.00	
% As	1	0.80	1.00	%

Fuente: (Autoría propia)

Capítulo 4 : COMPARACION DE RESULTADOS

4.1. Cambios en la normativa

Con respecto a los cambios en la normativa los que se van a tomar en cuenta principalmente serán los considerados para el diseño y análisis de conexiones, ya que existen cambios en los factores de resistencia fundamentados en la normativa ACI 352 dependiendo del tipo de conexión, ubicación en la que se encuentren, dirección de las vigas y columnas, o su confinamiento por vigas transversales (Figura 3.82 y Figura 3.83).

Otros cambios a tomarse en cuenta serán los referentes al cortante para poder diseñar los elementos estructurales debido a que será necesario adoptarlo para realizar el armado de acero y poder comparar los resultados entre las dos normativas utilizadas.

Figura 4.1. Cálculo de V_c ACI318-14

22.5.5.1 Para miembros no preesforzados sin fuerza axial, V_c debe calcularse por medio de:

$$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad (22.5.5.1)$$

a menos que se realice un cálculo más detallado de acuerdo con la Tabla 22.5.5.1.

Tabla 22.5.5.1 — Método detallado para calcular V_c

V_c		
El menor de (a), (b) y (c):	$\left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d$ [1]	(a)
	$(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w) b_w d$	(b)
	$0.29\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	(c)

[1] M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Fuente: (ACI Committee 318, 2014)

Figura 4.2. Cálculo de V_c ACI318-19

22.5.5.1 Para miembros no preesforzados, V_c debe calcularse según la Tabla 22.5.5.1 y 22.5.5.1.1 hasta 22.5.5.1.3.

Tabla 22.5.5.1 — V_c para miembros no preesforzados

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

Notas:

1. La carga axial, N_u , es positiva para compresión y negativa para tracción.
2. V_c no debe tomarse menor que cero.

22.5.5.1.1 V_c no debe tomarse mayor que $0.42\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$.

22.5.5.1.2 En la Tabla 22.5.5.1 el valor de $N_u/(6A_g)$ no debe tomarse mayor que $0.05 f'_c$.

Fuente: (ACI Committee 318, 2019)

El cálculo de V_n en los muros también cambia en su ecuación de cálculo, pero los resultados son similares a los obtenidos con anteriores versiones.

Figura 4.3. Cálculo de V_n para muros ACI 318-14

$$V_n = V_c + V_s$$

Fuente: (ACI Committee 318, 2014)

Figura 4.4. Refuerzo mínimo ACI 318-14

Tabla 11.6.1 — Refuerzo mínimo para muros con $V_n \leq 0.5\phi V_c$ en el plano del muro

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

Fuente: (ACI Committee 318, 2014)

Figura 4.5. Límite de refuerzo ACI 318-14

11.6.2 Cuando $V_u \geq 0.5\phi V_c$ en el plano del muro, se deben cumplir (a) y (b):

(a) ρ_f debe ser al menos el mayor valor entre el valor calculado mediante la ecuación (11.6.2) y 0.0025, pero no necesita exceder al ρ_f requerido por la Tabla 11.6.1.

$$\rho_f \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{\ell_w} \right) (\rho_T - 0.0025) \quad (11.6.2)$$

(b) ρ_f debe ser al menos 0.0025.

Fuente: (ACI Committee 318, 2014)

Figura 4.6. Cálculo de V_n para muros ACI 318-19

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

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 $1.5 < h_w / \ell_w < 2.0$

Fuente: (ACI Committee 318, 2019)

Figura 4.7. Refuerzo mínimo ACI 318-19

Tabla 11.6.1 — Refuerzo mínimo para muros con $V_u \leq 0.04\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$ en el plano del muro

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

^[1]No es necesario que los muros preesforzados, con un esfuerzo promedio a compresión efectivo de al menos 1.6 MPa, cumplan con los requisitos para refuerzo mínimo longitudinal, ρ_ℓ .

^[2]En muros en una dirección prefabricados, preesforzados, con ancho menor de 3.7 m y no conectados mecánicamente para causar restricción en la dirección horizontal, no es necesario cumplir con los requisitos mínimos de refuerzo en la dirección normal al refuerzo para flexión.

Fuente: (ACI Committee 318, 2019)

Figura 4.8. Límites de refuerzo ACI 318-19

11.6.2 Cuando $V_u \leq 0.042\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$ en el plano del muro, se deben cumplir (a) y (b):

(a) ρ_ℓ debe ser al menos el mayor valor entre el valor calculado mediante la ecuación (11.6.2) y 0.0025, pero no necesita exceder al ρ_t requerido para resistencia en 11.5.4.3.

$$\rho_\ell \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{\ell_w} \right) (\rho_t - 0.0025) \quad (11.6.2)$$

(b) ρ_t debe ser al menos 0.0025.

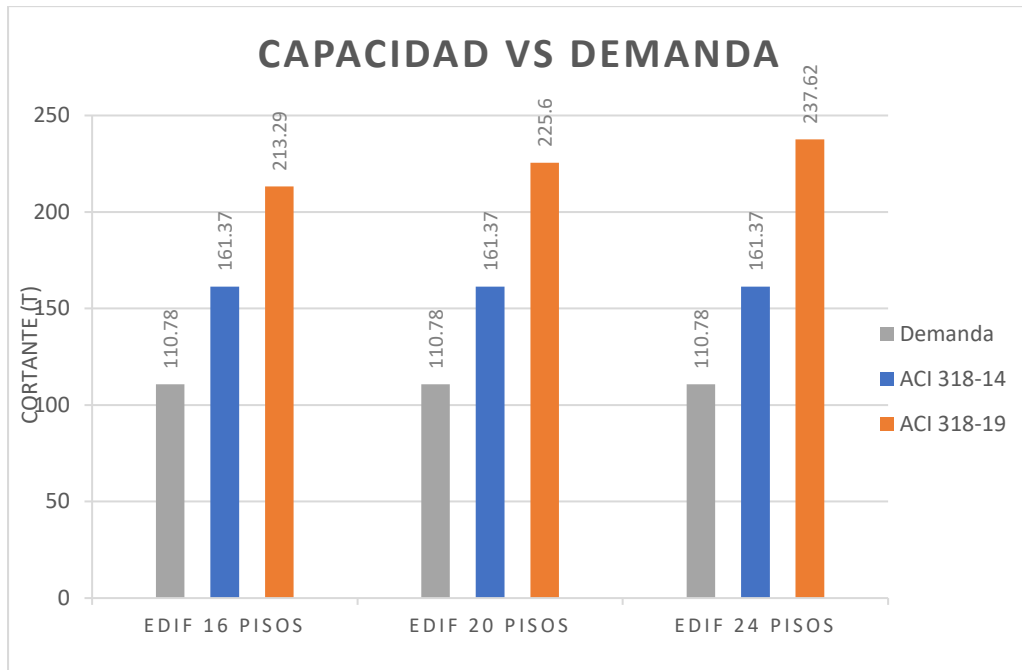
Fuente: (ACI Committee 318, 2019)

4.2. Comparación de resultados

Tomando en cuenta los resultados obtenidos de los modelos aplicando los cambios propuestos sobre diseño de conexiones y el cálculo de cortante en los elementos estructurales según las normativas ACI318-14 Y ACI318-19. Compararemos los resultados para cada elemento estructural verificando si la capacidad cumple con la demanda.

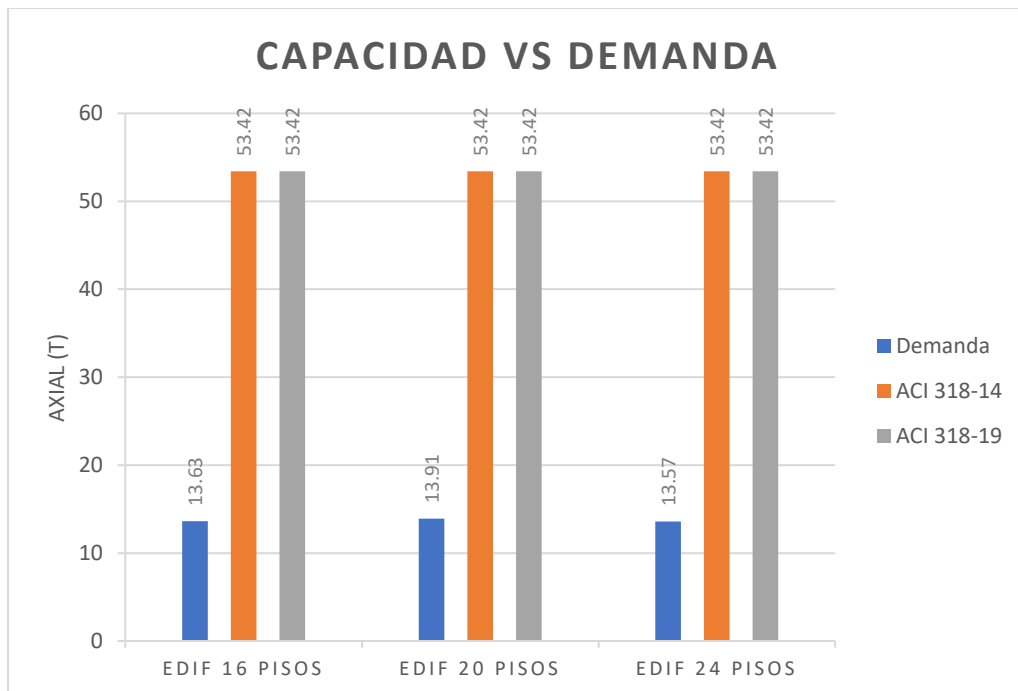
4.2.1. Capacidad vs Demanda en columnas

Figura 4.9. Capacidad vs Demanda a cortante para columnas



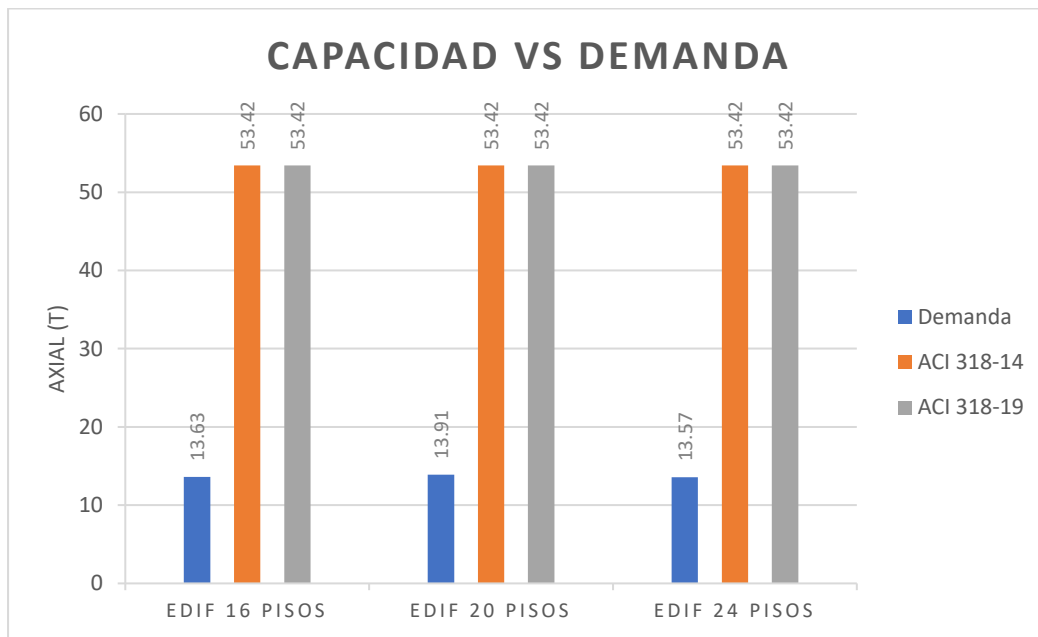
Fuente: (Autoría propia)

Figura 4.10. Capacidad vs Demanda axial para columnas



Fuente: (Autoría propia)

Figura 4.11. Capacidad vs Demanda a flexión para columnas

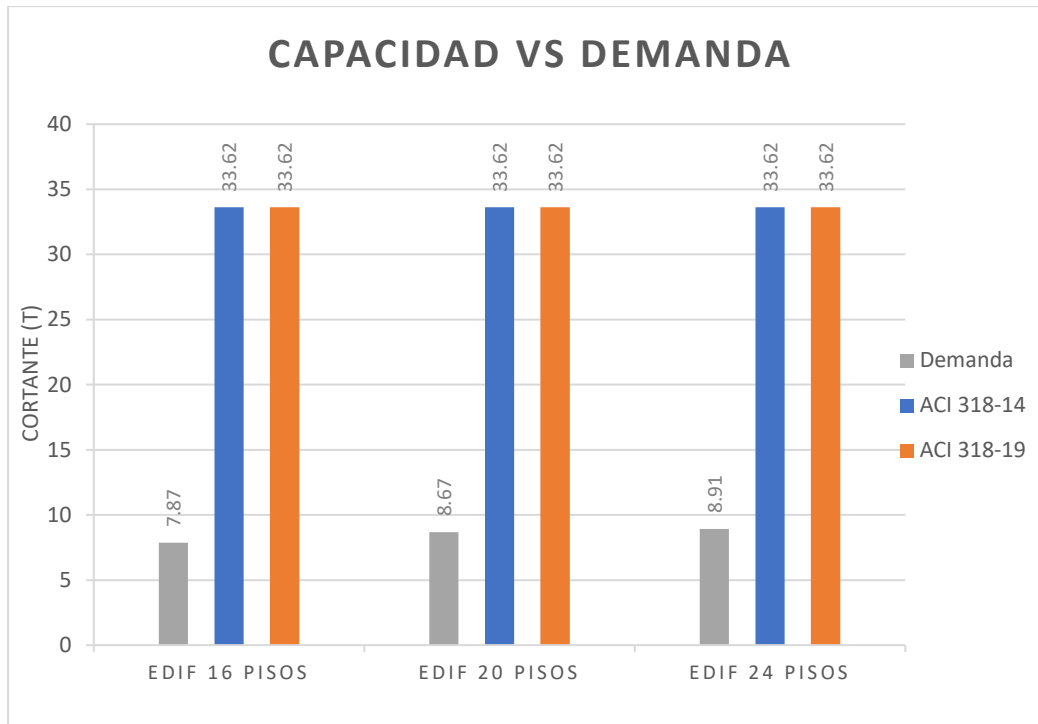


Fuente: (Autoría propia)

Los resultados de capacidad de diseño axial y a flexión mediante las normativas ACI 318-14 y ACI 318-19 demuestran similitud debido a que se utilizó la misma geometría para los elementos estructurales, así como el mismo armado de acero, obteniendo diagramas de interacción similares.

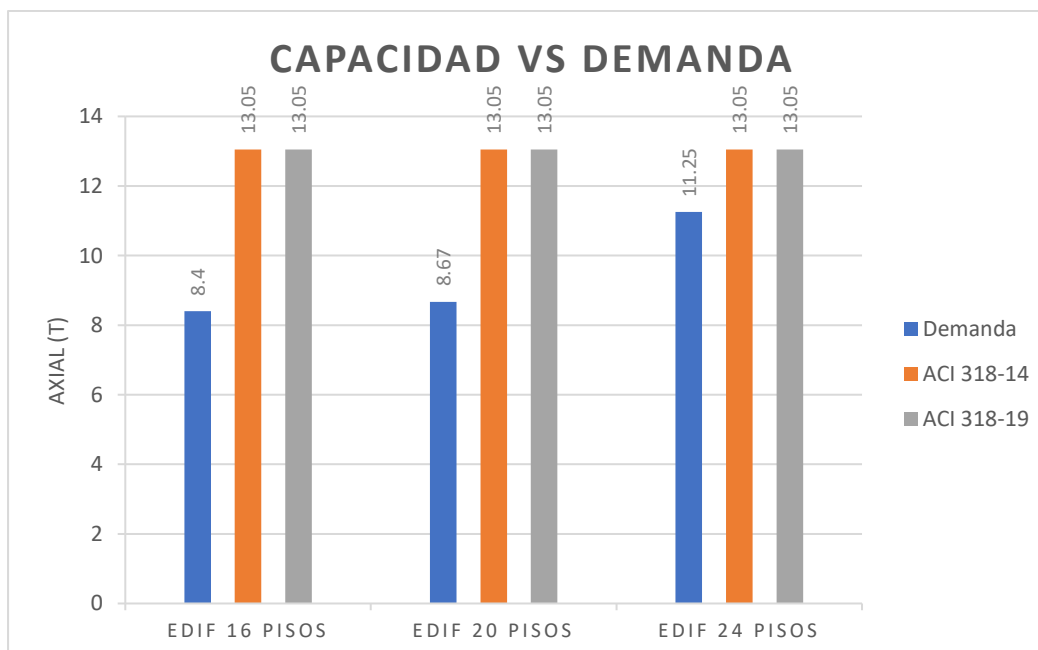
4.2.2. Capacidad vs Demanda en vigas

Figura 4.12. Capacidad vs Demanda a cortante para vigas



Fuente: (Autoría propia)

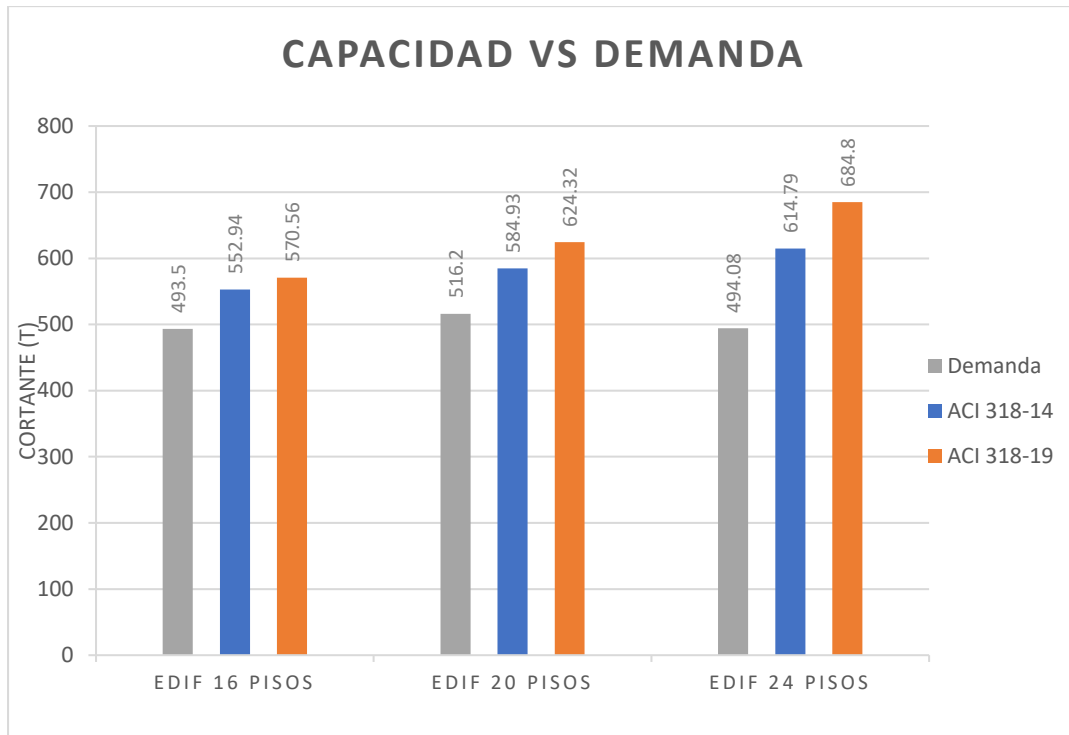
Figura 4.13. Capacidad vs Demanda a flexión para vigas



Fuente: (Autoría propia)

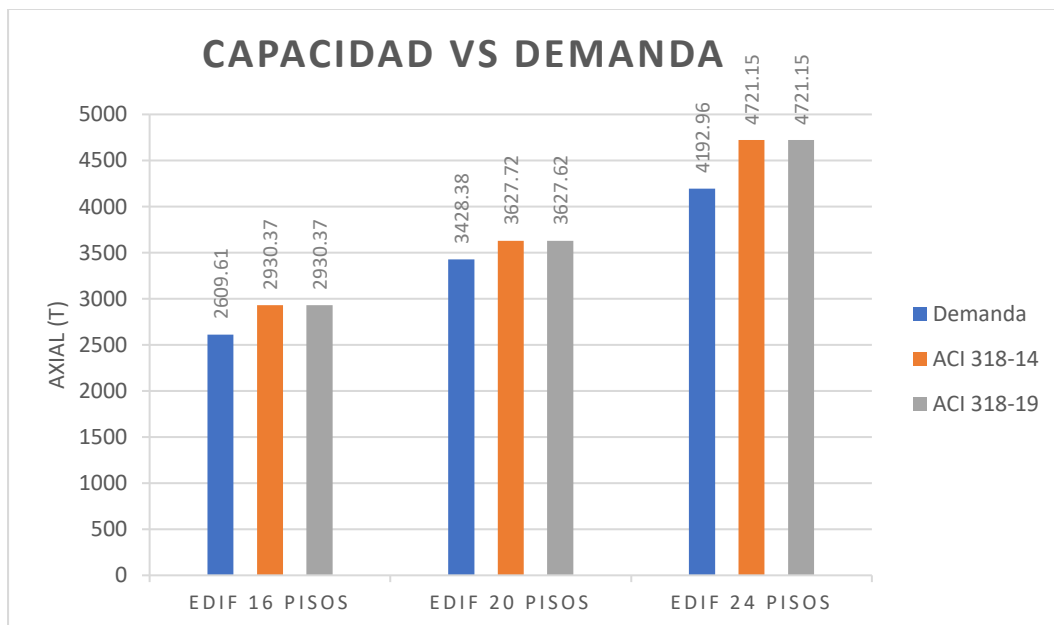
4.2.3. Capacidad vs Demanda en muros

Figura 4.14. Capacidad vs Demanda a cortante para muros



Fuente: (Autoría propia)

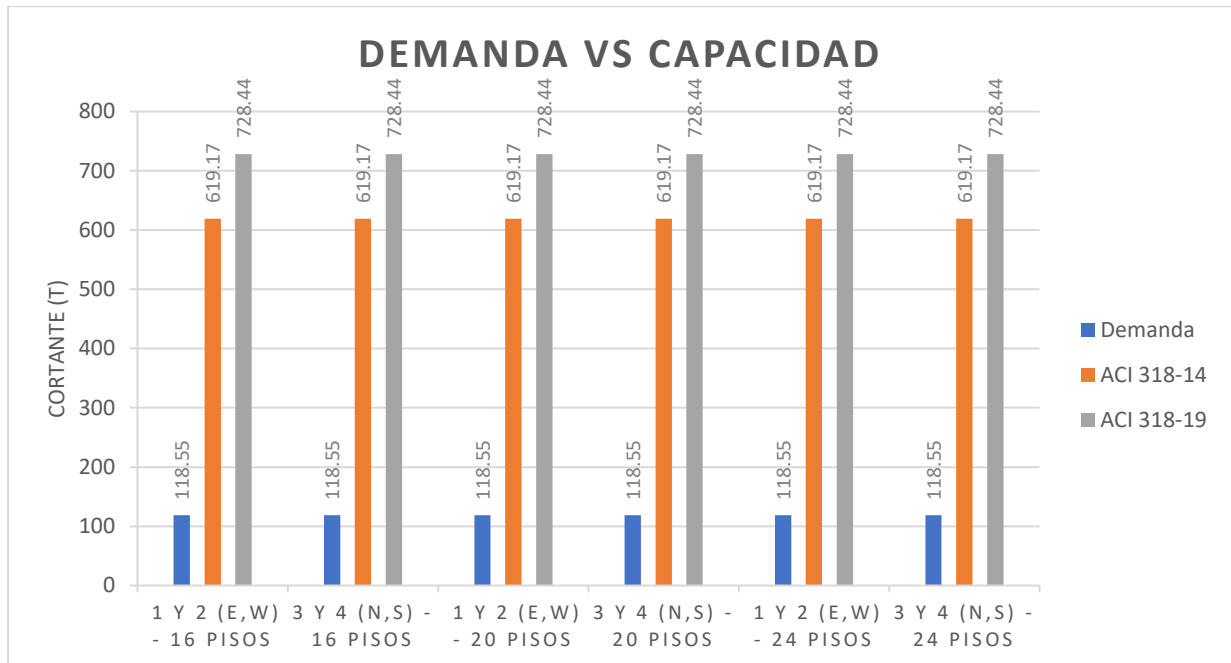
Figura 4.15. Capacidad vs Demanda axial para muros



Fuente: (Autoría propia)

4.2.4. Capacidad vs Demanda en conexiones

Figura 4.16. Capacidad vs Demanda a cortante para conexiones



Fuente: (Autoría propia)

Capítulo 5 : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

- La variación de la sección de hormigón en los elementos estructurales incrementa o disminuye la capacidad a corte, esta se define en función de la demanda que generen las cargas gravitacionales y sísmicas.
- La colocación de grapas suplementarias de estribos que brinden apoyo lateral al acero longitudinal incrementa la resistencia a corte utilizando las ecuaciones de la ACI 318-14. Estas deben ubicarse con una separación acorde a las recomendaciones de diseño para zona sísmica dependiendo de la ubicación donde se realice el proyecto.
- Para el modelamiento de edificios de gran altura es necesario la implementación de sistemas duales (pórticos resistentes a momento y muros de corte) ya que aportan mayor rigidez a la estructura actuando conjuntamente a resistir las solicitaciones de carga, disminuyendo los efectos que podrían impedir un desempeño adecuado.
- El acero para refuerzo transversal afecta directamente la capacidad en el cálculo de la resistencia a corte utilizando la ACI 318-19 para diseño muros, en el caso que el patín tomado para su análisis está en tensión y el hormigón no resista el corte deberá diseñarse solo en base al acero en tensión.

- Para la colocación del refuerzo de acero tanto longitudinal como transversal en muros se debe tomar en cuenta el espaciamiento para el vertido de hormigón al momento de su construcción, de esto dependerá si es necesario incrementar el número de varillas o el diámetro de las mismas para obtener una capacidad adecuada.
- Si se diseñan los muros como un sistema acoplado es necesario analizar los patines para determinar el estado tensional, dependiendo si se encuentran en tensión o compresión se debe incrementar el refuerzo de acero o cambiar la sección del muro.
- La resistencia de los nudos o conexiones cambia debido a factores que no se tomaban en cuenta en la anterior normativa, ya que aparte del confinamiento del nudo, la ubicación del nudo y la dirección de las vigas son factores que influyen al estimar su capacidad.
- La distribución de los muros de corte es un factor a tomar en cuenta para incrementar la rigidez de la edificación permitiendo alcanzar un valor menor al máximo determinado por la NEC para derivas de piso correspondiente a 0,2.

Recomendaciones

- Se recomienda para el diseño de edificios con muros de corte colocar los muros con una distribución regular intentando que el centro de masa coincida con el centro de rigidez para disminuir efectos por torsión.

- Diseñar los elementos estructurales con el acero necesario que permita brindar la ductilidad suficiente a la edificación sin exceder los límites de refuerzo según las normativas.
- Elaborar nuestro propio espectro de diseño basándonos en los factores de la NEC, ya que el espectro de diseño que está incluido en el programa ETABS nos mostrara valores incorrectos.
- Tener en cuenta los materiales disponibles en el mercado para poder realizar el diseño estructural de una manera eficiente, sobre todo que no se generen gastos excesivos permitiendo disminuir costos innecesarios.
- Considerar las recomendaciones y utilizar de guía la normativa NEC para el análisis de estructuras ya que toma en cuenta el riesgo sísmico debido a la zona en la que se encuentra el Ecuador, esto ayudara a disminuir los efectos negativos que podrían generar los terremotos o temblores a futuro.

Capítulo 6 ANEXOS

PROGRAMACION DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO

```
%suelo tipo C
n=2.48;          %
r=1;
fs=1.11;
fd=1.11;
fa=1.20;
T1=4;
z_475=0.4;      %QUITO ZONA SISMICA V
R=6;            %FACTOR DE REDUCCION
fip=1;
fie=1;

Tc=0.55*fs*fd/fa;
j=1;
for T=0:0.01:T1
    if T<=Tc
        specElas(j,1)=T;
        specElas(j,2)=n*z_475*fa;
    else
        specElas(j,1)=T;
        specElas(j,2)=n*z_475*fa*(Tc/T)^r;
    end
    j=j+1;
end
specInec(:,1)=specElas(:,1);
specInec(:,2)=specElas(:,2)./(R*fip*fie);
table(specElas,specInec)

figure()
hold on
    plot(specElas(:,1),specElas(:,2),"color",[0 0 1])
    xlabel("T [s]");
    ylabel("Sa [g]");
    title("Elastic Spectrum")
    legend("Spectrum TR475","location","southoutside")
    legend boxoff
    box on
hold off

figure()
hold on
    plot(specInec(:,1),specInec(:,2),"color",[0 0 1])
    xlabel("T [s]");
    ylabel("Sa [g]");
    title("Inelastic Spectrum")
    legend("Spectrum TR475","location","southoutside")
    legend boxoff
    box on
hold off
```

PROGRAMACION GRAFICOS DE ANÁLISIS

Gráficas - derivas

```
pisos=xlsread("Derivas24P.xlsx","A5:A30");
derivax_X_TR475_X=xlsread("Derivas24P.xlsx","M5:M30");
derivax_X_TR475_Y=xlsread("Derivas24P.xlsx","N5:N30");
derivay_Y_TR475_X=xlsread("Derivas24P.xlsx","O5:O30");
derivay_Y_TR475_Y=xlsread("Derivas24P.xlsx","P5:P30");
[ndata,text,alldata]=xlsread('Derivas24P.xlsx');
dx_x=max(ndata(:,13))
dx_x = 1.3986
dx_y=min(ndata(:,14))
dx_y = -0.2894
dy_x=max(ndata(:,15))
dy_x = 0.2934
dy_y=min(ndata(:,16))
dy_y = -1.3086
%datos extraidos
table(pisos, derivax_X_TR475_X, derivax_X_TR475_Y, derivay_Y_TR475_X,
derivay_Y_TR475_Y);
figure()
hold on
    plot(derivax_X_TR475_X,pisos,"-o","color",[0 0
0],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")
    plot(derivax_X_TR475_Y,pisos,"-o","color",[0 0
1],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")
    plot(derivay_Y_TR475_X,pisos,"-o","color",[0.1 0.6
0.1],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")
    plot(derivay_Y_TR475_Y,pisos,"-o","color",[1 0
0],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")
    box on
title("Derivas")
xlabel("Derivas (%)")
ylabel("# Pisos")
ylim([0 27])
xlim([-1.6 1.6])
```

```

legend("Derivas X - TR475 en X (%)",deriva=1.3986,"Derivas X - TR475 en Y (%)",deriva=0.2894,"Derivas Y - TR475 en X (%)",deriva=0.2934,"Derivas Y - TR475 en Y (%)",deriva=1.3086,"location","southoutside")

grid on

hold off

```

Gráficas - desplazamientos

```

pisos=xlsread("Desplazamientos24P.xlsx","A5:A30");
desp_X_TR475_X=xlsread("Desplazamientos24P.xlsx","M5:M30");
desp_X_TR475_Y=xlsread("Desplazamientos24P.xlsx","N5:N30");
desp_Y_TR475_X=xlsread("Desplazamientos24P.xlsx","O5:O30");
desp_Y_TR475_Y=xlsread("Desplazamientos24P.xlsx","P5:P30");
[ndata,text,alldata]=xlsread('Desplazamientos24P.xlsx');
despx_x=max(ndata(:,13))

despx_x = 0.8339

despx_y=min(ndata(:,14))

despx_y = -0.1735

despy_x=max(ndata(:,15))

despy_x = 0.1741

despy_y=min(ndata(:,16))

despy_y = -0.7901

%datos extraidos
table(pisos, desp_X_TR475_X, desp_X_TR475_Y, desp_Y_TR475_X, desp_Y_TR475_Y);
figure()
hold on

    plot(desp_X_TR475_X,pisos,"-o","color",[0 0 0],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")

    plot(desp_X_TR475_Y,pisos,"-o","color",[0 0 1],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")

    plot(desp_Y_TR475_X,pisos,"-o","color",[0.1 0.6 0.1],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")

    plot(desp_Y_TR475_Y,pisos,"-o","color",[1 0 0],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")

    box on

title("Desplazamientos")

```

```

xlabel("Desplazamientos (m)")
ylabel("# Pisos")
ylim([0 27])
xlim([-1 1])

legend("Desp. X - TR475 en X (m), desp=0.8339", "Desp. X - TR475 en Y (m), desp=0.1735", "Desp. Y - TR475 en X (m), desp=0.1741", "Desp. Y - TR475 en Y (m), desp=0.7901", "location", "southoutside")

grid on

hold off

```

Gráficas - cortante

```

pisos=xlsread("Cortantes24P.xlsx","A5:A54");
cort_X_TR475_X=xlsread("Cortantes24P.xlsx","M5:M54");
cort_X_TR475_Y=xlsread("Cortantes24P.xlsx","N5:N54");
cort_Y_TR475_X=xlsread("Cortantes24P.xlsx","O5:O54");
cort_Y_TR475_Y=xlsread("Cortantes24P.xlsx","P5:P54");
[ndata,text,alldata]=xlsread('Cortantes24P.xlsx');
dx_x=max(ndata(:,13))

dx_x = 590.0261

dx_y=min(ndata(:,14))

dx_y = -168.4165

dy_x=max(ndata(:,15))

dy_x = 176.0811

dy_y=min(ndata(:,16))

dy_y = -564.6094

%datos extraidos
table(pisos, cort_X_TR475_X, cort_X_TR475_Y, cort_Y_TR475_X, cort_Y_TR475_Y);
figure()

hold on

    plot(cort_X_TR475_X,pisos,"-o","color",[0 0
0],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")

    plot(cort_X_TR475_Y,pisos,"-o","color",[0 0
1],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")

    plot(cort_Y_TR475_X,pisos,"-o","color",[0.1 0.6
0.1],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")

```

```

    plot(cort_Y_TR475_Y,pisos,"-o","color",[1 0
0],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")
    box on
title("Cortantes")
xlabel("Cortante (tonf)")
ylabel("# Pisos")
ylim([0 27])
xlim([-650 650])
legend("Cort. X - TR475 en X (ton),cortante=590.0261","Cort. X - TR475 en Y
(ton)cortante=168.4165","Cort. Y - TR475 en X (ton)cortante=176.0811","Cort. Y
- TR475 en Y (ton)cortante=564.6094","location","southoutside")
grid on
hold off

```

Gráficas - momentos de volcamiento

```

pisos=xlsread("MomentosVolcamiento24P.xlsx","A5:A30");
mvolcamiento_X_TR475_X=xlsread("MomentosVolcamiento24P.xlsx","M5:M30");
mvolcamiento_X_TR475_Y=xlsread("MomentosVolcamiento24P.xlsx","N5:N30");
mvolcamiento_Y_TR475_X=xlsread("MomentosVolcamiento24P.xlsx","O5:O30");
mvolcamiento_Y_TR475_Y=xlsread("MomentosVolcamiento24P.xlsx","P5:P30");
[ndata,text,alldata]=xlsread('MomentosVolcamiento24P.xlsx');
Mvolcx_x=min(ndata(:,13))
Mvolcx_x = -0.5679
Mvolcx_y=max(ndata(:,14))
Mvolcx_y = 2.7036
Mvolcy_x=min(ndata(:,15))
Mvolcy_x = -1.9030
Mvolcy_y=max(ndata(:,16))
Mvolcy_y = 0.5663
%datos extraidos
table(pisos, mvolcamiento_X_TR475_X, mvolcamiento_X_TR475_Y,
mvolcamiento_Y_TR475_X, mvolcamiento_Y_TR475_Y);
figure()
hold on
    plot(mvolcamiento_X_TR475_X,pisos,"-o","color",[0 0
0],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")

```

```

    plot(mvolcamiento_X_TR475_Y,pisos,"-o","color",[0 0
1],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")

    plot(mvolcamiento_Y_TR475_X,pisos,"-o","color",[0.1 0.6
0.1],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")

    plot(mvolcamiento_Y_TR475_Y,pisos,"-o","color",[1 0
0],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")

    box on

title("Momentos de Volcamiento")
xlabel("Momento Volcante (T-m)*10^4")
ylabel("# Pisos")
ylim([0 27])
xlim([-3 3])

legend("M Volc. X - TR475 en X (T-m)*10^4,Mvolc=5679.2072","M Volc. X - TR475
en Y (T-m)*10^4,Mvolc=27036.1433","M Volc. Y - TR475 en X (T-
m)*10^4,Mvolc=19030.3257","M Volc. Y - TR475 en Y (T-
m)*10^4,Mvolc=5663.3983","location","southoutside")

grid on

hold off

```

Gráficas - desplazamientos centro de masa

```

pisos=xlsread("DesplazamientosCentroMasa24P.xlsx","A5:A30");
despCM_X_TR475_X=xlsread("DesplazamientosCentroMasa24P.xlsx","M5:M30");
despCM_X_TR475_Y=xlsread("DesplazamientosCentroMasa24P.xlsx","N5:N30");
despCM_Y_TR475_X=xlsread("DesplazamientosCentroMasa24P.xlsx","O5:O30");
despCM_Y_TR475_Y=xlsread("DesplazamientosCentroMasa24P.xlsx","P5:P30");
[ndata,text,alldata]=xlsread('DesplazamientosCentroMasa24P.xlsx');
dcmx_x=max(ndata(:,13))

dcmx_x = 0.8215

dcmx_y=min(ndata(:,14))

dcmx_y = -0.1735

dcmy_x=max(ndata(:,15))

dcmy_x = 0.1741

dcmy_y=min(ndata(:,16))

dcmy_y = -0.7806

%datos extraidos

```

```

table(pisos, despCM_X_TR475_X, despCM_X_TR475_Y, despCM_Y_TR475_X,
despCM_Y_TR475_Y);
figure()
hold on
    plot(despCM_X_TR475_X,pisos,"-o","color",[0 0
0],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")
    plot(despCM_X_TR475_Y,pisos,"-o","color",[0 0
1],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")
    plot(despCM_Y_TR475_X,pisos,"-o","color",[0.1 0.6
0.1],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")
    plot(despCM_Y_TR475_Y,pisos,"-o","color",[1 0
0],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")
    box on
title("Desplazamientos del Centro de Masa")
xlabel("Desplazamiento (m)")
ylabel("# Pisos")
ylim([0 27])
xlim([-1 1])
legend("despCM. X - TR475 en X (m),dcm=0.8215","despCM. X - TR475 en Y
(m),dcm=0.1735","despCM. Y - TR475 en X (m),dcm=0.1741","despCM. Y - TR475 en
Y (m),dcm=0.7806","location","southoutside")
grid on
hold off

```

Gráficas - centro de masa y rigidez

```

pisos=xlsread("Desp CentroMasa-CentroRigidez24P.xlsx","B4:B28");
cm_X=xlsread("Desp CentroMasa-CentroRigidez24P.xlsx","O4:O28");
cm_Y=xlsread("Desp CentroMasa-CentroRigidez24P.xlsx","P4:P28");
cr_X=xlsread("Desp CentroMasa-CentroRigidez24P.xlsx","Q4:Q28");
cr_Y=xlsread("Desp CentroMasa-CentroRigidez24P.xlsx","R4:R28");
%datos extraidos
table(pisos, cm_X, cm_Y, cr_X, cr_Y);
figure()
hold on
    plot(cm_X,pisos,"-o","color",[0 0
0],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")

```

```

    plot(cm_Y,pisos,"-o","color",[0 0
1],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")

    plot(cr_X,pisos,"-o","color",[0.1 0.6
0.1],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")

    plot(cr_Y,pisos,"-o","color",[1 0
0],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")

    box on
title("Desplazamientos del Centro de Masa y Centro de Rigidez")
xlabel("Desplazamiento (m)")
ylabel("# Pisos")
ylim([0 27])
xlim([-1 1])

legend("desp CM. X (m),dcm=0","desp CM. Y (m),dcm=0","desp CR. X
(m),dcr=0","desp CR. Y (m),dcr=0","location","southoutside")

grid on
hold off

```

Gráficas - rigidez

```

pisos=xlsread("Rigidez24P.xlsx","A5:A30");
RigX_X=xlsread("Rigidez24P.xlsx","L5:L30");
RigX_Y=xlsread("Rigidez24P.xlsx","M5:M30");
RigY_X=xlsread("Rigidez24P.xlsx","N5:N30");
RigY_Y=xlsread("Rigidez24P.xlsx","O5:O30");
[ndata,text,alldata]=xlsread('Rigidez24P.xlsx');
rgx_x=max(ndata(:,12))

rgx_x = 5.6420

rgx_y=min(ndata(:,13))

rgx_y = -3.6487

rgy_x=max(ndata(:,14))

rgy_x = 5.6420

rgy_y=min(ndata(:,15))

rgy_y = -3.6487

%datos extraidos
table(pisos, RigX_X, RigX_Y, RigY_X, RigY_Y);
figure()

```

```

hold on
    plot(RigX_X,pisos,"-o","color",[0 0
0],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")
    plot(RigX_Y,pisos,"-o","color",[0 0
1],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")
    plot(RigY_X,pisos,"-o","color",[0.1 0.6
0.1],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")
    plot(RigY_Y,pisos,"-o","color",[1 0
0],"linewidth",2,"markerfacecolor","auto")
    box on
title("Rigidez Lateral Requerida")
xlabel("Rigidez (Tm) *10^5")
ylabel("# Pisos")
ylim([0 27])
xlim([-6 6])
legend("RigX-X (Tm),rig=564196.434","RigX-Y (Tm),rig=364871.676","RigY-X
(Tm),rig=564196.434","RigY-Y (Tm),rig=364871.676","location","southoutside")
grid on
hold off

```

Gráficas carga lateral

```

clc
clear
close all
[ndata,alldata]=xlsread("Carga Lateral24P.xlsx");
pisos=xlsread("Carga Lateral24P.xlsx","M5:M30");
clateral=xlsread("Carga Lateral24P.xlsx","N5:N30");
%datos extraidos
table(pisos,clateral)

[filas,col]=find(ndata(:,12)==25);
p25=ndata(filas,12);
f25=ndata(filas,13);
quiver(f25,p25,-f25,0,1,'b')
hold on
[filas,col]=find(ndata(:,12)==24);
p24=ndata(filas,12);
f24=ndata(filas,13);
quiver(f24,p24,-f24,0,1,'b')
[filas,col]=find(ndata(:,12)==23);
p23=ndata(filas,12);
f23=ndata(filas,13);
quiver(f23,p23,-f23,0,1,'b')

```

```

[fil, col]=find(ndata(:,12)==22);
p22=ndata(fil,12);
f22=ndata(fil,13);
quiver(f22,p22,-f22,0,1,'b')
[fil, col]=find(ndata(:,12)==21);
p21=ndata(fil,12);
f21=ndata(fil,13);
quiver(f21,p21,-f21,0,1,'b')
[fil, col]=find(ndata(:,12)==20);
p20=ndata(fil,12);
f20=ndata(fil,13);
quiver(f20,p20,-f20,0,1,'b')
[fil, col]=find(ndata(:,12)==19);
p19=ndata(fil,12);
f19=ndata(fil,13);
quiver(f19,p19,-f19,0,1,'b')
[fil, col]=find(ndata(:,12)==18);
p18=ndata(fil,12);
f18=ndata(fil,13);
quiver(f18,p18,-f18,0,1,'b')
[fil, col]=find(ndata(:,12)==17);
p17=ndata(fil,12);
f17=ndata(fil,13);
quiver(f17,p17,-f17,0,1,'b')
[fil, col]=find(ndata(:,12)==16);
p16=ndata(fil,12);
f16=ndata(fil,13);
quiver(f16,p16,-f16,0,1,'b')
[fil, col]=find(ndata(:,12)==15);
p15=ndata(fil,12);
f15=ndata(fil,13);
quiver(f15,p15,-f15,0,1,'b')
[fil, col]=find(ndata(:,12)==14);
p14=ndata(fil,12);
f14=ndata(fil,13);
quiver(f14,p14,-f14,0,1,'b')
[fil, col]=find(ndata(:,12)==13);
p13=ndata(fil,12);
f13=ndata(fil,13);
quiver(f13,p13,-f13,0,1,'b')
[fil, col]=find(ndata(:,12)==12);
p12=ndata(fil,12);
f12=ndata(fil,13);
quiver(f12,p12,-f12,0,1,'b')
[fil, col]=find(ndata(:,12)==11);
p11=ndata(fil,12);
f11=ndata(fil,13);
quiver(f11,p11,-f11,0,1,'b')
[fil, col]=find(ndata(:,12)==10);
p10=ndata(fil,12);
f10=ndata(fil,13);
quiver(f10,p10,-f10,0,1,'b')
[fil, col]=find(ndata(:,12)==9);

```

```

p9=ndata(filas,12);
f9=ndata(filas,13);
quiver(f9,p9,-f9,0,1,'b')
[filas,col]=find(ndata(:,12)==8);
p8=ndata(filas,12);
f8=ndata(filas,13);
quiver(f8,p8,-f8,0,1,'b')
[filas,col]=find(ndata(:,12)==7);
p7=ndata(filas,12);
f7=ndata(filas,13);
quiver(f7,p7,-f7,0,1,'b')
[filas,col]=find(ndata(:,12)==6);
p6=ndata(filas,12);
f6=ndata(filas,13);
quiver(f6,p6,-f6,0,1,'b')
[filas,col]=find(ndata(:,12)==5);
p5=ndata(filas,12);
f5=ndata(filas,13);
quiver(f5,p5,-f5,0,1,'b')
[filas,col]=find(ndata(:,12)==4);
p4=ndata(filas,12);
f4=ndata(filas,13);
quiver(f4,p4,-f4,0,1,'b')
[filas,col]=find(ndata(:,12)==3);
p3=ndata(filas,12);
f3=ndata(filas,13);
quiver(f3,p3,-f3,0,1,'b')
[filas,col]=find(ndata(:,12)==2);
p2=ndata(filas,12);
f2=ndata(filas,13);
quiver(f2,p2,-f2,0,1,'b')
[filas,col]=find(ndata(:,12)==1);
p1=ndata(filas,12);
f1=ndata(filas,13);
quiver(f1,p1,-f1,0,1,'b')
[filas,col]=find(ndata(:,12)==0);
p0=ndata(filas,12);
f0=ndata(filas,13);
quiver(0,p0,82,0,1,'r')
title("Fuerza Lateral X ")
xlabel("Fuerza Lateral (T)")
ylabel("# Pisos")
text(0.7+f25,p25,'20.697')
text(0.7+f24,p24,'76.1153')
text(0.7+f23,p23,'73.4004')
text(0.7+f22,p22,'52.7097')
text(0.7+f21,p21,'36.5947')
text(0.7+f20,p20,'24.6101')
text(0.7+f19,p19,'15.8335')
text(0.7+f18,p18,'9.5428')
text(0.7+f17,p17,'5.4464')
text(0.7+f16,p16,'3.511')
text(0.7+f15,p15,'3.6873')

```

```

text(0.7+f14,p14, '5.661')
text(0.7+f13,p13, '8.9526')
text(0.7+f12,p12, '12.9963')
text(0.7+f11,p11, '17.3481')
text(0.7+f10,p10, '21.5354')
text(0.7+f9,p9, '25.1292')
text(0.7+f8,p8, '27.6498')
text(0.7+f7,p7, '28.8548')
text(0.7+f6,p6, '28.6434')
text(0.7+f5,p5, '27.1302')
text(0.7+f4,p4, '24.2521')
text(0.7+f3,p3, '19.8611')
text(0.7+f2,p2, '13.714')
text(0.7+f1,p1, '6.1499')
text(52,p1, '590.0261')
ylim([-1 26])

```

Demanda en columnas

```

clc
clear
close all
[ndata,text,alldata]=xlsread('Demandacolumnas24P.xlsx');
Pumax=min(ndata(:,4));
Pumin=max(ndata(:,4));
Vu2max=min(ndata(:,5));
Vu2min=max(ndata(:,5));
Vu3max=min(ndata(:,6));
Vu3min=max(ndata(:,6));
Mu2max=min(ndata(:,8));
Mu2min=max(ndata(:,8));
Mu3max=min(ndata(:,9));
Mu3min=max(ndata(:,9));
table(Pumax,Vu2max,Vu2min,Vu3max,Vu3min,Mu2max,Mu2min,Mu3max,Mu3min)

```

- **Resultados criticos cuando revisamos Pu max**

```

[fila,col]=find(ndata(:,4)==Pumax);
fila=fila(1);
nombre=ndata(fila,1);
Resulcrit_axial=ndata(fila,:);
table(Resulcrit_axial)

```

- **Resultados criticos cuando revisamos Mu2max**

```

[fila,col]=find(ndata(:,8)==Mu2max);
fila=fila(1);
nombre=ndata(fila,1);
Resulcrit_Mu2max=ndata(fila,:);

```

```
table(Resulcrit_Mu2max)
```

- **Resultados criticos cuando revisamos Mu3max**

```
[fila,col]=find(ndata(:,9)==Mu3max);  
fila=fila(1);  
nombre=ndata(fila,1);  
Resulcrit_Mu3max=ndata(fila,:);  
table(Resulcrit_Mu3max)
```

Capítulo 7 BIBLIOGRAFÍA

- ACI Committee 318. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14)*.
- ACI Committee 318. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19)*. In *American Concrete Institute*.
- ACI-ASCE 352 Committee. (2010). ACI 352RS-02. *Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga-Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado*. In *American Concrete Institute*. <https://ingcivil.org/aci-352-recomendaciones-para-diseno-de-conexiones-viga-columna-espanol/>
- Aguiar, R. (2003). *Análisis Sísmico por Desempeño*.
<https://www.researchgate.net/publication/280627456>
- Aguiar, R., Revelo, M., & Tapia, W. (2015). *Jornadas de investigación científica desde las aulas. Análisis de conexiones viga-columna de acuerdo al Código ACI 318SR-05*.
https://www.academia.edu/34611811/JORNADAS_DE_INVESTIGACION_CIENTIFICA_DE_SDE_LAS_AULAS_AN%C3%81LISIS_DE_CONEXIONES_VIGA_COLUMNA_DE_ACUERDO_AL_C%C3%93DIGO_ACI_318SR_05
- Blanco, M. (2012). *Criterios fundamentales para el diseño sismorresistente*. *Revista de La Facultad de Ingeniería U.C.V*, 27, 71–84. <http://ve.scielo.org/pdf/rfiucv/v27n3/art08.pdf>
- Bonett Díaz, R. L. (2003). *Vulnerabilidad y daño sísmicos : concepto y evaluación*. In *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. <http://hdl.handle.net/2117/93542>
- Ceballos, A. (2019). *¿Derivas!. ¿Porque las Chequeamos?*
<https://andresceballos2019.wixsite.com/inicio/post/derivas>
- Cubillos, J. (2021). *Análisis comparativo para el diseño estructural de un edificio porticado con la normativa ACI318S-19 y el reglamento Colombiano NSR-10. [Tesis de pregrado, Universidad Distrital Francisco José de Caldas]* [Repositorio Institucional Universidad Distrital Francisco José de Caldas]. <https://repository.udistrital.edu.co/handle/11349/28511>
- Esarte, A. (2022). *ETABS, de CSI Spain ¿qué es ETABS? | Espacio BIM*.
<https://www.espaciobim.com/etabs>
- Hormigón al día. (n.d.). *Cuáles son las novedades en el código ACI 318-19: Requisitos para la Construcción con Hormigón Armado*. Retrieved May 15, 2022, from <https://hormigonaldia.ich.cl/entrevista/que-es-lo-nuevo-en-el-codigo-aci-318-19-requisitos-para-la-construccion-con-hormigon-armado/>
- Lujan, A., & Paraqueimo, V. (2018). *Propuesta de diseño estructural para edificio de aulas del Centro de Entrenamiento del Cuerpo de Bomberos del Municipio Valencia Edo. Carabobo. [Tesis de pregrado, Universidad de Carabobo]* [renati].
<https://renati.sunedu.gob.pe/handle/sunedu/1445994>
- Martínez, J., León, J., Hernández, E., Rojas, R., Sánchez, J., & Mina, R. (2017). *Amenaza sísmica, microzonificación sísmica y espectros de diseño de la ciudad de Pedernales, Manabí, Ecuador. XXI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, 1–28. https://www.researchgate.net/profile/Jose-Martinez-Gonzalez-2/publication/320433596_AMENAZA_SISMICA_MICROZONIFICACION_SISMICA_Y_ESPECTROS_DE_DISENO_DE_LA_CIUADAD_DE_PEDERNALES_MANABI_ECUADOR/lin

ks/59e51904aca272390ed64286/AMENAZA-SISMICA-MICROZONIFICACION-SISMICA-Y-ESPECTROS-DE-DISENO-DE-LA-CIUDAD-DE-PEDERNALES-MANABI-ECUADOR.pdf

- McCormac, J., & Brown, R. (2018). *Diseño de Concreto reforzado. Edición 318-14 del Código ACI* (Décima edición). Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V.
https://www.academia.edu/43514207/Dise%C3%B1o_de_Concreto_reforzado_McCormac_Ed_10
- Mesa, J. (2018). *Revisión de literatura sobre el comportamiento sísmico de la malla electrosoldada como refuerzo principal en muros estructurales delgados de concreto reforzado. [Tesis de pregrado, Universidad de Antioquia]* [Repositorio Institucional Universidad de Antioquia].
<http://hdl.handle.net/10495/12233>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015a). *Norma Ecuatoriana de la Construcción. NEC-SE-CG. Cargas no sísmicas.*
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015b). *Norma Ecuatoriana de la Construcción. NEC-SE-DS. Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente.*
- Moehle, J. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings* (Primera). McGraw-Hill Education.
<https://hoseinzadeh.net/Moehle%20J.,%20Seismic%20Design%20of%20Reinforced%20Concrete%20Buildings,%202014.pdf>
- Morales, A., Hube, M., & Ceresa, P. (2019). Demandas Sísmicas de Momento y Corte en Edificios con Muros de Hormigón Armado. *XII Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Sísmica ACHISINA 2019*, 1–12. <https://www.researchgate.net/publication/332380277>
- Orozco, M., Avila, Y., Restrepo, S., & Parody, A. (2018). Factores influyentes en la calidad del concreto: una encuesta a los actores relevantes de la industria del hormigón. *Ingeniería de Construcción*, 33(2), 161–172. <https://scielo.conicyt.cl/pdf/ric/v33n2/0718-5073-ric-33-02-00161.pdf>
- Villavicencio, E., & Cabeza, J. (2021). *Automatización del análisis y diseño de la conexión Viga-Columna en elementos de Hormigón Armado mediante Microsoft VBA [Tesis de pregrado, Universidad Estatal del Sur de Manabí]* [Repositorio Digital UNESUM].
<http://repositorio.unesum.edu.ec/handle/53000/3007>