

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



Eficiencia estructural de un sistema de marcos especiales resistentes a momento compuesto por columnas circulares versus la misma edificación, conformada por elementos rectangulares verticales de carga en la Ciudad de Guatemala, utilizando las especificaciones ASCE/SEI 7-16, las normas AGIES NSE 2018 y el código ACI 318-19

Trabajo de graduación presentado por Kevin Carlos Daniel Pérez Palencia para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala,

2021

**Eficiencia estructural de un sistema de marcos especiales
resistentes a momento compuesto por columnas circulares
versus la misma edificación, conformada por elementos
rectangulares verticales de carga en la Ciudad de Guatemala,
utilizando las especificaciones ASCE/SEI 7-16, las normas
AGIES NSE 2018 y el código ACI 318-19**

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



Eficiencia estructural de un sistema de marcos especiales resistentes a momento compuesto por columnas circulares versus la misma edificación, conformada por elementos rectangulares verticales de carga en la Ciudad de Guatemala, utilizando las especificaciones ASCE/SEI 7-16, las normas AGIES NSE 2018 y el código ACI 318-19

Trabajo de graduación presentado por Kevin Carlos Daniel Pérez Palencia para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala,

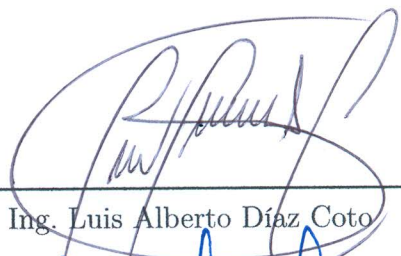
2021

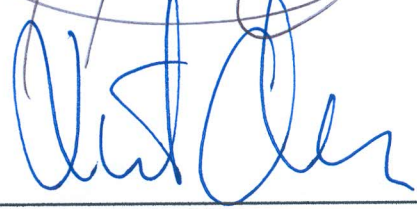
Vo.Bo.:

(f) 
Ing. Hugo Enrique Pallais Beteta

Tribunal Examinador:

(f) 
Ing. Hugo Enrique Pallais Beteta

(f) 
Ing. Luis Alberto Díaz Coto

(f) 
Ing. Roberto Godo Levensen

- Fecha de aprobación: Guatemala, 8 de diciembre de 2021.

El desarrollo de proyectos, como la comparación de distintos usos de geometría de columnas en marcos especiales resistentes a momento, permiten al estudiante la obtención de cierto criterio de diseño, lo cual permite que el mismo no se base únicamente en resultados de un software, sino en analizar que los resultados también tengan sentido. Mi interés personal en el análisis que se realiza surgió por una inclinación personal en el área del diseño de estructuras, en donde se busca encontrar el sistema más adecuado para diseñar un proyecto. La cantidad de sistemas constructivos es muy grande, pero el trabajo en cuestión puede funcionar para que los futuros estudiantes logren tomarla para mejorar el criterio de diseño.

La elaboración de este estudio no hubiese sido posible sin el apoyo incondicional de muchas personas. En primer lugar están mis padres, Juan Carlos Pérez y Lorena de Pérez, quienes me han dado todo su apoyo durante estos cinco años de carrera. A mis hermanos, Estephanie Pérez y Steve Pérez, quienes han sido un ejemplo profesional y me han guiado y apoyado a lo largo de mi vida, así como también a mi hermana Valeria Pérez quien me motiva a ser una persona de éxito para ser un ejemplo a seguir.

Agradezco a todos los compañeros que se han tenido a lo largo de estos años de estudio por hacer de la universidad una de las mejores experiencias que he tenido en mi vida, así como también, a los catedráticos con los que cuenta tanto el departamento de ingeniería civil como la universidad en general. Especialmente al Ing. Hugo Pallais, a quien considero un gran profesional y ejemplo a seguir, por todo el apoyo durante el trabajo, como también durante todos los cursos que ha impartido y por hacer de todos, mejores personas y profesionales.

Prefacio	VI
Lista de gráficos	XII
Resumen	XVI
Abstract	XVIII
I. Introducción	1
II. Justificación	3
III. Objetivos	5
A. Objetivo general	5
B. Objetivos específicos	5
IV. Alcance	7
V. Marco teórico	9
A. Conceptos básicos del diseño sísmico	9
1. Códigos de diseño	9
2. Diseño conceptual	10
3. Diseño prescriptivo	12
4. Objetivos de desempeño	13
5. Factores de ocupación	15
6. Terremoto máximo considerado	16
7. Clasificación del suelo	17
8. Aceleraciones de la respuesta de diseño y de la respuesta espec- tral del MCE	17
9. Categorías de diseño sísmico	19
10. Estado límite último	20
11. Factores de carga del ACI 318-19	21

B.	Columnas de concreto reforzado	24
1.	Clasificación de las columnas de concreto armado	24
2.	Supuestos para el análisis de miembros a compresión	25
3.	Respuesta elástica lineal	25
4.	Efectos de contracción por secado y fluencia plástica	26
5.	Columnas rectangulares de concreto reforzado	26
a.	Características	26
b.	Ventajas y desventajas	27
6.	Columnas circulares de concreto reforzado	27
a.	Características	27
b.	Ventajas y desventajas	28
7.	Requisitos del código ACI 318-19	28
8.	Fallas en columnas con estribos y espirales	29
9.	Elaboración de un diagrama de interacción	30
10.	Modificaciones del código a los diagramas de interacción	32
11.	Fuerza cortante en columnas	33
12.	Diseño de columnas con flexión biaxial	34
C.	Diseño sísmico	36
1.	Características del suelo	37
2.	Evaluación del peligro sísmico de un sitio	38
3.	Espectro de respuesta de diseño	39
4.	Diseño sísmico de acuerdo al código ASCE/SEI 7-16	40
5.	Combinaciones de carga	43
6.	Derivas laterales	44
D.	Marcos especiales resistentes a momento	45
1.	Diseño y proporción del marco	45
2.	Principios de diseño	46
a.	Diseño de un sistema de columna fuerte / viga débil	46
VI.	Metodología	48
A.	Descripción del proyecto	48
1.	Distribución de elementos	48
B.	Clasificación de la obra	52
C.	Cargas aplicadas al edificio	53
D.	Aspectos sísmicos	53
1.	Especificaciones de ubicación	53
E.	Construcción del espectro de diseño según ASCE/SEI 7-16	54
1.	Procedimiento para generar espectros de diseño	54
F.	Modelado estructural en ETABS 18	55
1.	Definición de las secciones para columnas y vigas	56
2.	Definición de los materiales en ETABS 18	59
3.	Asignación de las cargas	59
4.	Asignación de diafragma rígido	60
5.	Asignación del mallado	61
6.	Configuración de end length offsets	61
7.	Definición del espectro de respuesta	61

8.	Fuente de masa	61
9.	Patrones de carga	62
10.	Combinaciones de carga	62
11.	Configuración del caso modal	65
12.	Casos de carga	66
VII.	Resultados	68
A.	Masa modal	68
B.	Cortantes basales dinámicos.	69
C.	Calibración del análisis modal.	69
D.	Cortantes estáticos.	70
E.	Desplazamientos del centro de masa.	71
F.	Desplazamientos en columnas de esquina.	73
G.	Acero longitudinal requerido en columnas.	75
VIII.	Conclusiones	78
IX.	Recomendaciones	79
X.	Bibliografía	80
XI.	Glosario	82
XII.	Anexos	84

Figura	Página
1. Elementos típicos para un sistema estructural de concreto reforzado.	10
2. Consideraciones para la configuración de un edificio.	11
3. Objetivos de desempeño.	13
4. Visualización de los niveles de desempeño.	14
5. Probabilidad condicional de falla para la estabilidad estructural causada por un terremoto.	14
6. Probabilidad condicional de falla para miembros estructurales ordinarios no críticos causados por un terremoto.	15
7. Tipos de ocupación y factores de importancia.	16
8. Coeficiente de sitio para períodos cortos (Tabla 11.4-1 ASCE/SEI 7-16)	18
9. Coeficiente de sitio para períodos cortos (Tabla 11.4-2 ASCE/SEI 7-16)	18
10. Categoría de diseño sísmico basada en períodos cortos - Parámetro de aceleración de respuesta (Tabla 11.6-1 ASCE/SEI 7-16)	19
11. Categoría de diseño sísmico basada en períodos de 1 segundo - Parámetro de aceleración de respuesta(Tabla 11.6-2 ASCE/SEI 7-16)	19
12. Casos y combinaciones de carga en el diseño de factores de carga y resistencia.	21
13. Factores de seguridad para momento, carga axial o combinación entre momento y carga axial.	22
14. Factores de carga ϕ	23
15. Área transformada para un elemento en compresión.	26
16. Visualización gráfica de las variables para el cálculo de la cuantía de acero en espiral.	31
17. Visualización gráfica de las variables para el cálculo de la cuantía de acero en espiral.	32
18. Curva de interacción para una columna incluyendo las tres modificaciones.	34
19. Diseño de columnas con flexión biaxial.	35
20. Probabilidad de excedencia del sismo de diseño según la clase de obra.	39
21. Diseño del espectro de respuesta.	40

22.	Coefficientes y factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas aplicables a regiones de mayor sismicidad.	41
23.	Rotación de cuerda y rigidez efectiva a la flexión del concreto para componenete que incluyen agrietamiento (Moehle, 2015).	42
24.	Deriva por nivel permitida según ASCE/SEI 7-16.	44
25.	Resumen de los materiales utilizados en el diseño.	49
26.	Dimensiones de secciones utilizadas en los marcos de la estructura. . .	49
27.	Planta sótano.	50
28.	Planta piso típico.	51
29.	Clasificación de obra.	52
30.	Cargas vivas y muertas aplicadas a la edificación.	53
31.	Definición de las ordenadas espectrales para el espectro sísmico. . . .	55
32.	Coefficientes de diseño y factores sísmicos para marcos especiales resistentes a momento de concreto reforzado.	55
33.	Espectro elástico	56
34.	Secciones de los elementos definidos para los marcos especiales resistentes a momento.	56
35.	Factor de modificación para el momento de inercia en columnas. . . .	57
36.	Factor de modificación para el momento de inercia en vigas.	57
37.	Propiedades de la losa.	58
38.	Factor de modificación para el momento de inercia en losa.	58
39.	Materiales definidos para la elaboración del proyecto.	59
40.	Cargas asignadas en losa por área.	59
41.	Ejemplo de la definición del patrón de carga en losa.	60
42.	Asignación del diafragma rígido.	60
43.	Configuración del mallado.	61
44.	Asignación de end length offsets.	62
45.	Definición del espectro de respuesta en ETABS 18.	63
46.	Asignación de la fuente de masa.	63
47.	Definición del patrón de carga para el sismo en el eje x.	64
48.	Combinaciones de carga definidas según ASCE/SEI 7-16.	65
49.	Configuración del caso modal con vectores Ritz.	66
50.	Definición de los casos de carga.	67
51.	Período fundamental aproximado.	68
52.	Participación de masa según los modos de vibración de la estructura.	69
53.	Resumen de cortes basales dinámicos de la estructura.	69
54.	Período fundamental para el límite superior de Cs.	70
55.	Coefficiente sísmico Cs.	70
56.	Calibración de cortantes dinámicos con estáticos.	70
57.	Cortes estáticos y peso sísmico por nivel de la estructura.	71
58.	Desplazamientos del centro de masa con el sismo en X máximo. . . .	71
59.	Desplazamientos del centro de masa con el sismo en Y máximo. . . .	72
60.	Desplazamientos del centro de masa.	73
61.	Desplazamientos en las columnas de esquina con 100 % del sismo en X y 30 % en Y.	74

62.	Desplazamientos en las columnas de esquina con 30 % del sismo en X y 100 % en Y.	74
63.	Cuantía de acero longitudinal requerida en los elementos del eje H para columnas circulares.	75
64.	Cuantía de acero longitudinal requerida en los elementos del eje H para columnas rectangulares.	76
65.	Precio de las varillas corrugadas No. 9 para acero grado 60.	77
66.	Acero requerido en el nivel 1 de la estructura.	77
67.	Masa modal participante en modelo con columnas rectangulares.	84
68.	Masa modal participante en modelo con columnas rectangulares.	85
69.	Valores de pseudo-aceleraciones.	86
70.	Peso sísmico efectivo del edificio con columnas rectangulares.	87
71.	Peso sísmico efectivo del edificio con columnas circulares.	87
72.	Combinaciones de carga sobre la estructura.	88
73.	Derivas para modelo con columnas rectangulares en el centro de masa.	89
74.	Derivas para modelo con columnas circulares en el centro de masa.	90
75.	Derivas para el 100 % del sismo en X para modelo con columnas rectangulares en las esquinas de la edificación.	91
76.	Derivas para el 100 % del sismo en X para modelo con columnas circulares en las esquinas de la edificación.	92
77.	Derivas para el 100 % del sismo en Y para modelo con columnas rectangulares en las esquinas de la edificación.	93
78.	Derivas para el 100 % del sismo en Y para modelo con columnas circulares en las esquinas de la edificación.	94
79.	Aproximación del costo de los elementos sometidos a flexo-compresión.	96

En el trabajo presentado a continuación se llevará a cabo una comparación entre dos distintos tipos de geometría que se llegan a utilizar en las edificaciones, enfocado especialmente en columnas. A lo largo de estos años de estudio, se ha escuchado mucho acerca de las ventajas que presentan los arreglos circulares para el acero en zonas sísmicas, sin embargo, resulta más común el uso de estribos en columnas rectangulares debido a la facilidad en el proceso constructivo, así como también, el empalme que tiene la mampostería con estos elementos.

Debido a que Guatemala es un país con altos índices de sismicidad, puede resultar muy beneficioso el uso de columnas circulares ya que el uso puede llegar a ser el doble de efectivo para aumentar la capacidad última de la columna. Por esta razón, se decidió indagar más en el tema para verificar que el costo que conllevan estos elementos zunchados sean factibles sobre las columnas cuadradas o rectangulares con estribos.

En el siguiente trabajo de graduación se estudiarán dos posibles opciones, las cuales serán el uso de columnas cuadradas con estribos y las columnas circulares con refuerzo en espiral. Para esto, se modelará un edificio típico para la Ciudad de Guatemala, el cual será expuesto a las mismas cargas, pero con columnas de diferentes secciones. Posteriormente se modelarán las edificaciones en ETABS para verificar que los cálculos a mano sean congruentes. Al modelar estos proyectos, se realizarán cotizaciones para tomar en cuenta el precio al que se encuentran los materiales.

Abstract

In the work presented below, a comparison will be made between two different types of geometries in columns that come to be used in buildings. Throughout these years of study, much has been heard about the advantages of circular arrangements for steel in seismic zones, however, the use of stirrups in rectangular columns is more common due to an easier construction process, as well as the column and masonry junction.

Because Guatemala is a country with high rates of seismicity, the use of circular columns can be very beneficial since the use can be twice as effective to increase the ultimate capacity of the column. For this reason, it was decided to investigate further into the subject to verify that the cost of cost of circular columns are feasible in comparison to rectangular columns with stirrups.

In the following graduation work, two possible options will be studied, which will be the use of square columns with stirrups and circular columns with spiral reinforcement. For this, a typical building for Guatemala City will be modeled, which will be exposed to the same loads but with columns of different sections. Subsequently, the buildings will be modeled in ETABS to verify that the calculations by hand are congruent. When modeling these projects, quotes will be made to take into account the price at which the materials currently are.

Debido a los altos índices de sismicidad con los que se cuenta en la región de Guatemala y la vulnerabilidad de las estructuras es necesario que se utilicen los elementos más eficientes al diseñar marcos especiales resistentes a momento. Aspectos tan simples como la geometría de un elemento sometido a flexo-compresión puede hacer que se utilice una sección de menor dimensión, así como también, la cantidad de acero que se puede llegar a utilizar.

Mediante este trabajo es posible que todos aquellos estudiantes puedan obtener criterio al momento de diseñar y que puedan llegar a saber el porqué del uso de las columnas zunchadas sobre columnas rectangulares. Utilizando el programa de modelación Etabs 18, se modelará una estructura de concreto reforzado que cuente con 6 ejes en dirección X, y 7 ejes en dirección y. Resulta importante tomar en cuenta la distribución de los parqueos por lo que el espaciamiento entre cada columna se realiza considerando 3 parqueos entre cada columna.

Para llevar a cabo el diseño sísmico de esta edificación se utilizaron las normas de diseño de AGIES 2018 y el AISC/SEI 7-16.

La Real Academia Española (2020) define el concepto de ingeniería como un conjunto de conocimientos orientados a la invención y utilización de técnicas para el aprovechamiento de los recursos naturales o para la actividad industrial (RAE, 2020). Resulta esencial que todos los que desempeñan esta profesión se encarguen de implementar esto, ya que siempre es necesario estar actualizados para desempeñar el trabajo de la manera más eficiente posible, tomando en cuenta los últimos estándares de diseño.

En el año 2019, se publicó un artículo en Prensa Libre en donde el entonces presidente de la Cámara Guatemalteca de Construcción, Ing. Hugo Bosque, resaltó que en el primer cuatrimestre de dicho año, la vivienda vertical creció en un 28 % en relación al año anterior, lo cual se debe a que el costo por metro cuadrado de la tierra ha incrementado significativamente con el transcurrir de los años, así como también que la población busca una mejor calidad de vida, por lo que regresan a lugares céntricos de la ciudad para estar más cerca de sus oficinas, lugares de estudio y vivienda (Bolaños, 2019).

Con una gran parte de la población habitando en viviendas verticales, resulta importante que, en un país con índices de sismicidad tan altos como Guatemala, se tomen las debidas medidas para evitar a toda costa pérdidas humanas. Por esto, resulta sumamente importante que los encargados de diseñar estos hogares, se encarguen no solamente de realizar un diseño económico sino, de asegurarse que la edificación sea resistente ante cualquier evento sísmico que se pueda presentar en el país. Por esta razón, el siguiente trabajo de graduación presenta argumentos para justificar el arreglo geométrico más eficientes en las columnas ante cargas de sismo, así como también, realizar una comparación entre los costos que involucran los arreglos cuadrados y circulares. Para esto, se diseñará un edificio típico de la Ciudad de Guatemala.

A. Objetivo general

Determinar el desempeño sísmico de una edificación de marcos especiales resistentes a momento compuesta por columnas circulares versus la misma tipología estructural implementando columnas rectangulares de concreto reforzado a partir de las especificaciones ASCE/SEI 7-16, las normas AGIES NSE 2018 y el código ACI 318-19.

B. Objetivos específicos

- Realizar la integración de las cargas gravitacionales y sísmicas para una edificación de marcos especiales resistentes a momento en la Ciudad de Guatemala mediante las especificaciones ASCE/SEI 7-16 y las normas AGIES NSE 2018.
- Efectuar el análisis estructural de la edificación compuesta por marcos especiales resistentes a momento a partir de un modelo 3D, utilizando la herramienta tecnológica, ETABS v.18 de la corporación CSI.
- Establecer la eficiencia estructural de una columna reforzada transversalmente mediante un arreglo circular, versus un elemento especificado con estribos y eslabones para una edificación con las mismas características geométricas, tanto en planta como en elevación.
- Comparar el costo de materiales de un edificio de marcos especiales resistentes a momento conformado por columnas zunchadas en comparación con el mismo sistema estructural compuesto por elementos verticales de cargas reforzados con estribos y eslabones.

CAPÍTULO IV

Alcance

Muchos estudiantes pueden no tener un criterio para verificar que tanto los datos que se ingresan a un software de diseño, como la información que se extrae del mismo, tengan sentido. A partir de este trabajo de graduación es posible que esas personas puedan generar ese criterio y de la misma manera, pueda funcionar como fuente de información para explorar los beneficios que dan las geometrías rectangulares y circulares en columnas. Por otro lado, puede ser un punto de partida para que todos aquellos a nivel licenciatura sigan generando comparaciones dentro de los elementos que incluyen tanto los marcos especiales resistentes a momento como los demás sistemas sismo-resistentes.

A. Conceptos básicos del diseño sísmico

La construcción de estructuras de concreto reforzado es naturalmente adecuada para la resistencia ante un sismo. Como construcción monolítica puede proporcionar una trayectoria de carga continua para resistir fuerzas y mantener su integridad estructural al momento de enfrentar un terremoto. Dentro de las ventajas que presenta, se puede encontrar una rigidez alta para proteger a los elementos no estructurales como los muros divisorios. Para lograr este diseño, las edificaciones deben definir un sistema de resistencia a la fuerza lateral para resistir las fuerzas esperadas debido al movimiento que causa el evento natural. Actualmente, el diseño consiste en diseñar un sistema rígido, resistente y con capacidad de deformación necesaria para resistir con un rendimiento aceptable.

1. Códigos de diseño

Así como en cualquier otra profesión, todas aquellas personas que estén involucradas en el diseño de una edificación deben de tomar ciertas especificaciones en consideración para asegurarse que la obra se haya realizado de una manera correcta. Un código de diseño es una serie de regulaciones mínimas con el propósito de salvaguardar la salud pública, la seguridad y el bienestar de las personas que ocupan la construcción. A lo largo de este proyecto se tomarán en cuenta tres códigos de diseño. El primero de estos, es el último código de diseño para edificios, el cuál sería el ACI 318-19. cabe destacar en este no es un documento legalmente aplicable, sino que, es una serie de principios para las buenas prácticas del diseño de concreto reforzado. Adicional a esto, se tomarán en cuenta las cargas mínimas de diseño y criterios asociados para edificios y otras estructuras de la sociedad americana de ingenieros civiles (ASCE/SEI 7-16), y en conjunto se utilizarán las normas de seguridad estructural

para Guatemala de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.

2. Diseño conceptual

El diseño conceptual se refiere a una etapa de diseño preliminar en la que el sistema estructural es seleccionado, se configura, y se aproxima adecuadamente. La selección del sistema estructural se considera como una responsabilidad del ingeniero estructural ya que, al hacer una buena elección del concepto estructural, el encargado puede simplificar el proceso de análisis, diseño y revisión estructural. En la figura 1, se muestran los elementos típicos que conforman un sistema estructural para estructuras de concreto reforzado. El sistema de transporte de carga por gravedad comprende el techo, el piso, columnas, muros de carga y la cimentación. El sistema de resistencia de fuerza lateral comprende diafragmas, elementos verticales y las zapatas. Los diafragmas unen el sistema de construcción en una unidad tridimensional rígida. Los diafragmas también transmiten fuerzas laterales a los elementos verticales del sistema de resistencia a la fuerza lateral (Moehle, 2015).

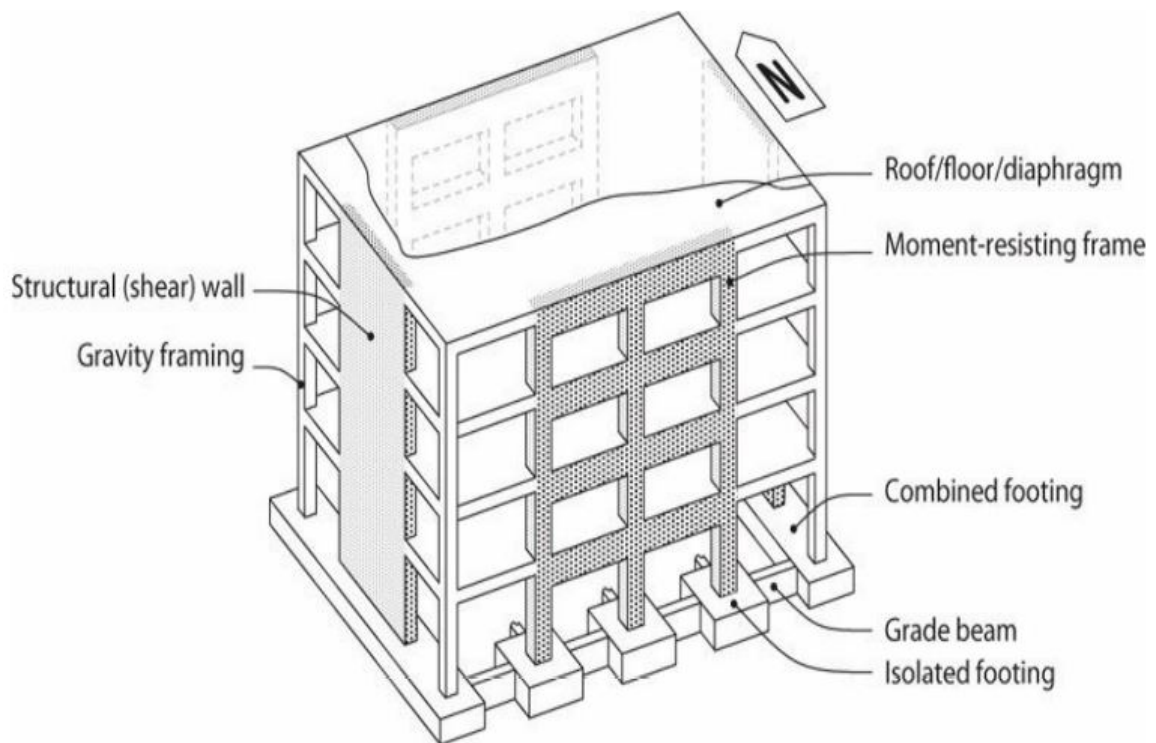


Figura 1: Elementos típicos para un sistema estructural de concreto reforzado. (Moehle, 2015)

El sistema ideal para una edificación sismorresistente es compacta y simétrica, con rigidez y resistencia distribuida uniformemente tanto en altura como en planta, y sin irregularidades causadas por elementos estructurales discontinuos o desplazados. En la Figura 2, se ilustran un rango de configuraciones, de las cuales, algunas pueden llegar a presentar desafíos en el diseño, los cuales pueden evitarse a través de un buen diseño conceptual. Una gran cantidad de edificios son diseñados de tal manera que se prevea una parte de la respuesta inelástica durante un terremoto (Moehle, 2015).

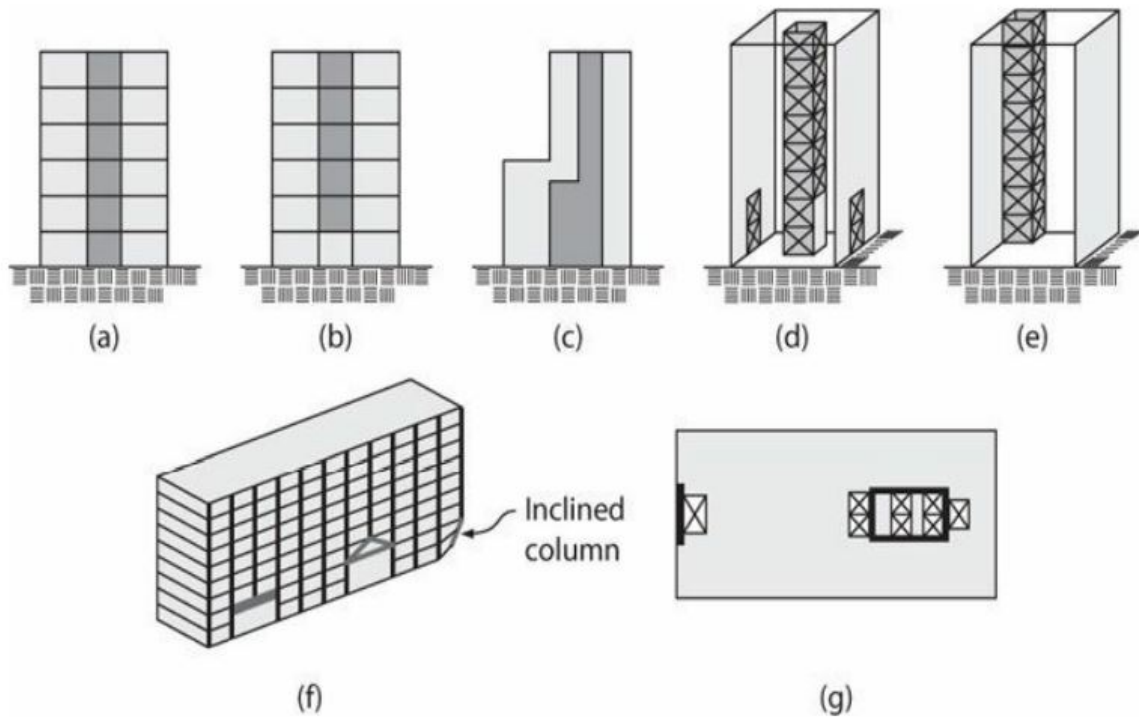


Figura 2: Consideraciones para la configuración de un edificio.
(Moehle, 2015)

- En la Figura 2a se ilustra un sistema estructural regular con una resistencia lateral continúa proporcionada por un muro que se extiende en toda su altura, proporcionando un buen diseño conceptual.
- Un muro estructural discontinuo como el que se muestra en la Figura 2b, puede crear un primer nivel débil que puede ser difícil de proteger de un daño excesivo por lo que se debe evitar.
- Edificios con grandes cambios de rigidez y resistencia con respecto a la altura (Figura 2c) pueden desarrollar concentraciones de respuesta inelástica y daño, especialmente cerca de la discontinuidad.
- Los desplazamientos horizontales en los sistemas laterales (Figura 2d) crean una gran fuerza que se transfiere a través de los diafragmas del piso, al mismo tiempo que crean problemas para columnas que soportan muros discontinuos.

- La excentricidad entre el centro de resistencia y centro de masa (Figura 2e) da como resultado una torsión que crea desafíos de diseño. Tales excentricidades deben minimizarse.
- La discontinuidad en las columnas y las columnas inclinadas como la que se muestra en la Figura 2f, perturban la trayectoria de la carga y crean grandes fuerzas en los elementos de transferencia y en diafragmas.
- Las aberturas de diafragma adyacentes a muros estructurales (Figura 2g), limitan la capacidad de transferir fuerzas entre los dos elementos, y son especialmente problemáticas cerca de la base de un edificio donde las fuerzas comúnmente deben transferirse fuera de las paredes estructurales.

(Moehle, 2015)

3. Diseño prescriptivo

El diseño prescriptivo se adhiere estrictamente a las provisiones del código de diseño en las cuales se prescriben los procedimientos del análisis, rigideces, componentes y detalles del sistema, con un margen menor para desviarse de la prescripción. Un diseño normativo típico incluye los siguientes pasos:

- El código de diseño especifica la intensidad de las cargas de diseño para las cargas muertas, vivas, de viento, sismo, etc., y cuenta con las combinaciones de carga para determinar el efecto más crítico. La carga muerta se calcula con el peso de los elementos de la edificación mientras que la carga viva depende de la ocupación de la construcción. La carga sísmica (E) se determina mediante un conjunto de cálculos prescritos establecidos en el código de construcción. A diferencia de otras cargas, E como se especifica en los códigos no pretende ser una estimación de las cargas sísmicas reales, pero en su lugar se utiliza para establecer una resistencia mínima, de modo que no se requiera una ductilidad excesiva bajo un temblor.
- En la mayoría de los casos, el análisis estructural es estrictamente lineal, aunque la rigidez puede reducirse para tener en cuenta los efectos no lineales de forma aproximada, y algunas tolerancias para la redistribución de acciones internas son permitidas.
- El código especifica cómo calcular las resistencias de diseño de los miembros, y requiere que estos sean al menos iguales a las resistencias requeridas como determinado a partir del análisis estructural.
- El código especifica límites de desplazamiento para miembros y para el edificio en su conjunto.

(Moehle, 2015)

4. Objetivos de desempeño

Un objetivo de desempeño es una declaración del rendimiento esperado del edificio condicionado al haber sido sometido a una carga particular. Según TBI (2010) en la *Guía para el Diseño de Edificios Altos basado en su desempeño*, se establecen los siguientes objetivos:

- Un edificio debe de tener una baja probabilidad de colapso debido a que se somete a un terremoto máximo considerado (MCE).
- El edificio debe tener una pequeña probabilidad de daño que requiera reparación dado que es sometido a un terremoto de nivel de servicio (SLE).

De acuerdo con el procedimiento, la edificación debe de ser analizada para ambos objetivos y deben de satisfacer ambos para que se considere que tiene un rendimiento equivalente al código. Uno de los primeros conceptos fue relacionar los niveles de rendimiento con la condición del edificio, ya que fue sometido a un aumento lateral de deformación (SEAO, 1995). La Figura 3 ilustra tres niveles de desempeño introducidos en Shapiro *et al.* (2000) y continuados en ASCE (2014). El nivel de desempeño de ocupación inmediata corresponde a un estado en que puede haber ocurrido algún daño, pero después de las reparaciones cosméticas la estructura puede ser ocupada y funcional. Prevención de colapso es un punto en la respuesta justo antes del inicio del colapso. Seguridad a la vida es un término que se utiliza para definir un estado de rendimiento con un margen cómodo por debajo de la prevención de colapso.

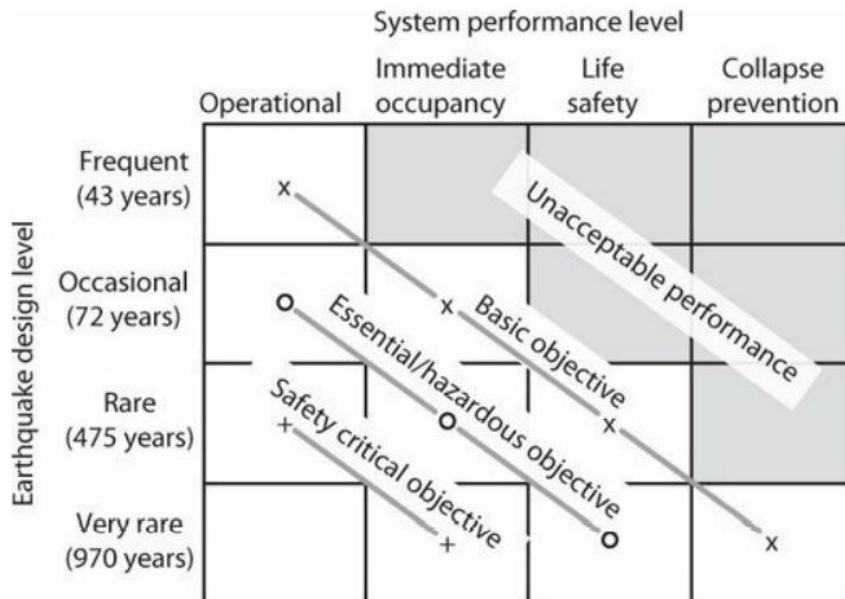


Figura 3: Objetivos de desempeño. SEAO (1995)

La práctica común es definir el rendimiento del sistema en función del desempeño de los componentes individuales estructurales (o no estructurales) que componen el sistema de construcción. En efecto, el rendimiento del edificio se define como igual al peor desempeño de cualquiera de los componentes del edificio.

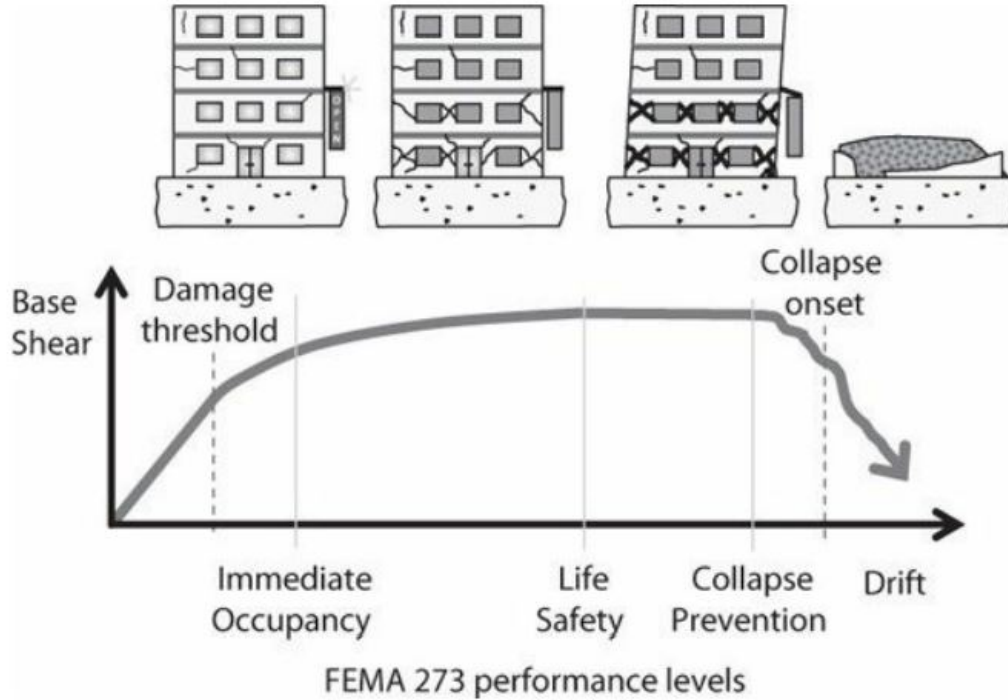


Figura 4: Visualización de los niveles de desempeño.
(Moehle, 2015)

Las estructuras y los componentes no estructurales deben cumplir con los requisitos de funcionalidad y servicio de las Secciones 1.3.2 y 1.3.3 del ASCE/SEI 7-16, las cuales se muestran en las figuras 5 y 6.

Risk Category	Conditional Probability of Failure Caused by the MCE_E Shaking Hazard (%)
I & II	10
III	5
IV	2.5

Figura 5: Probabilidad condicional de falla para la estabilidad estructural causada por un terremoto.
(Tabla 1.3-2 de ASCE/SEI 7-16) (ASCE, 2014)

Risk Category	Conditional Probability of Component or Anchorage Failure Caused by the MCE_R Shaking Hazard (%)
I & II	25
III	15
IV	9

Figura 6: Probabilidad condicional de falla para miembros estructurales ordinarios no críticos causados por un terremoto. (Tabla 1.3-3 de ASCE/SEI 7-16) (ASCE, 2014)

5. Factores de ocupación

Dado que la ocupación de cada edificio tiene distintos grados de importancia, resulta importante que se clasifique la ocupación de una obra dado que un cobertizo para una bodega no tiene la misma importancia que un hospital. En el código se enlistan cuatro categorías de ocupación las cuales se correlacionan con factores de importancia que varían de 1 a 1.5. Adicional a esto, se menciona que, si se requiere acceso a una estructura de riesgo IV a través de una estructura adyacente, esta debe de cumplir con los requisitos de las estructuras de categoría IV (McCormac & Brown, 2011). El tipo de ocupación y los factores de importancia se detallan en la Figura 5.

6. Terremoto máximo considerado

Las zonas con un alto riesgo de movimiento del suelo manejan un nivel más alto de riesgo sísmico. Una gran parte del ASCE/SEI 7-16 está dedicada a determinar las fuerzas para el diseño sísmico, las cuales se basan en un terremoto máximo a considerar, la cuál es una condición extrema que se considera que ocurre una vez cada cierto tiempo. La severidad del fenómeno al nivel de MCE se describe en términos de S_S , el cuál es el parámetro de aceleración de respuesta espectral en períodos cortos, y del parámetro de aceleración de respuesta espectral en períodos de un segundo, denominado como S_1 . Estos valores se pueden extraer de las normas de seguridad estructural. Los valores más altos para estas variables corresponden a categorías de diseño sísmico mayores (McCormac & Brown, 2011).

Tipo de ocupación	Categoría de ocupación	Factor de importancia, <i>I</i>
Edificios y otras estructuras que representan un riesgo bajo para la vida humana en caso de falla, incluyendo, pero no limitado a: instalaciones agrícolas, ciertas instalaciones temporales, instalaciones pequeñas de almacenaje.	I	1.0
Todos los edificios y otras estructuras, excepto aquellas listadas en las categorías de ocupación I, III y IV.	II	1.0
Edificios y otras estructuras que representan un riesgo importante para la vida humana en caso de falla, incluyendo, pero no limitado a:	III	
<ul style="list-style-type: none"> • Edificios y otras estructuras donde se reúnen más de 300 personas en un área • Edificios y otras estructuras con instalaciones para guardería con una capacidad para más de 150 • Edificios y otras estructuras con instalaciones de escuela primaria y escuela secundaria con una capacidad para más de 250 • Edificios y otras estructuras con una capacidad para más de 500 para universidades o instalaciones para educación de adultos • Instalaciones de servicios de salud con una capacidad de 50 o más pacientes residentes, pero que no tengan instalaciones para cirugías o tratamientos de emergencia • Cárceles e instalaciones de detención 		1.25
Edificios y otras estructuras, no incluidas en la categoría de ocupación IV, con potencial para causar un impacto económico importante y/o una dislocación masiva de la vida civil cotidiana en caso de falla, incluyendo, pero no limitado a: estaciones de generación de energía, instalaciones de potabilización de aguas, instalaciones de tratamiento de aguas residuales, centros de telecomunicaciones.		
Edificios y otras estructuras no incluidas en la categoría de ocupación IV (incluyendo, pero no limitado a: instalaciones de manufactura, proceso, manejo, almacenaje, uso o disposición de sustancias tales como combustibles peligrosos, sustancias químicas peligrosas, residuos peligrosos o explosivos) que contengan cantidades suficientes de sustancias tóxicas o explosivas que pueden ser peligrosas para el público si se liberan.		
Los edificios y otras estructuras que contengan sustancias tóxicas o explosivas serán elegibles para ser clasificadas como estructuras de categoría de ocupación II si puede demostrarse a satisfacción de la autoridad que tenga jurisdicción mediante una evaluación de riesgo, como se describe en la sección 1.5.2 que una liberación de las sustancias tóxicas o explosivas no representan una amenaza para el público.		
Edificios y otras estructuras designadas como instalaciones esenciales, incluyendo, pero no limitado a:		
<ul style="list-style-type: none"> • Hospitales y otras instalaciones de servicios de salud que tengan instalaciones de cirugías o tratamientos de emergencia • Estaciones de bomberos, rescate, ambulancias y policía y estacionamientos de vehículos de emergencia • Refugios designados para terremotos, huracanes u otras emergencias • Centros designados para alertas de emergencia, comunicaciones, operaciones y otras instalaciones requeridas para respuestas de emergencia • Estaciones de generación de energía y otras instalaciones de servicios públicos que se requieren en una emergencia • Estructuras auxiliares (incluyendo, pero no limitadas a torres de comunicaciones, tanques de almacenaje de combustible, torres de enfriamiento, estructuras de subestaciones eléctricas, tanque de almacenaje de agua para bomberos u otras estructuras que alojen o soporten agua, u otro tipo de material o equipo extintor de incendios) requeridas para la operación de estructuras de ocupación de categoría IV durante una emergencia • Torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo y hangares de emergencia para aviones • Instalaciones de almacenaje de agua y estructuras de bombeo requeridas para mantener la presión hidráulica para la extinción de incendios • Edificios y otras estructuras que tengan funciones críticas de defensa nacional 	IV	1.5
Edificios y otras estructuras (incluyendo, pero no limitadas a instalaciones de manufactura, proceso, manejo, almacenaje, uso o disposición de sustancias tales como combustibles peligrosos, sustancias químicas peligrosas, residuos peligrosos) que contengan sustancias muy tóxicas donde la cantidad del material exceda una cantidad umbral establecida por la autoridad que tenga jurisdicción		
Los edificios y otras estructuras que contengan sustancias muy tóxicas serán elegibles para ser clasificadas como estructuras de categoría de ocupación II si puede demostrarse a satisfacción de la autoridad que tenga jurisdicción mediante una evaluación de riesgo como se describe en la sección 1.5.2 que una liberación de las sustancias muy tóxicas no representan una amenaza para el público. Esta clasificación reducida no se permitirá si los edificios u otras estructuras también funcionan como instalaciones esenciales		

*Las plantas de cogeneración de energía que no suministren energía en la red nacional serán designadas como de categoría de ocupación II.

Figura 7: Tipos de ocupación y factores de importancia.
(Tabla 1.5-1 de ASCE/SEI 7-16) (McCormac & Brown, 2011)

7. Clasificación del suelo

Otro parámetro con una gran importancia es la clase de suelo en el sitio del proyecto. De acuerdo con el Anexo A del NSE 2.1, se pueden clasificar los suelos desde una clase A (roca dura) hasta la clase F (suelos vulnerables). Las clases más altas de suelo en el sitio da una fuerza de diseño sísmico relativamente baja, mientras que las clases más altas de suelo dan fuerzas de diseño sísmico más altas. La clasificación del sitio es necesaria para la configuración adecuada del espectro sísmico de diseño, aunque, cabe destacar que según el comentario 4.3.1 a del NSE2, se establece que para el territorio de Guatemala no se ha considerado distinguir entre perfil A y B, por lo que se utilizan los parámetros correspondientes al perfil B. Al asignar la clase de suelo en el sitio, se determinan los correspondientes coeficientes del sitio para periodos cortos y largos, F_a y F_v , respectivamente, y los parámetros de aceleración de respuesta espectral mencionados anteriormente (AGIES, 2018a).

8. Aceleraciones de la respuesta de diseño y de la respuesta espectral del MCE

Según el artículo 11.4.4 del ASCE/SEI 7-16, las aceleraciones de la respuesta espectral del terremoto máximo considerado para períodos cortos y largos se obtienen multiplicando los parámetros S_S y S_1 por el factor de sitio correspondiente:

$$S_{MS} = F_A * S_S \quad (1)$$

$$S_{M1} = F_v * S_1 \quad (2)$$

En las tablas obtenidas de la normativa en cuestión, se puede observar los factores a utilizar para períodos cortos y largos, los cuales se pueden observar en las Figuras 8 y 9.

En la sección 11.4.8 de procedimientos de movimiento del suelo específicos en sitio, se especifica que el análisis de respuesta se llevará a cabo con la sección 21.1 del código para estructuras de clase F, a menos que quede exento por la sección 20.3.1. El análisis debido al movimiento del suelo se debe de realizar de acuerdo con la sección 21.2 para lo siguiente:

- Estructuras sísmicamente aisladas o con sistemas de amortiguación con S_1 mayor o igual a 0.6.
- Estructuras en sitios de clase E con S_s mayor o igual a 1.
- Estructuras en sitios de clase D y E con S_1 mayor que o igual a 0.2.

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period						
Site Class	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S = 1.25$	$S_S \geq 1.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	2.4	1.7	1.3	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8
F	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8

Figura 8: Coeficiente de sitio para períodos cortos (Tabla 11.4-1 ASCE/SEI 7-16)

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period						
Site Class	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 = 0.5$	$S_1 \geq 0.6$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	2.4	2.2 ^a	2.0 ^a	1.9 ^a	1.8 ^a	1.7 ^a
E	4.2	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8
F	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8

Figura 9: Coeficiente de sitio para períodos cortos (Tabla 11.4-2 ASCE/SEI 7-16)

Las fuerzas de diseño se basan en un terremoto de diseño, el cuál es menos significativo que el terremoto máximo considerado. En la sección 11.4.5 del ASCE/SEI 7-16, los parámetros de espectro de diseño S_{DS} y S_{D1} , se obtienen de la siguiente manera:

$$S_{DS} = 2/3 * S_{MS} \quad (3)$$

$$S_{D1} = 2/3 * S_{M1} \quad (4)$$

9. Categorías de diseño sísmico

Tomando como base la sección 11.6 del código, se les debe asignar una categoría de diseño sísmico a cada estructura. Esta clasificación se asigna utilizando las siguientes tablas, dependiendo del nivel de riesgo sísmico, tipo de suelo, ocupación y uso. El riesgo de terremoto depende de la ubicación geográfica de la estructura. Si S_1 es menor que 0.75, la categoría de diseño sísmico se puede determinar utilizando la primera tabla si se cumplen con las siguientes condiciones:

- En cada una de las dos direcciones ortogonales, el período fundamental aproximado (T_a) es menor que $0.8T_s$.
- En cada una de las dos direcciones ortogonales, el período fundamental de la estructura usado para calcular las derivas es menor a T_s .
- Ecuación 12.8-2 del código se utilice para determinar el coeficiente C_s .
- Los diafragmas son rígidos de acuerdo con la sección 12.3 del código, o, para diafragmas no rígidos, la distancia horizontal entre elementos verticales que resistan el sismo no exceda 40 ft.

En caso de que se obtengas resultados distintos en las tablas para la misma estructura, se utiliza la clasificación más severa.

Value of S_{DS}	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

Figura 10: Categoría de diseño sísmico basada en períodos cortos - Parámetro de aceleración de respuesta (Tabla 11.6-1 ASCE/SEI 7-16)

Value of S_{D1}	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

Figura 11: Categoría de diseño sísmico basada en períodos de 1 segundo - Parámetro de aceleración de respuesta (Tabla 11.6-2 ASCE/SEI 7-16)

10. Estado límite último

El diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) se utiliza comúnmente para proporcionarle la resistencia adecuada a una estructura para que se reduzca la probabilidad de falla a un nivel aceptable. MacGregor (1983) describe el desarrollo de los factores para este método y de los niveles de seguridad asociados para el diseño de estructuras de concreto reforzado (MacGregor, 1983). El método puede expresarse genéricamente a través de la siguiente ecuación:

$$\phi S_n \geq U \quad (5)$$

en la cual ϕS_n es la resistencia de diseño que incluye un factor de reducción (ϕ) y la resistencia nominal (S_n), y U es la combinación de carga factorizada. AL momento de realizar los cálculos, para aplicaciones como cortante y momentos, se tienen las siguientes fórmulas:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (6)$$

$$M_n \geq M_u \quad (7)$$

A pesar de que el método se refiere a un estado límite último de diseño que se aproxima al estado de falla, el análisis estructural para el estado límite es a menudo hecho usando supuestos de un comportamiento lineal-elástico. En las ecuaciones 9-1 a 9-7 del ACI, se presentan los factores de carga y las combinaciones que se deben de usar para el diseño de estructuras de concreto reforzado. La capacidad de carga de un miembro de este material debe ser igual al valor más grande obtenido al sustituir valores para las distintas combinaciones existentes. Para un diseño sismorresistente, el encargado debe considerar los efectos de direccionalidad del terremoto, los cuales generalmente incluyen los efectos del sismo en dos direcciones horizontales principales, además del efecto vertical que el evento causa.

(Moehle, 2015)

Los diagramas 5a y 5b en la Figura 12, da a conocer la siguiente combinación de carga:

$$1.2D + 1.0E + \alpha_L L \quad (8)$$

en la cual, la carga de sismo se considera tanto de izquierda a derecha como de derecha a izquierda. En los diagramas 7a y 7 b se expresa la siguiente combinación de carga:

$$0.9D + 1.0E \quad (9)$$

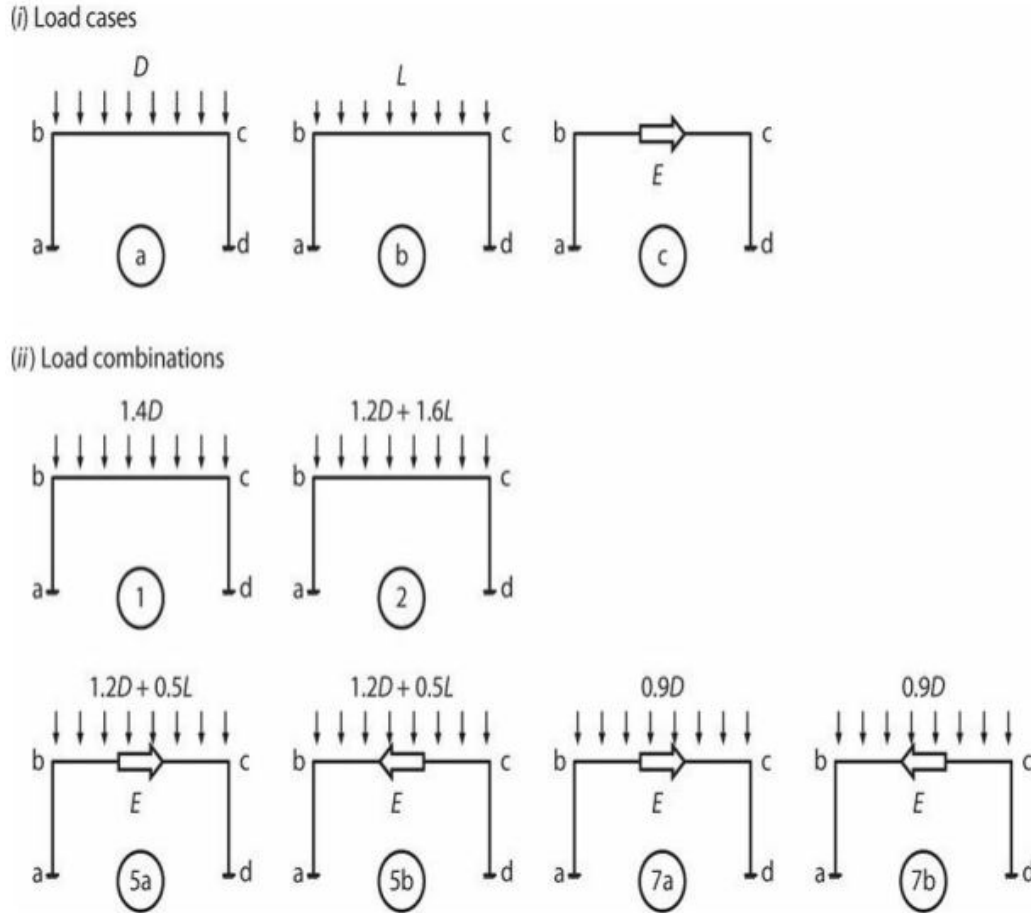


Figura 12: Casos y combinaciones de carga en el diseño de factores de carga y resistencia. (Moehle, 2015)

Para estructuras típicas, la primera combinación de carga mostrada da como resultado una mayor compresión axial en las columnas mientras que la segunda combinación, da como resultado una mayor tensión axial en las columnas. Ambas se deben contemplar en el diseño de la edificación. Adicional a estas cargas, siempre se deben de tomar en cuenta los efectos de cargas sísmicas verticales, las cuales se consideran según el código ASCE 7.

11. Factores de carga del ACI 318-19

Los factores de reducción de fuerzas tienen valores inferiores a 1.0 y se proporcionan para permitir la posibilidad de miembros de baja resistencia debido a variaciones en las resistencias del material y las dimensiones, permitir inexactitudes en las ecuaciones de diseño, reflejar la ductilidad disponible y la confiabilidad requerida del elemento bajo los efectos de carga que se están considerando y por último, para reflejar la importancia del miembro en la estructura en sí (Moehle, 2015).

Para losas, columnas, muros y otros miembros similares sometidos a momentos,

fuerzas axiales o momento y fuerza axial combinados, el factor de seguridad depende de la deformación unitaria neta en tensión (ε_t) en el extremo, cuando la sección desarrolla resistencia nominal. Para miembros en flexión sin carga axial o en compresión axial, se alcanza cuando la deformación unitaria en compresión alcanza el valor de 0.003. Los valores para ϕ se presentan en la Figura 13.

Net Tensile Strain, ε_t	Classification	ϕ			
		Type of Transverse Reinforcement			
		Spiral		Other	
$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$	Compression-controlled	0.75	(a)	0.65	(b)
$\varepsilon_{ty} \leq \varepsilon_t < 0.005$	Transition*	$0.75 + 0.15 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})}$	(d)
$\varepsilon_t \geq 0.005$	Tension-controlled	0.90	(e)	0.90	(f)

Figura 13: Factores de seguridad para momento, carga axial o combinación entre momento y carga axial. (Moehle, 2015)

Las variaciones de ϕ con ε_t se debe a que las secciones con ε_t más grandes son más dúctiles, lo cual da una advertencia de falla con deflexión excesiva y agrietamiento, mientras que las secciones con ε_t menor, son más propensas a fallas a compresión, las cuales podrían generar una menor advertencia al fallar. Los factores para las secciones utilizadas en espiral se deben a que tales secciones son más dúctiles que las columnas con estribos. Para que se puedan utilizar estos factores, el espiral debe de satisfacer el refuerzo mínimo de los requisitos del código (Moehle, 2015). En el caso de estructuras sismorresistentes en regiones de alta sismicidad, estas dependerán de muros y marcos estructural detallados para resistir la fuerza lateral, los cuales se diseñan para permitir que se deformen en el rango no lineal sin pérdida de fuerza excesiva o fallas. Al diseñar de esta manera, si tiene asignada una categoría de diseño sísmico D, E o F, el valor de ϕ para cortante debe modificarse de acuerdo con lo siguiente:

- Para cualquier elemento estructural que esté diseñado para resistir E, phi para cortante deberá ser igual a 0.60 si la resistencia nominal al cortante del miembro es menor que el cortante correspondiente al desarrollo del momento nominal del elemento. el momento nominal será determinado considerando las cargas axiales factorizadas más críticas, incluyendo E.
- Para diafragmas, phi para corte no debe exceder el valor mínimo de phi para cortante utilizado en elementos verticales.

- Para juntas viga-columna y vigas reforzadas diagonalmente, phi para cortante será de 0.85.

(Moehle, 2015)

Action or Structural Element		ϕ	Exceptions
(a)	Moment, axial force, or combined moment and axial force	0.65 to 0.9. See below	For value of ϕ near ends of pretensioned members where strands are not fully developed, see ACI 318
(b)	Shear	0.75	Additional requirements are defined for structures designed to resist earthquake effects. See below
(c)	Torsion	0.75	
(d)	Bearing	0.65	
(e)	Post-tensioned anchorage zones	0.85	
(f)	Brackets and corbels	0.75	
(g)	Struts, ties, nodal zones, and bearing areas designed in accordance with the strut-and-tie method	0.75	
(h)	Components of connections of precast members controlled by yielding of steel elements in tension	0.9	
(i)	Plain concrete elements	0.6	

Figura 14: Factores de carga ϕ .

(Moehle, 2015)

B. Columnas de concreto reforzado

La sección en cuestión se enfoca en miembros sujetos a cargas axiales de compresión y tensión. Dichos miembros se encuentran en columnas que soportan elementos discontinuos, en los límites de muros estructurales y las cuerdas y colectores de diafragmas estructurales. Las columnas se definen como elementos que sostienen principalmente cargas a compresión. En general las columnas también soportan momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de la sección transversal y esta acción de flexión puede producir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal. Aún en estos casos, se hace referencia a las columnas como elementos a compresión puesto que esta fuerza domina su comportamiento (Nilson & Darwin, 1999). El trabajo de graduación se enfoca principalmente en las columnas que componen una edificación. A lo largo de esta sección se encontrará un análisis profundo en las columnas, desde su clasificación, hasta el diseño de las mismas.

1. Clasificación de las columnas de concreto armado

Estos elementos pueden ser clasificados en las siguientes tres categorías:

- Bloques cortos a compresión. En el caso que la altura de un miembro vertical a compresión sea menor que tres veces su dimensión lateral más pequeña, puede considerarse como un pedestal (McCormac & Brown, 2011). Un pedestal puede diseñarse con concreto simple o sin refuerzo, con un máximo de diseño a $0.85\Phi f'_c$ (ACI318, 2019).
- Columnas cortas de concreto reforzado. Si una columna falla debido a la falla inicial del material, se clasifica como columna corta. La carga que pueda llegar a soportar está regida por las dimensiones de la sección transversal del elemento y por la resistencia de los materiales que se estén utilizando. (McCormac & Brown, 2011)
- Columnas largas o esbeltas de concreto reforzado. Debido al aumento de la utilización de materiales de altas resistencias, es posible que las dimensiones de la sección transversal de una columna sean pequeñas en comparación con su longitud. El grado de esbeltez se expresa en términos de la relación de esbeltez l/t , donde l es la longitud y r es el radio de giro de su sección transversal. Un elemento con una gran esbeltez colapsará ante una carga de compresión menor que la correspondiente para un elemento corto con las mismas dimensiones de la sección transversal (Nilson & Darwin, 1999). Los efectos de esbeltez pueden depreciarse en aproximadamente 40% en todas las columnas no arriostradas y en aproximadamente 90% de aquellas arriostradas contra el desplazamiento lateral (Nilson & Darwin, 1999).

2. Supuestos para el análisis de miembros a compresión

El análisis de la respuesta carga-deformación de los elementos se basa en tres supuestos fundamentales:

- Las secciones que son planas antes de la carga, permanecerán planas después de la carga. La implicación práctica de esta suposición es que la tensión en el hormigón y el acero son idénticos en cualquier punto de la sección transversal. Esto requiere que no haya deslizamiento entre el acero y el hormigón.
- Las relaciones tensión-deformación se conocen a partir de propiedades medidas en ensayos hechos a los materiales. Los efectos de la fluencia y la contacción serán ignorados, aunque estos efectos pueden ser importantes.
- Se puede hacer uso de ecuaciones de equilibrio para calcular la fuerza axial y momento en la sección transversal dados los esfuerzos internos.

(Moehle, 2015)

3. Respuesta elástica lineal

La respuesta elástica lineal para una columna cargada axialmente se sigue de los supuestos mencionados anteriormente. El problema se puede simplificar asumiendo que el confinamiento es inactivo para deformaciones bajas. Utilizando el método del área transformada, se puede reconocer que el acero tiene un módulo elástico de $E_s = nE_c$. Con esto se pueden considerar propiedades de sección transversal equivalentes al reemplazar el área de acero A_{st} por concreto con un área de nA_{st} ubicado en el centroide del acero. Como se puede observar en la Figura 15, cuando el área de acero se transforma al área de concreto, la sección de hormigón inicial se deja con agujeros que tienen un área A_{st} . Con el fin de simplificar el análisis, esos orificios se rellenan, dejando $(n - 1)A_{st}$ para las secciones de acero transformadas. Como se muestra en la figura, el área transformada es $A_g + (n - 1)A_{st}$, por lo tanto, el esfuerzo en el concreto se puede representar de la siguiente manera (Moehle, 2015):

$$f_c = P/[A_g + (n - 1)A_{st}] \quad (10)$$

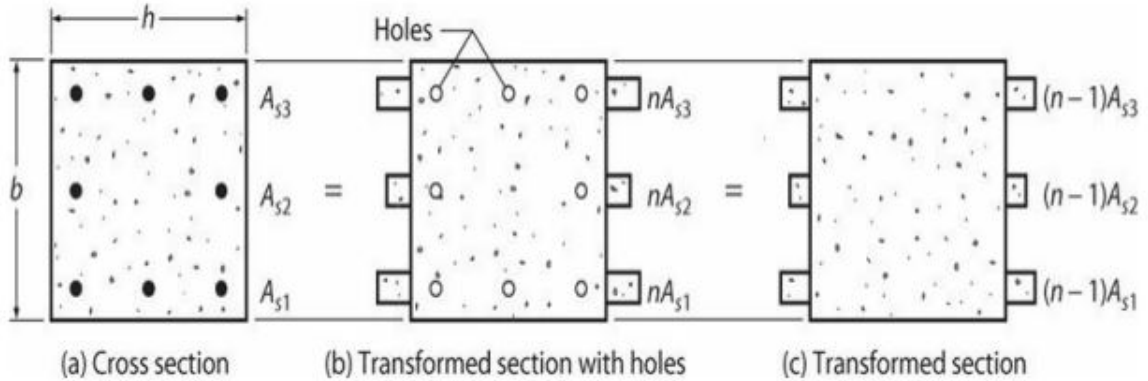


Figura 15: Área transformada para un elemento en compresión.
 (Moehle, 2015)

4. Efectos de contracción por secado y fluencia plástica

Al colar el concreto in situ, este es expuesto a la temperatura y humedad ambiente, por lo que generalmente está sujeto a cambios de volumen que se asocian con la contracción por temperatura y por la pérdida de humedad. Tanto la contracción por secado y las deformaciones por fluencia en el concreto están asociadas principalmente a la eliminación del agua absorbida por la pasta cementicia. La diferencia radica en que la fuerza impulsora en la contracción por secado es la diferencia en humedad, mientras que en el caso de la fluencia, la fuerza motriz es la carga aplicada (Moehle, 2015). Además, la fluencia se ve afectada por la intensidad de las cargas aplicado y la edad del concreto cuando es sometido a cargas y por cuanto tiempo esté expuesto a las mismas. Al estar sometidas a cargas durante largos períodos de tiempo, además de la generación de fluencia plástica, esto influye en la resistencia del concreto ya que para elementos cargados concéntricamente por un año o más, se puede presentar una reducción de la resistencia de aproximadamente 15 a 25 % (McCormac & Brown, 2011). De esta manera, para un miembro cargado con una carga sostenida del 85 % de su resistencia última a la compresión, f'_c puede ser satisfactorio por cierto tiempo pero posteriormente, puede fallar (Rüsch, 1960).

5. Columnas rectangulares de concreto reforzado

a. Características

Debido a la forma geométrica de este tipo de columnas, lo más usual es que se elaboren con estribos para apuntalar lateralmente o sujetar en su lugar a las varillas para aumentar la resistencia de la columna. En una gran cantidad de edificaciones, es usual que se elaboren las columnas con forma rectangular, lo cual se debe a que

el armado es bastante sencillo, así como también, el empalme de la mampostería es fácil de realizar.

b. Ventajas y desventajas

- Resulta más económico el armado de este tipo de columnas.
- Si una columna con estribos se carga hasta que falle, parte del recubrimiento del concreto se desprenderá y, a menos que los estribos estén poco separados entre sí, las varillas longitudinales se pandearán casi inmediatamente al desaparecer su soporte lateral. Estas fallas pueden ser muy repentina.

(McCormac & Brown, 2011)

6. Columnas circulares de concreto reforzado

a. Características

Para las columnas en las cuales un espiral hecho con varillas o alambroón grueso se enrolla alrededor de las varillas longitudinales, se les denomina columna zunchada. Estos espirales son más efectivos que los estribos para incrementar la resistencia de una columna. Los espirales de paso estrecho cumplen muy bien con su función de sujetar las varillas longitudinales en su lugar y de confinar el concreto interior, con lo que se aumenta considerablemente su resistencia a la compresión axial. Conforme el concreto dentro de la espiral tiende a expandirse lateralmente bajo la carga de compresión, en el zuncho empieza a desarrollarse un esfuerzo de tensión de aro y la columna no fallará hasta que el espiral ceda o se rompa, permitiendo el resquebrajamiento del concreto interior (McCormac & Brown, 2011).

Los estudios para este tipo de columnas se empezaron a realizar a inicios del siglo XX mediante cilindros de hormigón confinados por refuerzo en espiral espaciado. Las pruebas realizadas demostraron que el confinamiento pasivo es relativamente ineficaz en el rango de respuesta lineal debido a que el efecto de Poisson da como resultado deformaciones transversales bajas. A medida que la tensión axial se acerca a la capacidad de tensión del concreto en sí, mayor será el micro-agrietamiento, el cual, comienza a producir una mayor deformación transversal y genera una deformación plástica.

El paradigma presente en la sociedad es que a pesar del incremento en la resistencia, resulta más caro realizar este tipo de arreglos. Debido a que Guatemala es un país con altos índices de sismicidad, los espirales resultan ideales ya que aumentan muy eficazmente la ductilidad y la tenacidad de las columnas.

En la práctica no se toma en cuenta ningún exceso de capacidad que pueda darse después del desconchamiento ya que se considera que al ocurrir, la columna perderá

su utilidad. Por esta razón, el zunchado se diseña con un poco más de resistencia que el recubrimiento que se supone que se va a resquebrajar. Diseñar el espiral con un poco más de resistencia que el recubrimiento no aumento mucho la resistencia útil de las columnas, pero conduce a una falla gradual o dúctil.

b. Ventajas y desventajas

- Al cargar una columna con arreglo en espiral hasta fallar, el recubrimiento del concreto se desconchará, pero en núcleo permanecerá firme y si el zunchado es de paso pequeño, el núcleo será capaz de resistir una cantidad apreciable de carga adicional más allá de la carga que da a lugar el desconchamiento. El espiral en conjunto con el refuerzo longitudinal forma una jaula que confina de una manera muy eficiente al concreto, por lo cual se provee una advertencia de que ocurrirá una falla si la carga a la que se encuentra sometida se sigue incrementando.
- Considerando que la tensión de aro estimada que se produce en las espirales es debido a la presión lateral del núcleo y por pruebas, puede demostrarse que el acero del zunchado es por lo menos el doble de efectivo para aumentar la capacidad última de la columna como el acero longitudinal.

(McCormac & Brown, 2011)

7. Requisitos del código ACI 318-19

Según el código ACI 318-19, se establecen algunas limitaciones importantes:

- El porcentaje de refuerzo longitudinal no debe ser menor que 1 % del área transversal total de una columna (código ACI 10.9.1). Se cree que, si la cantidad de acero es menor que 1 %, habrá una posibilidad bien definida de que ocurra una falla no dúctil repentina, como en el caso de unacolumna de concreto simple. El valor mínimo de 1 % de acero reduce también el flujo plástico y la contracción y provee alguna resistencia a la flexión para la columna.
- El porcentaje máximo de acero no debe ser mayor que 8 % del área transversal total de la columna (código ACI 10.9.1). Este valor máximo se estipula para prevenir el hacinamiento de las varillas. En la práctica, es algo difícil ajustar más de 4 o 5 % de acero en la cimbra y lograr que penetre el concreto en la cimbra y alrededor de las varillas. Cuando el porcentaje de acero es alto, se incrementa la posibilidad de que se formen cavidades alveolares en el concreto. Si esto ocurre, puede haber una reducción sustancial en la capacidad de carga de la columna.
- El número mínimo de varillas longitudinales permisibles en miembros a compresión (ACI 10.9.2) es como sigue: 4 para varillas con estribos rectangulares o

circulares, 3 para varillas dentro de estribos triangulares y 6 para varillas rodeadas por espirales. En el caso de que hubiera menos de 8 varillas en un arreglo circular, la orientación de las varillas puede alterar la resistencia de momentos en columnas excéntricamente cargadas. Este aspecto debe considerarse en el diseño según el Comentario ACI (R10.9.2).

- Cuando se usan columnas con estribos, estos no deberán ser menores al #3, siempre que las varillas longitudinales sean del #10 o menores. El tamaño mínimo es el #4 para varillas longitudinales mayores que el #10 y para varillas en racimos. También puede usarse alambre corrugado o malla de alambre soldado con un área equivalente (ACI 7.10.5.1).
- La separación centro a centro de los estribos no deberá ser mayor que 16 veces el diámetro de las varillas longitudinales, 48 veces el diámetro de los estribos, ni que la menor dimensión lateral de la columna. Los estribos deben colocarse de tal manera que cada varilla longitudinal de esquina y alternada tengan soporte lateral suministrado por la esquina de un estribo con un ángulo incluido no mayor de 135°. Ninguna varilla debe localizarse a una distancia mayor de 6 plg libres a cada lado de una varilla.
- El código (7.10.4) establece que las espirales no deben tener diámetros menores de 3/8 de plg y que la separación libre entre las vueltas de las espirales no debe ser menor de 1 plg o mayor de 3 plg.

8. Fallas en columnas con estribos y espirales

Al cargar una columna corta con estribos hasta que el elemento falle, parte del recubrimiento se desprenderá de la columna, retirando el soporte lateral que tienen las varillas longitudinales, lo que conlleva a un pandeo en las mismas. Este tipo de fallas tienden a ser bastante repentinas, mientras que, en una columna zunchada, al cargarla hasta que la misma falle, a pesar del desconchamiento del recubrimiento, el núcleo permanecerá firme y es capaz de resistir una cantidad de carga adicional a la que causo el desprendimiento del recubrimiento (McCormac & Brown, 2011). A pesar de esto, esa carga adicional no se toma en cuenta ya que al ocurrir esto, la columna perderá su ductilidad y desde el ojo humano, el elemento perderá su utilidad. La resistencia del recubrimiento está dada por la expresión a continuación:

$$0.85f'_c(A_g - A_c) \tag{11}$$

en donde A_c es el área del núcleo que se considera igual al diámetro del exterior de la columna. Considerando que la tensión de aro en el espiral se debe a la presión lateral del núcleo, puede demostrarse que el acero del zunchado es por lo menos el doble de efectivo para aumentar la capacidad última de la columna (McCormac & Brown, 2011), lo que permite calcular de manera aproximada, la resistencia del espiral mediante la siguiente ecuación:

$$2\rho_s A_c f_y \quad (12)$$

Al igualar ambas expresiones, se puede determinar la cuantía de acero requerida para el acero del espiral:

$$\rho_s = 0.425[(A_g/A_c) - 1](f'_c/f_y) \quad (13)$$

Con el fin de proveer más resistencia que el concreto que se desprende, el código (ACI318, 2019) en la ecuación 10-5, establece la cuantía mínima para el espiral de la siguiente manera:

$$\rho_s = 0.45[(A_g/A_c) - 1](f'_c/f_y) \quad (14)$$

Esto se considerará en caso de que el porcentaje de acero de espiral resulte menor al que se obtenga con la siguiente fórmula:

$$\rho_s = V_{espiral}/V_{nucleo} = [a_s(D_c - d_b)]/(sD_c^2) \quad (15)$$

En la expresión mostrada, D_c se considera como el diámetro del núcleo de extremo a extremo del espiral, a_s es el área de la sección transversal de la varilla del espiral y d_b es el diámetro de la varilla utilizada.

(McCormac & Brown, 2011)

9. Elaboración de un diagrama de interacción

La relación entre el momento y la curvatura en una columna depende de varios factores, como lo son la sección geométrica de la vida, propiedades del concreto y del acero y la cantidad de refuerzo longitudinal y transversal, así como también, la carga axial a la cual se ve expuesto. El efecto de este tipo de cargas se puede observar en la Figura 17 y se puede describir de la siguiente forma:

- Al no tener carga axial, la respuesta inelástica se inicia por medio de la flexibilidad del acero, seguido por una respuesta causada por el momento con un comportamiento dúctil hasta que el concreto alcance su capacidad de deformación.
- A medida que la carga axial aumenta, se requiere una zona de compresión más grande para mantener el equilibrio en el eje y. Por lo tanto, la curvatura disminuye a medida que la carga axial disminuye.

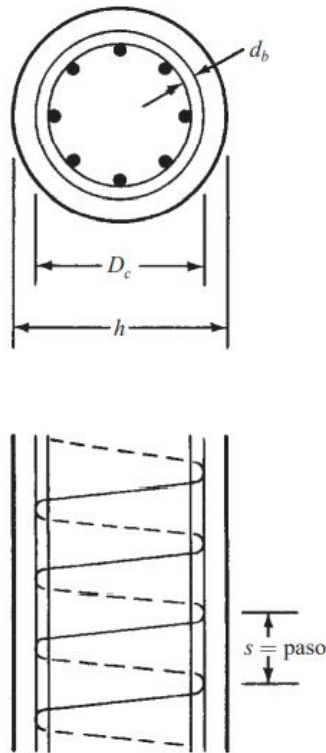


Figura 16: Visualización gráfica de las variables para el cálculo de la cuantía de acero en espiral. (McCormac & Brown, 2011)

- La deformación a tensión en el refuerzo longitudinal disminuye a medida que la carga axial incrementa. En el punto donde se encuentra la carga balanceada (punto c), en la cual una carga colocada con cierta excentricidad producirá un momento, las deformaciones unitarias se alcanzarán simultáneamente. Para cargas axiales por debajo del punto C, se representa la resistencia por flexión del miembro sometido a un mayor momento, con una menor presencia de carga axial, por lo que la zona se encuentra en tensión. Consecuentemente, para las cargas axiales por encima del punto C, es una zona controlada a compresión en donde existe una menor cantidad de momento.
- La capacidad de curvatura continúa disminuyendo con el aumento de la carga axial, alcanzando un valor de cero cuando se somete el elemento a la carga axial máxima.

(Moehle, 2015)

Para calcular la resistencia nominal en las columnas, se establece que el concreto en el borde de compresión de la columna falla a una deformación unitaria de 0.003 de acuerdo con el ACI 138-19. Con esto, se supone una deformación unitaria en el borde

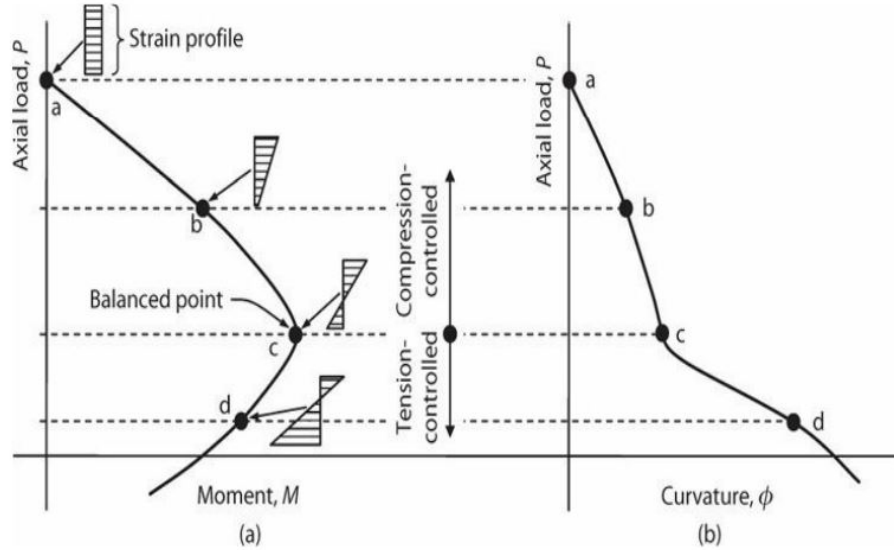


Figura 17: Visualización gráfica de las variables para el cálculo de la cuantía de acero en espiral. (Moehle, 2015)

alejado de la columna y los valores nominales de la carga axial y momento. En base a lo que dicta el ACI, el procedimiento a realizar es el siguiente:

- Determinar el punto inicial de la gráfica en la cual se considera que P_n alcanza su valor máximo y M_n es nulo. El valor se obtendrá a partir de la siguiente ecuación:

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_s) + A_s f_y \quad (16)$$

Hay que recordar que la ecuación anterior aplica en el caso que la carga se esté aplicando en el centroide plástico de la sección.

- Encontrar el punto de carga balanceada en la que se tiene una deformación unitaria de -0.003 en el borde a compresión de la columna y una deformación unitaria de f_y/E_s en el acero a tensión.
- Manteniendo la deformación unitaria de compresión en 0.003 para el borde extremo, se pueden suponer una serie de diferentes deformaciones unitarias en el otro borde y calcular P_n y M_n para cada valor utilizado.

(Moehle, 2015)

10. Modificaciones del código a los diagramas de interacción

Se tiene que recordar que las indicaciones que se dieron anteriormente eran para la realización del diagrama de interacción para valores nominales, para poder utilizar estas curvas para obtener valores de diseño, se tendrían que aplicar las siguientes modificaciones que se establecen en el código ACI:

- El artículo 9.3.2 del código especifica factores de reducción de resistencia de 0.65 para columnas con estribos y 0.75 para columnas con zuncho, los cuales se deben de multiplicar por los valores nominales (McCormac & Brown, 2011).
- En caso de que una columna cuente con un momento muy grande y una carga axial muy pequeña, de modo que se ubique en la sección controlada por tensión, el uso de los valores de ϕ establecidos es poco razonable. Por consiguiente, en la sección 9.3.2.2 se establece que cuando los miembros sometidos a carga axial y flexión tienen deformaciones unitarias netas de tensión (ε) entre los límites para secciones controladas a compresión y secciones controladas a tensión, se sitúan en la zona de transición para ϕ . En esta zona, se puede aumentar el factor linealmente de 0.65 o 0.75 a 0.90 a medida que ε aumenta del límite controlado a compresión a 0.005 (McCormac & Brown, 2011).
- Por último, las cargas permisibles máximas de las columnas se especifican sin importar cuán pequeños fueran sus valores de excentricidad. Como consecuencia, la parte superior de cada curva cuenta con una línea horizontal que representa el valor apropiado de

$$P_u = 0.85\phi(0.85f'_c(A_g - A_s) + A_s f_y) \quad (17)$$

(Columnas zunchadas, Ec. 10-1 ACI)

$$P_u = 0.80\phi(0.85f'_c(A_g - A_s) + A_s f_y) \quad (18)$$

(Columnas con estribos, Ec. 10-2 ACI)

11. Fuerza cortante en columnas

Las fuerzas relacionadas al corte generalmente no controlan el diseño en columnas interiores para las estructuras, aunque en columnas exteriores, las fuerzas cortantes pueden llegar a ser grandes por lo que resultan importantes en el diseño. En la sección 11.3.1.2 del código ACI 318-19 se encuentra las ecuaciones mostrada a continuación para determinar la fuerza cortante que pueden soportar estos elementos expuestos simultáneamente a compresión axial y fuerzas cortantes.

$$V_c = 2\left(1 + \frac{N_u}{2000A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \quad (19)$$

En esta fórmula, N_u se refiere a la fuerza axial factorizada que actúa simultáneamente con la fuerza cortante factorizada, V_u , que se está aplicando al miembro. Dentro de las secciones 11.2.3 y 11.4.7.3 del código ACI 318-19 se establece el método para calcular la contribución del concreto a la resistencia al cortante para columnas circulares y para obtener la contribución de refuerzo por cortante para los casos donde

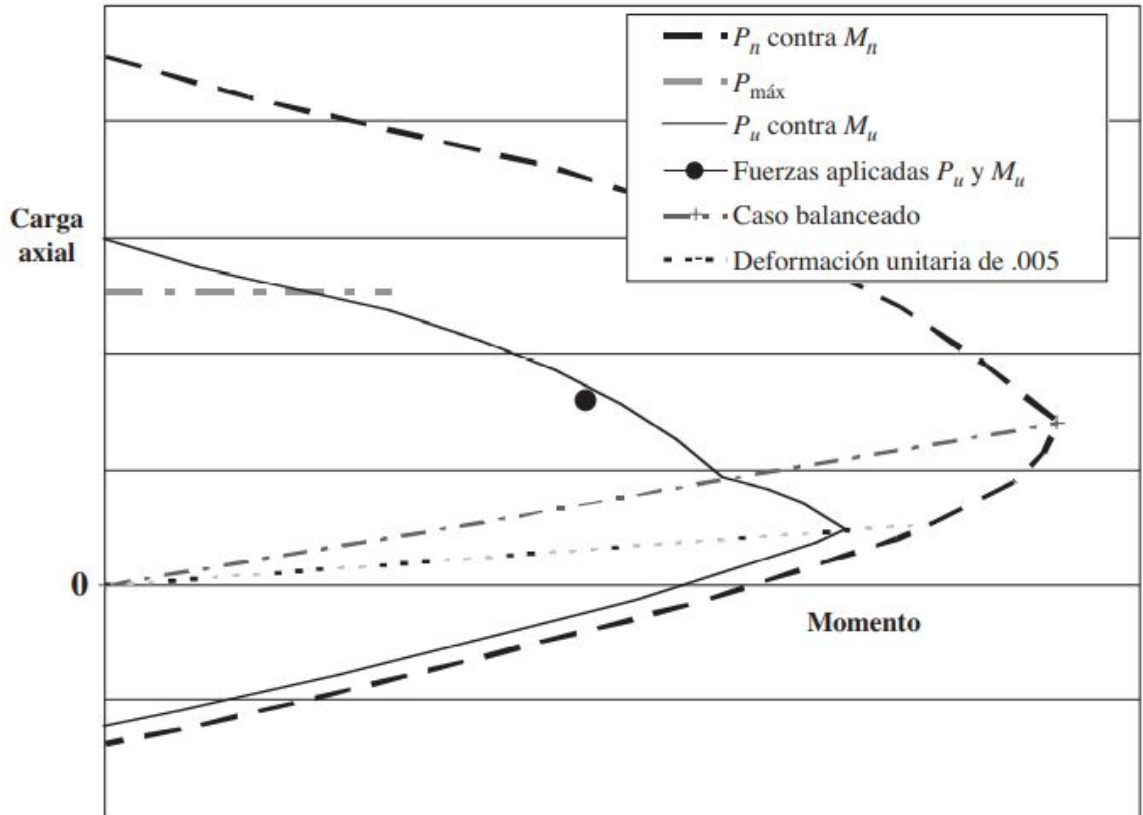


Figura 18: Curva de interacción para una columna incluyendo las tres modificaciones. (McCormac & Brown, 2011)

se tengan estribos o zunchados. Dentro de esta información, en el comentario 11.2.3, se define que para columnas circulares, toda la sección transversal es efectiva para resistir las fuerzas de corte por lo que $b_w d$ en la ecuación, sería igual al área total de la columna. Sin embargo, para proveer compatibilidad con otros cálculos que requieren una longitud efectiva, el mismo código establece que el área por cortante se calcule como un área rectangular equivalente en la que

$$b_w = D \quad (20)$$

$$d = 0.8D \quad (21)$$

12. Diseño de columnas con flexión biaxial

La flexión axial se considera como un esfuerzo que resulta de la aplicación de una carga que somete al elemento a flexión con respecto a ambos ejes, lo que resulta importante para zonas sísmicas tales como la Ciudad de Guatemala, ya que el efecto de un sismo se puede presentar en cualquier dirección. Debido a este tipo de fuerzas, la geometría de la columna toma importancias debido a que las columnas circulares cuentan con simetría polar por lo cual presenta la misma capacidad última en cualquiera de sus direcciones. Para este caso en el que se tiene flexión en los ejes x y y, el

momento axial puede obtenerse al combinar los dos momentos o sus excentricidades de la siguiente manera:

$$M_u = \sqrt{(M_{ux})^2 + (M_{uy})^2} \quad (22)$$

$$e = \sqrt{(e_x)^2 + e_y^2} \quad (23)$$

Para determinar la carga $P-n$ para una columna carga biaxialmente, se selecciona una posición supuesta para el eje neutro y, se dibujan los triángulos equivalentes a las deformaciones unitarias como el que se muestra en la Figura 19.

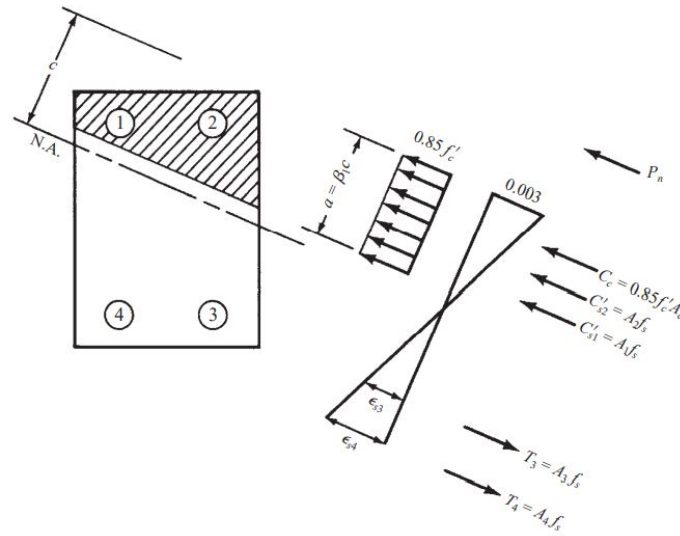


Figura 19: Diseño de columnas con flexión biaxial.
(McCormac & Brown, 2011)

De las ecuaciones mostradas en la figura, se podría resolver para encontrar la carga que establecería la posición del eje neutro, aunque, el calculista, comienza el diseño con cargas y excentricidades supuestas por lo que no conoce la posición del eje neutro. Además, que el eje mencionado probablemente no sea perpendicular a la resultante de $e = \sqrt{(e_x)^2 + e_y^2}$. En el caso de columnas que no sean circulares, se deben de considerar curvas tridimensionales de interacción.

Actualmente, el análisis de estos elementos sometidos a cargas biaxiales se realizan a computadora, aunque también puede utilizarse un método aproximado el cual es la ecuación de interacción recíproca de Bresler (Bresler, 1960), en el cual, las cargas últimas no varían respecto a los resultados experimentales por más del 10%. La ecuación se ve de la siguiente manera:

$$\frac{1}{P_{ni}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o} \quad (24)$$

donde:

P_{ni} = capacidad nominal de la sección por carga axial cuando la carga se coloca con una excentricidad dada a lo largo de ambos ejes.

P_{nx} = capacidad nominal de la sección por carga axial cuando la carga se coloca con una excentricidad e_x .

P_{ny} = capacidad nominal de la sección por carga axial cuando la carga se coloca con una excentricidad e_y .

P_0 = capacidad nominal de la sección por carga axial cuando la carga se coloca con una excentricidad cero. Generalmente se toma igual a $0.85f'_cA_g + f_yA_s$.

Esta ecuación puede ser utilizado siempre y cuando P_{ni} sea mayor o igual a $0.10P_0$. En caso de que esto no ocurra, se puede despreciar la fuerza axial completamente y se procede a diseñar la sección como un elemento solamente bajo flexión biaxial. Cabe mencionar que la ecuación presentada no aplica a las cargas de tensión.

Otro método aproximado que se puede aplicar a columnas cuadradas consiste en suponer que los valores de M_{nx} y M_{ny} actúan respecto a ambos ejes, por lo que se selecciona el acero con respecto a uno de los ejes y se distribuye alrededor de la columna, utilizando finalmente la expresión de Bresler para revisar la capacidad última de carga de la columna (McCormac & Brown, 2011).

C. Diseño sísmico

El territorio nacional se encuentra en una zona con altos índices de sismicidad, lo cuál se debe a las tres placas tectónicas que se tienen; Norteamérica, Caribe y Cocos. El contacto entre las primeras dos placas mencionadas es transcurrente, lo cual se manifiesta en las fallas de Chixoy-Polochic y Motagua, mientras que el contacto entre Cocos y la placa del Caribe es convergente por subducción, donde la placa de Cocos se encuentra debajo de la placa del Caribe. A su vez, este fenómeno produce fallas secundarias como lo son Jalpatagua, Mixco, Santa Catarina Pinula, etc. (INSIVUMEH, s.f.).

Debido a las condiciones del territorio nacional, resulta importante que el diseño sísmico de las estructuras de concreto reforzado sea realizado de manera cuidadosa para evitar una catástrofe. Este diseño es un tema amplio que podría llenar un libro de texto completo, muchas instituciones a nivel internacional, así como también a nivel nacional, está dedicadas a estudiar la respuesta de un terremoto y al diseño de las edificaciones. Cada vez que se presenta un terremoto, este deja lecciones por lo cual los requisitos de los distintos códigos pueden cambiar al transcurrir de los años.

Estos fenómenos de la naturaleza producen un movimiento horizontal y vertical en la tierra, la cual causa el desplazamiento de la base de cualquier estructura, lo cual

se debe a que el movimiento de toda la edificación es resistido por su masa. Como consecuencia, se crean deformaciones en la obra las cuales impactan la estructura de forma directa causando que los elementos estructurales sean sometidos a fuerzas axiales, momentos y fuerzas de corte. La magnitud de la fuerza cortante depende de muchas características como masa, su rigidez y ductilidad. A lo largo de este trabajo, el diseño sísmico de las estructuras de hormigón armado se realizará aplicando el código ASCE/SEI 7-16 y, se utilizarán algunos factores de las Normas de Seguridad Estructural de Guatemala.

1. Características del suelo

La magnitud de un sismo es medida por la cantidad de energía que se libera durante el evento, por lo cual correlaciona el área de ruptura y el desplazamiento a lo largo de la falla. Debido al tiempo que se toma la ruptura en recorrer la falla, los terremotos de mayor magnitud normalmente tienen una mayor duración. Los especialistas hacen uso de modelos de atenuación para la estimar como la intensidad del movimiento del suelo varía con la magnitud y la distancia a la falla. Este movimiento se ve afectado por la flexibilidad del suelo ya que, al tener suelos blandos, estos tienden a amplificar el evento, especialmente durante períodos más largos. Es por esto que los códigos de diseño han desarrollado factores de amplificación del sitio basados en la clasificación geotécnica del sitio y la intensidad de los movimientos. Estos factores pueden encontrarse en el Anexo A del NSE 2.

El desplazamiento causado por el terremoto se puede caracterizar en términos de los valores máximos del movimiento del suelo, la duración, energía disipada, frecuencia, variación en el tiempo de las aceleraciones del suelo o, la respuesta de una estructura en sí. Dentro de estas, la herramienta que se utiliza con frecuencia es el espectro de respuesta elástica en el cual se representa gráficamente la respuesta máxima de un oscilador amortiguado de un solo grado de libertad en función de su período de vibración, considerando el movimiento del suelo. Para la elaboración de este, la respuesta del oscilador amortiguado de un solo grado de libertad con un período calculado T , y el valor absoluto de la respuesta máxima se grafican en función de su período de vibración, lo cual se repite para todos los períodos de interés. La cantidad a graficar en función del período puede ser una de las siguientes (Moehle, 2015):

S_d = desplazamiento máximo del oscilador con respecto al suelo

SV = velocidad máxima del oscilador con respecto al suelo

SA = aceleración máxima absoluta del oscilador

S_v = pseudo-velocidad = ωS_d

S_a = pseudo-aceleración = $\omega^2 S_d$

Normalmente, en el campo ingenieril se prefiere tomar las cantidades de la pseudo-

velocidad y la pseudo-aceleración. Para entender esta decisión, es importante definir unas propiedades básicas de un oscilador con un grado de libertad. Primero, resulta importante encontrar el período de vibración de un oscilador el cual se puede obtener de la siguiente manera:

$$T = 2\pi\sqrt{M/K} \quad (25)$$

Las relaciones que se pueden encontrar entre el período, frecuencia, y frecuencia en el movimiento circular es $T = 1/f = 2\pi/\omega$. Para el mismo oscilador, la fuerza restauradora es igual a $V_e = KS_d$, por lo que se puede encontrar con la siguiente ecuación:

$$V_e = KS_d = M\omega^2 S_d = MS_a \quad (26)$$

Por lo tanto, la fuerza restauradora máxima es igual al producto entre la masa y la pseudo-aceleración obtenido del espectro de respuesta en el período T. Adicional a lo que se ha planteado, comúnmente se utiliza el término del coeficiente sísmico elástico el cuál se define como:

$$C_e = V_e/W = S_a/g \quad (27)$$

2. Evaluación del peligro sísmico de un sitio

El método más utilizado para evaluar el peligro sísmico en un sitio es mediante un análisis probabilístico de peligro sísmico en el cual se cuantifica el peligro sísmico en el sitio en términos de porcentaje en las que se excederá la ordenada espectral, la media de las ordenadas espectrales de respuesta en función del período de retorno del sismo, definición de las fallas y magnitudes que controlan el peligro sísmico y la especificación de terremotos representativos que se puedan utilizar directamente para el historial de análisis de respuesta de la edificación. (Moehle, 2015).

Para iniciar, se hace una caracterización de las fuentes sísmicas, en donde se incluyen las fuentes de fallas, las cuales son superficies de falla específicas, así como también, las zonas de origen por área, las cuales zonas regiones donde se supone que ocurren los sismos de manera aleatoria, pero no se encuentran asociados con fallas conocidas o mapeadas.

Posteriormente, con el uso del análisis probabilístico, la ocurrencia de terremotos se modela con un procedimiento numérico que toma en cuenta la distribución de los terremotos tanto en el tiempo como en espacio para las diversas fallas, zonas de origen sísmico de área y antecedentes de sismicidad. El método produce curvas de riesgo sísmico que relacionan las amplitudes de la aceleración máxima del terreno y pseudo-aceleraciones espectrales a las probabilidades anuales de excedencia de éstas

amplitudes. Los resultados se combinan para crear un espectro de respuesta equivalente a un período de retorno o, alternativamente, una probabilidad de superación en un período de tiempo determinado (Moehle, 2015).

3. Espectro de respuesta de diseño

En el segundo tomo de las normas AGIES, se puede encontrar que los sismos de diseño se encuentran con base en espectros de respuesta sísmica simplificados para estructuras con 5% de amortiguamiento, teniendo una probabilidad de excedencia del 5% en 50 años. Los valores de repuesta espectral resultantes se refieren como el terremoto máximo considerado. Para el planteamiento, el sismo de diseño se establece igual a $2/3MCE_R$, en previsión del factor de margen de seguridad estructural de 1.5, unido a los procedimientos de diseño.

Índice de Sismicidad ^[b]	Clase de obra ^[a]			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
$I_o = 4$	E	D	D	C
$I_o = 3$	D	C	C	B
$I_o = 2$	C	B	B	A
Probabilidad de exceder el sismo de diseño ^[c]	5% en 50 años ^[d]	5% en 50 años ^[d]	10% en 50 años	Sismo mínimo ^[e]

Figura 20: Probabilidad de excedencia del sismo de diseño según la clase de obra. (AGIES, 2018a)

Los pasos para el procedimiento específico se enlistan de la siguiente manera:

- Utilizando las normas de seguridad estructural para Guatemala, determinar la ordenada espectral de período corto del sismo máximo considerado y la ordenada espectral con período de 1 segundo del sismo máximo considerado, los cuales están especificados en el Listado de Amenaza Sísmica por Municipio en el Anexo A.
- Ajustar los valores para los efectos de la clase de sitio geotécnico usando las siguientes ecuaciones:

$$S_{DS} = 2/3S_{MS} = 2/3F_a S_s \quad (28)$$

$$S_{D1} = 2/3S_{M1} = 2/3F_v S_1 \quad (29)$$

- Con los valores para S_{DS} y S_{D1} , se puede definir el espectro de diseño utilizando la forma estándar que se adjunta en la Figura 20, en donde T es el período fundamental de la estructura en segundos, $T_s = S_{D1}/S_{DS}$, $T_0 = 0.2T_s$ y T_L es igual al período de transición para períodos largos.

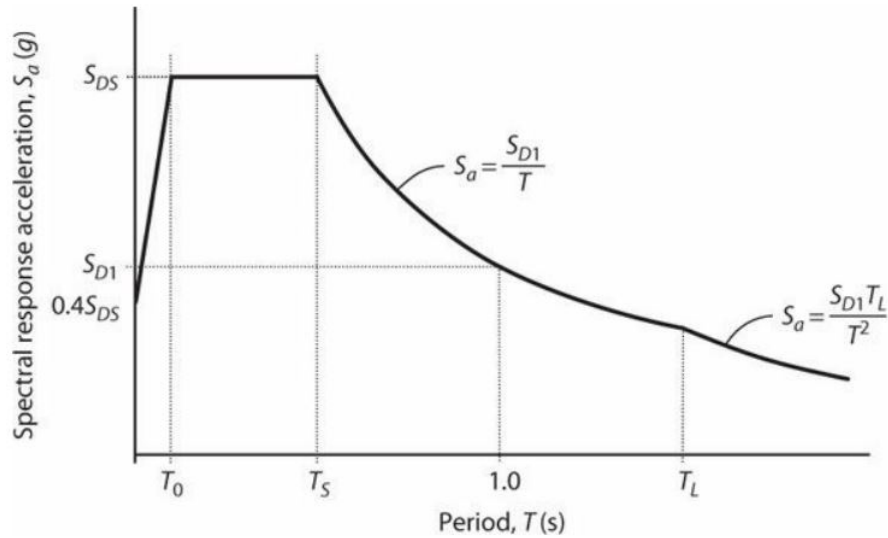


Figura 21: Diseño del espectro de respuesta.
(Moehle, 2015)

4. Diseño sísmico de acuerdo al código ASCE/SEI 7-16

Cada estructura se considera con una importancia distinta, dependiendo de varios factores, por lo que a cada obra se le asigna una categoría de riesgo y una categoría de diseño sísmico. Para una edificación típica, la categoría de diseño sísmico se asigna dependiendo de la categoría más severa obtenida de las figuras 10 y 11. Sin embargo, cuando el parámetro de aceleración de la respuesta espectral en períodos de 1 segundo sea mayor o igual a 0.75, para edificios con categoría de riesgo I, II o III se les asigna una categoría de diseño sísmico E, y las edificaciones con categoría de riesgo IV, se les asigna a la categoría F. De acuerdo con la normativa, el sistema para resistencia a la fuerza sísmica lateral y vertical debe ser consistente con la categoría del riesgo y de diseño sísmico. A continuación, se presentan los sistemas permitidos para concreto reforzado, incluyendo límites en alturas donde sea aplicable y demás factores de diseño.

Con el objetivo de determinar las fuerzas de diseño y deformaciones, se establece un modelo de análisis estructural, el cual debe representar adecuadamente la eficacia masa / peso y rigidez del sistema constructivo. Para determinar esto, se toma en cuenta que el peso sísmico incluye la carga muerta total del edificio, incluyendo todos los elementos estructurales, el revestimiento, tabiques, peso operativo del equipo y generalmente, el 25 % de las cargas vivas. El modelo del análisis estructural debe representar la rigidez de todos los elementos designados como parte del sistema de resistencia al sismo. En el caso que los diafragmas de losas de concreto tengan relacio-

Seismic-Force-Resisting System	Response Modification Coefficient, R	System Overstrength Factor, Ω_0	Deflection Amplification Factor, C_d	Structural System Limitations and Building Height (ft) Limit [†]						
				Seismic Design Category						
				B	C	D	E	F		
A. Bearing wall systems										
Special reinforced concrete shear walls	5	2.5	5	NL	NL	160	160	100		
Ordinary reinforced concrete shear walls	4	2.5	4	NL	NL	NP	NP	NP		
B. Building Frame Systems										
Special reinforced concrete shear walls	6	2.5	5	NL	NL	160	160	100		
Ordinary reinforced concrete shear walls	5	2.5	4.5	NL	NL	NP	NP	NP		
C. Moment-resisting frame systems										
Special reinforced concrete moment frames	8	3	5.5	NL	NL	NL	NL	NL		
D. Dual systems with special moment frames capable of resisting at least 25% of prescribed seismic forces										
Special reinforced concrete shear walls	7	2.5	5.5	NL	NL	NL	NL	NL		
E. Dual systems with intermediate moment frames capable of resisting at least 25% of prescribed seismic forces										
Special reinforced concrete shear walls	6.5	2.5	5	NL	NL	160	100	100		

[†]Partial presentation. See ASCE 7 for complete description.

[‡]NL = Not Limited; NP = Not Permitted. 40 ft = 12.2 m, 100 ft = 30.5 m, 160 ft = 48.4 m. Heights are measured from the base of the structure.

Figura 22: Coeficientes y factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas aplicables a regiones de mayor sismicidad. (Moehle, 2015)

nes de luz a profundidad de 3 o menos en estructuras regulares en planta, se pueden modelar como rígido. Para determinar las fuerzas sísmicas, es generalmente permitido

considerar que la estructura se fije en la base, sin embargo, en casos especiales puede resultar importante modelar la flexibilidad del sistema cimentación-suelo. Cuando se utilizan modelos estructurales lineales-elásticos, las propiedades de rigidez de los elementos de concreto deben definirse considerando efectos del agrietamiento. Para los elementos que se espera que respondan de manera inelástica, deben de tener una rigidez que se aproxime a la secante del punto de fluencia efectiva, como se muestra en la Figura 23. Por el otro lado, para elementos que respondan esencialmente de manera elástica, se debe de tener una rigidez constante con la carga máxima.

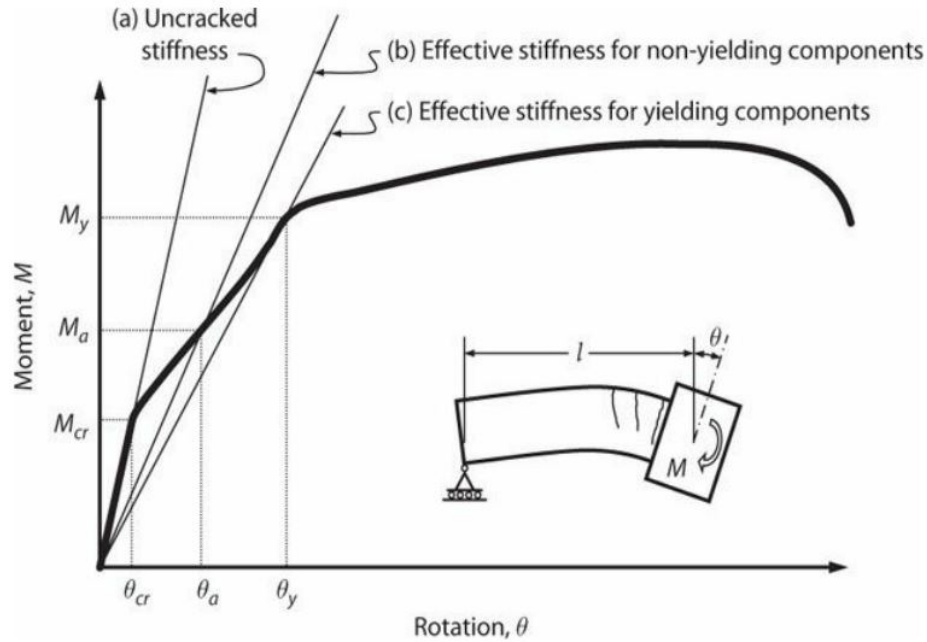


Figura 23: Rotación de cuerda y rigidez efectiva a la flexión del concreto para componentes que incluyen agrietamiento. (Moehle, 2015)

Una gran cantidad de diseños se realizan usando modelos elásticos lineales, usando tanto el análisis de fuerza lateral equivalente o espectro de respuesta modal. En reconocimiento que las reducciones de fuerza que pueden ser acomodadas a través de la respuesta no lineal, las ordenadas espectrales del espectro de respuesta de la Figura 21 se divide por el factor R/I_e , siendo el coeficiente R el factor de modificación de respuesta sísmica que depende del sistema estructural seleccionado.

El análisis mediante el análisis de fuerza lateral equivalente es la manera más simple de las opciones y puede ser utilizado de manera eficaz para estructuras básicas de poca altura. El cortante en la base se calcula utilizando un período fundamental aproximado, T_a . Alternativamente, el período fundamental se puede calcular utilizando un modelo de análisis estructural del edificio, que generalmente producirá un período más largo y, por lo tanto, un cortante de diseño menor en la base.

A menudo se prefiere el espectro de respuesta modal ya que toma en cuenta el comportamiento dinámico de la estructura. Cuando el cortante en la base modal es menor al 85 % del cortante obtenido por el análisis de fuerza equivalente, se requiere

que el cortante en la base se aumente al 85 % del valor obtenido mediante el primer método. Tomando esto en cuenta, el procedimiento de espectro de respuesta modal puede resultar en un ahorro económico en relación al procedimiento mencionado anteriormente. Este proceso puede utilizar un modelo 2D o 3D de computadora, aunque el 3D puede ayudar a identificar cualquier torsión inherente en el sistema así como efectos combinados en condiciones de esquina. Para las combinaciones de carga es común que se incluya el 100 % de la respuesta sísmica en una dirección y el 30 % en la dirección ortogonal, y después cambiar la dirección de la combinación a 30%/100 %. Se requiere de múltiples combinaciones de carga para tomar en cuenta los efectos ortogonales en ambas direcciones. El diseño de cada miembro estructural se basa entonces en una interacción de flexión axial y biaxial para cada combinación de carga (Moehle, 2015).

5. Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga para el diseño se determinan utilizando el método por factores de carga y resistencia. El efecto de carga sísmica E en las combinaciones de carga incluye efectos asociados con el movimiento horizontal y vertical causados por el sismo, E_h y E_v (ASCE, 2014).

$$E = E_h + E_v \quad (30)$$

Estas cargas se ven modificadas por un factor que incrementa el efecto para sistemas estructurales con baja redundancia. Para elementos estructurales afectados por la carga en dos direcciones ortogonales, E_h se define por las combinaciones de carga ortogonales.

$$E_{h1} = 1.0E_{hx} + 0.3E_{hy} \quad (31)$$

$$E_{h2} = 0.3E_{hx} + 1.0E_{hy} \quad (32)$$

El término E_v se calcula de la siguiente manera:

$$E_v = 0.2S_{DS}D \quad (33)$$

en donde D es el efecto de la carga muerta. Por lo tanto, la combinación de carga original se convierte en:

$$(1.2 + 0.2S_{DS}D \pm 1.0(E_{h1} \text{ o } E_{h2}) + 1.0L + 0.2S \quad (34)$$

$$0.9 - 0.2S_{DS}D \pm 1.0(E_{h1} \text{ o } E_{h2}) \quad (35)$$

6. Derivas laterales

La aplicación del factor R/I_e al espectro de diseño de respuesta reduce no solo las fuerzas de diseño sísmico sino también los desplazamientos. Con el fin de compensar esto, el código requiere que las deflexiones en el centro de masa para un nivel x , se determine mediante la siguiente fórmula:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (36)$$

donde δ_{xe} es la deflexión determinada por el análisis estático con fuerzas sísmicas por el factor R/I_e . En caso de utilizar un valor de C_d igual al factor de modificación R daría como resultado que el desplazamiento δ_x sea igual a δ_{xe} , lo cual coincidiría con la regla de desplazamiento. Estudios empíricos para osciladores de un solo grado de libertad muestran que el promedio de δ_x debe ser igual o mayor a δ_{xe} , por lo que se recomienda utilizar valores de C_d menores a R (Moehle, 2015).

El criterio de aceptación para las derivas consiste de dos partes:

- Primero, las demandas de fuerza en los componentes individuales no deben exceder las capacidades de fuerza de confianza.
- Segundo, las demandas de derivas del nivel no deben exceder las derivas permitidas por nivel, las cuales se muestran en la Figura 24. La deriva de diseño por nivel, δ_x , se obtiene al calcular la diferencia de las deflexiones en el centro de masa en la parte superior e inferior del nivel en consideración.

Structure	Risk Category		
	I or II	III	IV
Structures four stories or fewer with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts	$0.025h_{sx}^\dagger$	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$
All other structures	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$

Figura 24: Deriva por nivel permitida según ASCE/SEI 7-16. (Moehle, 2015)

Resulta importante tener en cuenta que la deriva por nivel de diseño presentada anteriormente es la deriva del sismo de diseño. Los marcos estructurales, incluyendo

los marcos por gravedad, deben de ser capaces de soportar las cargas aplicadas a medida que la estructura se desplaza por la deriva del terremoto máximo considerado (Moehle, 2015). En la Figura 24 se pueden observar las derivas permitidas según el código ASCE/SEI 7-16, en donde h_{sx} equivale a la altura del nivel que se encuentra bajo análisis.

D. Marcos especiales resistentes a momento

Con el fin de resistir los efectos derivados del sismo, las edificaciones consisten en una combinación de diafragmas estructurales, elementos verticales y la cimentación. Para estructuras de concreto reforzado, los elementos verticales normalmente se ven compuestos ya sea por marcos resistentes a momento o muros estructurales. Los marcos especiales resistentes a momento incluyen vigas (con o sin losas), columnas y juntas viga-columna, los cuales se encuentran proporcionados y detallados para resistir combinaciones de cortante, momento y fuerza axial que ocurren a manera que un edificio responde al movimiento de suelo causado por un sismo. Este tipo de marcos pueden reforzarse con refuerzo convencional no pretensado, refuerzo pretensado o una combinación de ambos, con el fin de resistir las fuerzas sísmicas.

1. Diseño y proporción del marco

La extensión económica típica de las vigas para pórticos de momento especiales se encuentra en un intervalo entre 6 a 9 m. Este rango generalmente dará como resultado profundidades de vigas que soportarán cargas gravitatorias y las fuerzas sísmicas requeridas sin sobrecargar las juntas viga-columna adyacentes y las columnas en sí. Para este tipo de estructuras, es común que el primer nivel se considere con una mayor altura debido al lobby, lo cuál es típico, aunque se debe de asegurar que no se creen niveles débiles.

El ACI 318-19 considera límites en el aspecto del marco a diseñar, las cuales se consideran en la Figura 25. Según lo que dictamina el código, el tramo libre de una viga debe estar en al menos cuatro veces su profundidad efectiva con el fin de promover una respuesta a flexión estable con detalles convencionales. El ancho mínimo de la viga es de $0.3h_b$ pero no menor 10 pulgadas o 250 mm. Las vigas pueden hacerse más anchas que las columnas de soporte, dentro de los límites relacionados con la transferencia de momento en la conexión viga-columna, pero por facilidades constructivas, resulta más práctico que el ancho de la columna no sea mayor al de la viga.

Tanto la resistencia como la rigidez deben tenerse en cuenta para el diseño de un marco especial resistente a momento. Como se puede observar en la Figura 22, para este tipo de estructuras se les asigna un factor de modificación de respuesta de 8, lo cual significa que pueden diseñarse para un cortante en la base igual a un octavo del valor obtenido por un análisis de respuesta elástica. Por lo tanto, donde la fuerza está controlada por este límite, se podría anticipar una respuesta inelástica extensa para

un sismo de diseño. Adicional a lo que se ha mencionado anteriormente, es importante recalcar que la rigidez del marco debe ser suficiente para que las derivas por nivel se encuentren dentro de los límites aceptables por el código ASCE/SEI 7-16, las cuales están especificadas en la Figura 24.

2. Principios de diseño

Los marcos especiales resistentes a momento son típicamente diseñados para una resistencia al cortante en la base que es considerablemente menor que la resistencia requerida para una respuesta completamente elástica bajo movimientos del suelo debido a sismos de diseño. Por lo tanto, se debe anticipar que la estructura de un edificio responderá al terremoto entrando a su rango inelástico. Con estos datos, así como estudios y experiencias del pasado, se ha encontrado que es necesario aplicar ciertos principios de diseño para asegurar que el marco pueda tener esta respuesta inelástica sin un deterioro crítico en la resistencia (Moehle, 2015). Los principios se mencionan a continuación:

- Diseñar un sistema de columna fuerte / viga débil.
- Detallar vigas y columnas para una respuesta dúctil a la flexión.
- Evitar modos de falla más frágiles como cortante, axial, conexiones y fallas de empalme.
- Evitar la interacción de los miembros estructurales con los componentes no estructurales.

a. Diseño de un sistema de columna fuerte / viga débil

Al momento que una edificación se balancea de un lado a otro durante un terremoto, la distribución del daño sobre la altura depende de la manera en la que se encuentre distribuida la deriva lateral. Si el edificio cuenta con columnas débiles, la deriva tiende a concentrarse en uno o pocos pisos lo cual puede causar que se exceda la capacidad de deriva de las columnas en el nivel. Por otro lado, si las columnas proporcionan una columna rígida y fuerte sobre la altura del edificio, se distribuirá de forma más uniforme y el daño localizado será reducido. Además, es importante reconocer que las columnas en un nivel determinado deben de soportar el peso de todo el edificio por encima de las columnas, mientras que las vigas solo soportan las cargas de gravedad del piso dentro de su área tributaria, por lo que llevaría una mayor cantidad de consecuencias la falla de una columna en comparación de la falla de una viga. Reconociendo este comportamiento, el código especifica que las columnas deben de ser más fuerte que las vigas que conforman el marco.

Los estudios muestran que, si la fuerza del momento de la columna excede la fuerza del momento de la viga en cada conexión por un pequeño margen, es probable

que el edificio desarrolle mecanismos de rendimiento que involucren varios pisos, en vez de tener un solo nivel débil. Lograr un mecanismo completo de la viga puede requerir que el momento de la columna sea considerablemente mayor al momento en la viga, lo cual puede resultar poco económico. Por esto, se debe anticipar cierta cedencia en la columna y se deben de proveer detalles de refuerzo consistentes con el comportamiento anticipado (Moehle, 2015).

A. Descripción del proyecto

Con el propósito de realizar un trabajo relevante para las edificaciones que se realicen en el país, se realizó un edificio que consta de 16 niveles con un área de piso de 55.6 m x 47.00 m y una altura de entrepiso de 3.30 m. Cuatro de los pisos serán utilizados como sótanos y se contarán con 12 niveles para usos de oficinas, así como una azotea sin acceso. Para la edificación se tiene un sistema de marcos especiales resistentes a momento de concreto reforzado, la cual será modelada con la ayuda del software ETABS 18, que a su vez se utilizará para llevar el análisis modal de la misma. Para fines educativos se estableció que la ubicación de la estructura estaría en la Ciudad de Guatemala, Guatemala.

1. Distribución de elementos

Para la obra en cuestión, se presenta una tabla con el resumen de las propiedades de los materiales utilizados. Cabe recalcar que se optó por especificar concreto de 4000 psi para elementos como vigas y losa, mientras que para zapatas y columnas se especifica concreto de 5000 psi.

MATERIALES

CONCRETO 4,000 PSI

PESO ESPECÍFICO	150 PCF
F'C	4000 PSI
MÓDULO DE ELASTICIDAD	3640000 PSI

CONCRETO 5,000 PSI

PESO ESPECÍFICO	150 PCF
F'C	5000 PSI
MÓDULO DE ELASTICIDAD	4070000 PSI

ACERO DE REFUERZO

FY	60000 PSI
FU	80000 PSI
MÓDULO DE ELASTICIDAD	29000000 PSI

Figura 25: Resumen de los materiales utilizados en el diseño.

Realizando un diseño preliminar de los elementos que conforman los marcos especiales, se obtuvieron las dimensiones que se especifican en la Figura 27 de manera resumida. Además, el arreglo de los elementos se estableció según como se observa en la sección típica de planta, así como la de sótanos mostradas en las figuras 28 y 29.

ELEMENTOS ESTRUCTURALES

ELEMENTO	CÓDIGO	ALTURA	BASE	DIÁMETRO
		CM	CM	CM
VIGA PRINCIPAL	VP-I	90	55	-
VIGA SECUNDARIA	VS-I	70	40	-
COLUMNA CIRCULAR	CC-I	-	-	110
COLUMNA RECTANGULAR	CR-I	109	87	-

Figura 26: Dimensiones de secciones utilizadas en los marcos de la estructura.

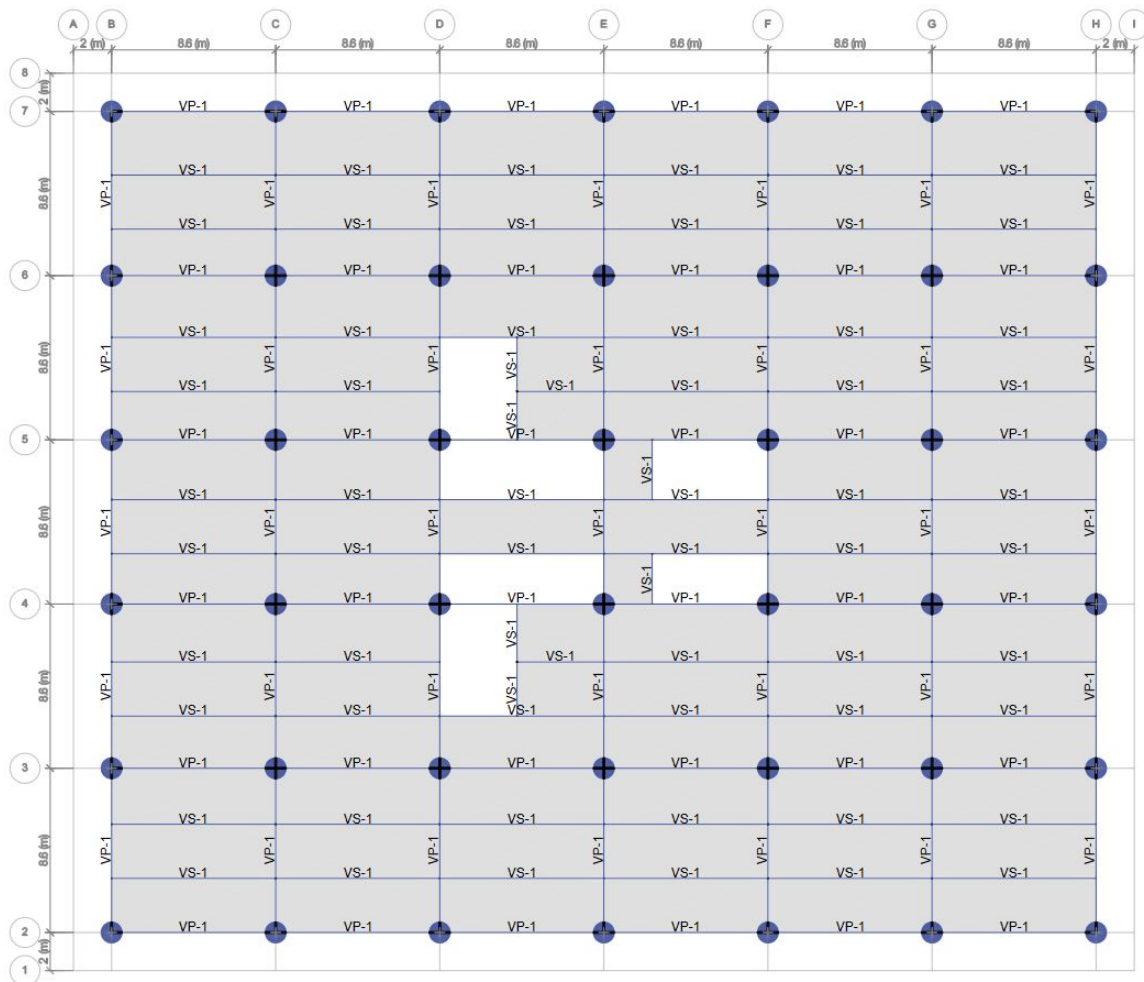


Figura 27: Planta sótano.

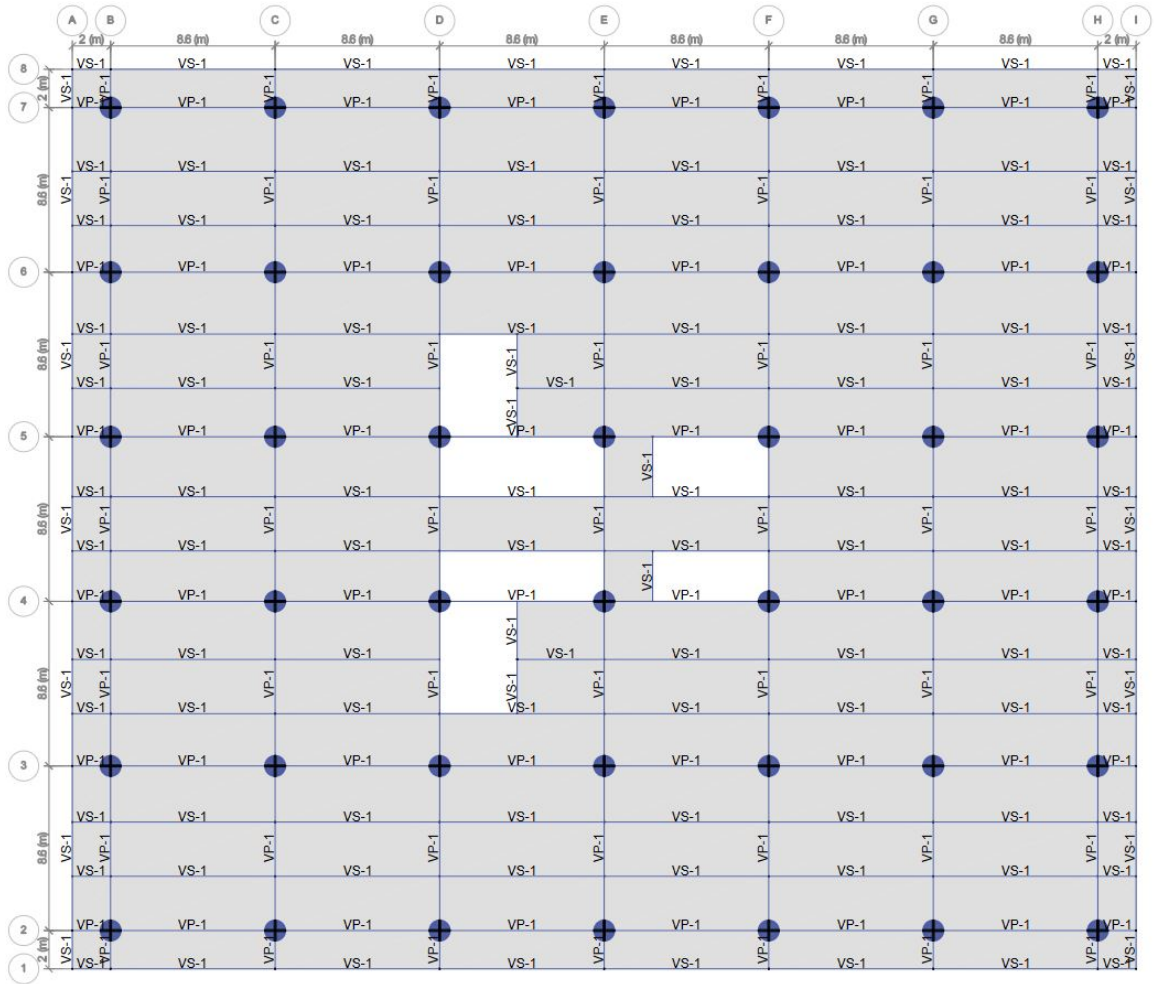


Figura 28: Planta piso típico.

B. Clasificación de la obra

Debido a que se trata de una estructura cuyo oficio es de oficinas, el capítulo 4 de la norma NSE 1-2018 establece que esta debe tener una clasificación mínima de ordinario. Sin embargo, la norma también determina que cuando "la edificación por su función sea Categoría II pero pueda nominalmente albergar más de 300 personas, entonces será reclasificada como Categoría III" (AGIES, 2018b). Por lo tanto, es necesario verificar la carga ocupacional del proyecto.

$$\text{Carga de ocupación} = \text{Área bruta de piso} / \text{Factor de carga ocupacional} \quad (37)$$

OFICINAS

ÁREA BRUTA DE PISO	2448.4 M ²
FACTOR DE CARGA OCUPACIÓN	11 M ² /PERSONA
CANTIDAD DE PISOS	12
CARGA DE OCUPACIÓN	2671 PERSONAS

SÓTANOS

ÁREA BRUTA DE PISO	2054 M ²
FACTOR DE CARGA OCUPACIÓN	18.5 M ² /PERSONA
CANTIDAD DE PISOS	4
CARGA DE OCUPACIÓN	444 PERSONAS

Figura 29: Clasificación de obra.

Debido a que la carga de ocupación de las oficinas es mayor a la de los estacionamientos, la carga de ocupación que gobierna es la primera de estas. La función es ordinaria, pero debido a que la carga de ocupación es mayor a 300 personas, el edificio se clasifica como obra importante.

C. Cargas aplicadas al edificio

INTEGRACIÓN DE CARGAS

*CARGAS VIVAS OBTENIDAS DE LA TABLA 3.7.1-I DEL NSE 2.

ESPESOR PAÑUELOS	0.03	M
Y PAÑUELOS	2200	KG/M ³
CM PAÑUELOS	66	KG/M ²
ESPESOR MORTERO	0.03	M
Y MORTERO	2000	KG/M ³
CM MORTERO	60	KG/M ²
CM PISO	25	KG/M ²
CM TABIQUERÍA TABLAYESO	60	KG/M ²
CM INSTALACIONES	25	KG/M ²
AMBIENTE	CM	CV
	(KG/M²)	(KG/M²)
OFICINAS (PISO TÍPICO)	170	250
BALCÓN	110	500
PASILLO	170	300
CUBIERTA SIN ACCESO	91	100
SÓTANO	85	250
FACHADAS (VIDRIO)		
MURO COMPLETO	165	KG/M

Figura 30: Cargas vivas y muertas aplicadas a la edificación.

D. Aspectos sísmicos

1. Especificaciones de ubicación

Según el mapa de zonificación sísmica de Guatemala y según la NSE 2-2018, la información de las amenazas sísmicas de la Ciudad de Guatemala, el territorio tiene un índice de sismicidad I_0 igual a 4.1, este corresponde al índice sobre el nivel de protección sísmica que se hace necesario para diseñar la obra o edificación e incide en la selección del espectro sísmico de diseño.

A partir del anexo A del NSE 2, se obtiene la ordenada espectral para períodos

cortos (0.2 segundos), el cual tiene un valor de 1.43 g, mientras que la ordenada espectral para períodos de un segundo considerando un suelo tipo D, es de 0.88 g. Estos valores deben ser ajustados según la clase de sitio (Fa y Fv) y según intensidades sísmicas

E. Construcción del espectro de diseño según ASCE/SEI 7-16

El espectro es una representación gráfica de la respuesta máxima (desplazamiento, velocidad o aceleración) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad.

1. Procedimiento para generar espectros de diseño

La clase de sitio se establece conforme a la sección 4.3 de la NSE2-2018 según el perfil del suelo que cubra el basamento en el sitio, siendo el suelo tipo D en este caso. Como primer punto, se encuentran las variables necesarias para armar el espectro de respuesta, utilizando las ecuaciones 28 y 29 del trabajo en cuestión. Al referirse a las tablas 11.4-1 y 11.4-2 del ASCE/SEI 7-16, se determinan los coeficientes de sitio para períodos cortos y para períodos de 1 segundo, obteniendo así que Fa es igual a 1.0 y que Fv es igual a 1.7. A continuación se muestra un resumen de los parámetros necesarios para la elaboración del espectro.

PARÁMETROS INICIALES			
Io	4.1	G	ANEXO A - NSE 2
Ss	1.43	G	ANEXO A - NSE 2
SI	0.88	G	ANEXO A - NSE 2
CLASIFICACIÓN DE OBRA	III		TABLA 1.5-1 ASCE/SEI 7-16
FACTOR DE IMPORTANCIA IE	1.25		TABLA 1.5-2 ASCE/SEI 7-16

AJUSTE POR CLASE DE SITIO			
CLASE DE SITIO	D		
FA	1		TABLA 11.4-1 ASCE/SEI 7-16
Fv	1.7		TABLA 11.4-2 ASCE/SEI 7-16
SDS	0.953	G	Ec. 11.4-3 ASCE/SEI 7-16
SdI	0.997	G	Ec. 11.4-4 ASCE/SEI 7-16

PERÍODOS DE VIBRACIÓN POR TRANSICIÓN			
Ts	1.046	s	Ec. 11.4-7 ASCE/SEI 7-16
To	0.209	s	Ec. 11.4-7 ASCE/SEI 7-16

Además, para construir los espectros de diseño genéricos se deben de definir el período que separa los períodos cortos de los largos (Ts) y el que define el inicio de la meseta de períodos cortos del espectro (To). Cuando se puedan utilizar los

espectros de diseño genéricos, las ordenadas espectrales $S_a(T)$ para cualquier período de vibración T , se definen con las siguientes expresiones:

ESPECTROS GENÉRICOS PROBABLES		
$T < T_0$	\longrightarrow	$S_A = S_{ds} * (0.4 + 0.6 * T / T_0)$ Ec. 11.4-5 ASCE/SEI 7-16
$T_0 < T < T_s$	\longrightarrow	$S_A = S_{ds}$ Sec. 11.4.6 ASCE/SEI 7-16
$T_s < T < T_L$	\longrightarrow	$S_A = S_{d1} / T$ Ec. 11.4-6 ASCE/SEI 7-16
$T_L < T$	\longrightarrow	$S_A = S_{d1} * T_L / T^2$ Ec. 11.4-7 ASCE/SEI 7-16

Figura 31: Definición de las ordenadas espectrales para el espectro sísmico.

Existen tres opciones para graficar los espectros de diseño. Primero, se pueden graficar las pseudoaceleraciones en términos de la gravedad. Segundo, se podrían graficar ya multiplicando a la gravedad o tercero, graficar como $S_a(m/s^2)/R$. En este caso se grafican según la primera opción debido a que así serán ingresados en el modelo de ETABS aplicando el factor de modificación g/R .

R es el factor de modificación de respuesta sísmica cuyo valor se encuentra a partir de la tabla 12.2-1 del ASCE/SEI 7-16, el cual se aplica para reducir los espectros sísmicos elásticos que representan la amenaza sísmica en el sitio. El valor del parámetro R depende de las características genéricas del sistema estructural seleccionado. Por lo tanto, se toma en consideración la siguiente información:

TIPOLOGÍA DE ESTRUCTURA		
MARCOS ESPECIALES A MOMENTO DE CONCRETO REFORZADO		
SISTEMA ESTRUCTURAL	C5	TABLA 12.2-1 ASCE/SEI 7-16
R	8	TABLA 12.2-1 ASCE/SEI 7-16
CD	5.5	TABLA 12.2-1 ASCE/SEI 7-16
Ω_0	3	TABLA 12.2-1 ASCE/SEI 7-16

Figura 32: Coeficientes de diseño y factores sísmicos para marcos especiales resistentes a momento de concreto reforzado.

F. Modelado estructural en ETABS 18

Mediante el programa ETABS en su versión 18.0.0, se lleva a cabo el modelado de los elementos que conforman al edificio de estudio, utilizando el código ACI 318-19. Debido a que el propósito del trabajo de graduación es de comparar el desempeño sísmico de la edificación con columnas circulares versus columnas rectangulares, se tienen dos modelos distintos expuestos a las mismas cargas, con la diferencia que en uno se utilizaron columnas circulares y en otro, columnas rectangulares de dimensiones equivalentes.

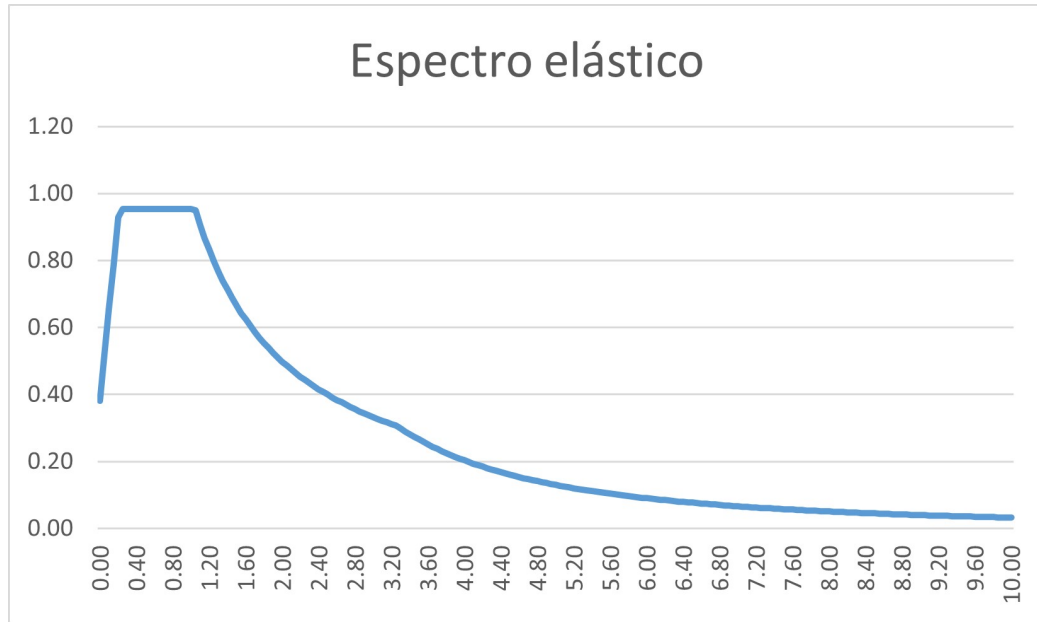


Figura 33: Espectro elástico

1. Definición de las secciones para columnas y vigas

Dentro del programa, utilizamos la opción de definición para ingresar las secciones de los elementos que conforman al marco, así como también, el grosor de la losa a utilizar. Resulta importante destacar que, así como se especifica en la sección 6.6.3.1.1 del ACI 318-19, el momento de inercia se disminuye en un factor debido al agrietamiento del elemento. Utilizando $0.70 \cdot I_g$ en el caso de columnas, $0.35 \cdot I_g$ en el caso de vigas y, por último, $0.25 \cdot I_g$ en losas.

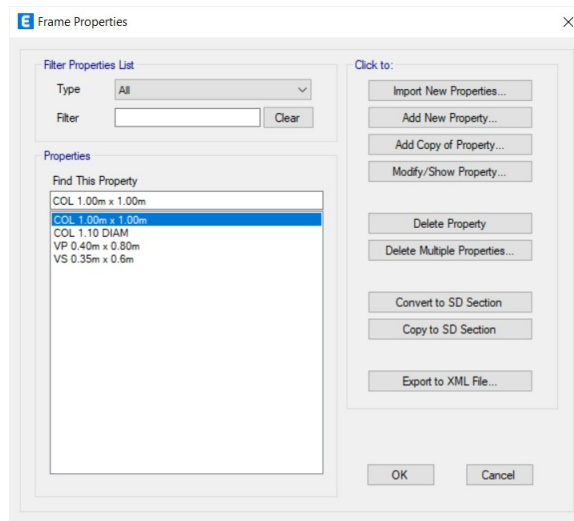


Figura 34: Secciones de los elementos definidos para los marcos especiales resistentes a momento.

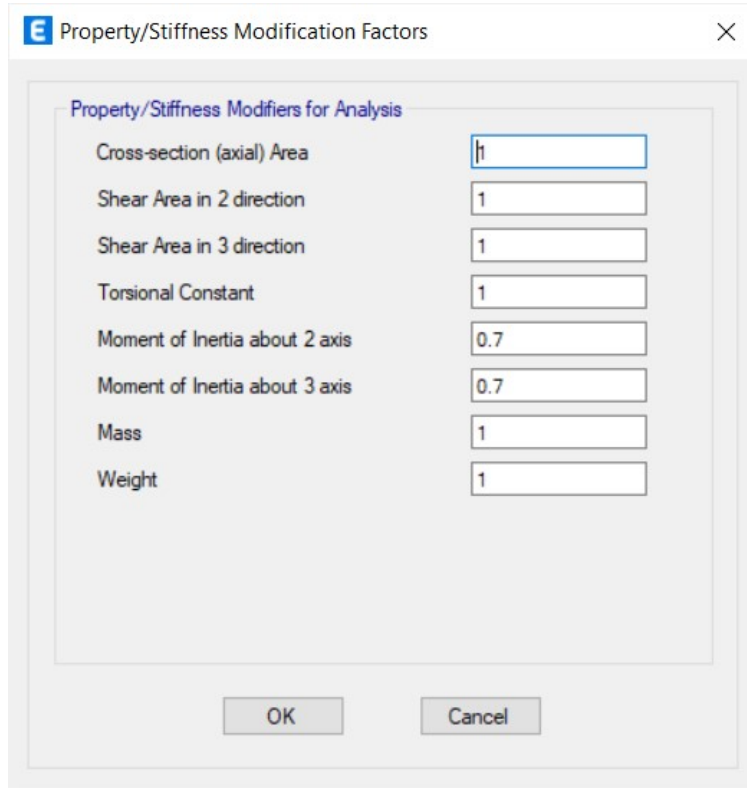


Figura 35: Factor de modificación para el momento de inercia en columnas.

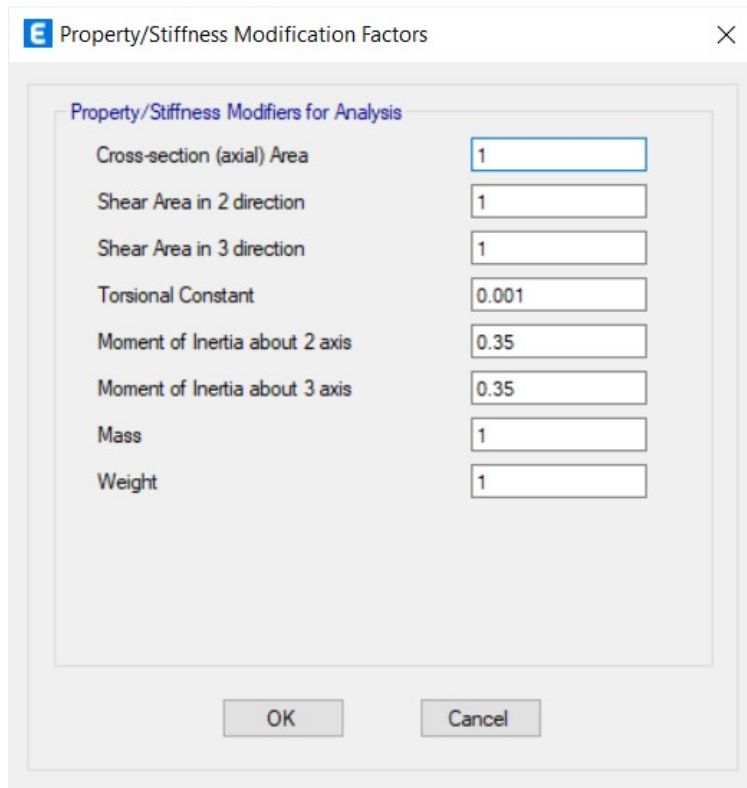


Figura 36: Factor de modificación para el momento de inercia en vigas.

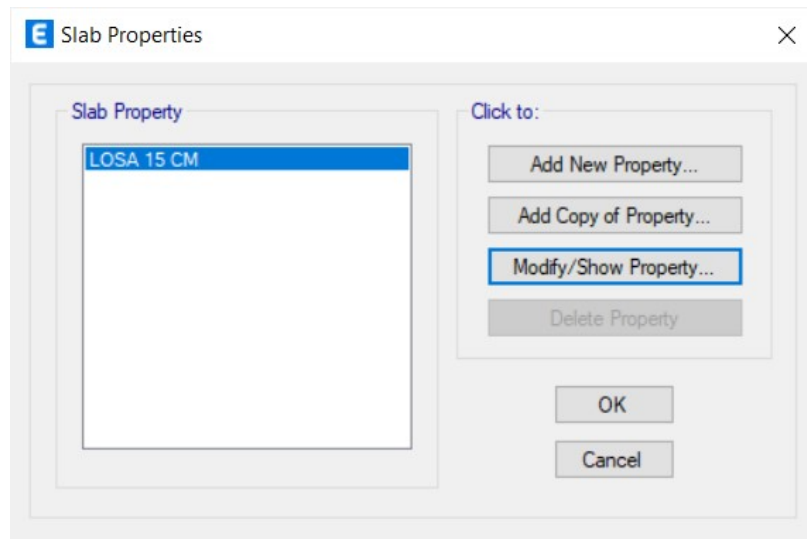


Figura 37: Propiedades de la losa.

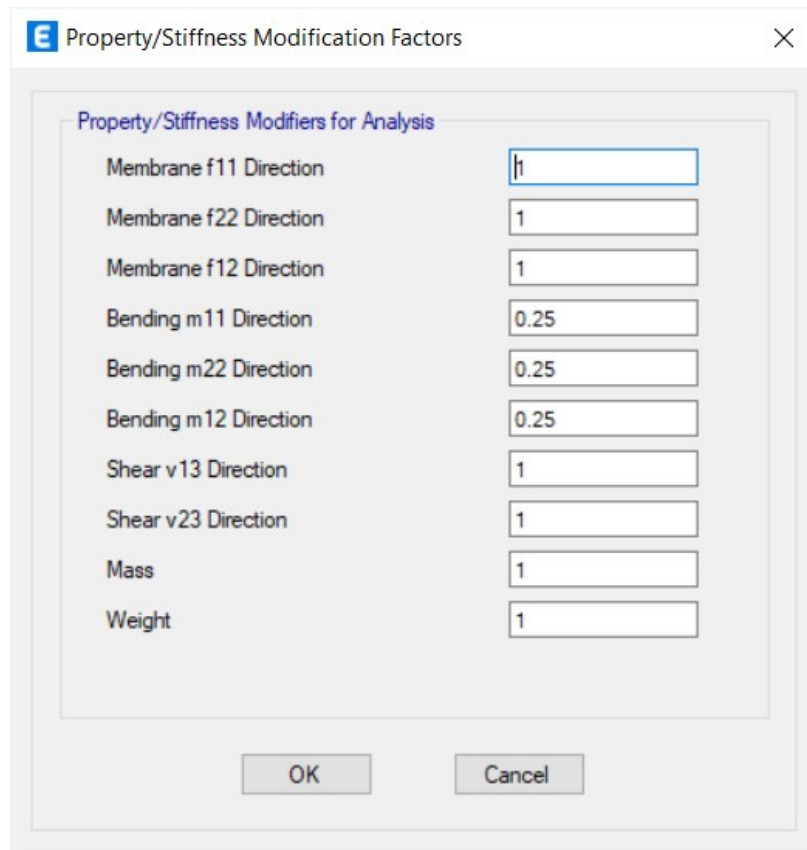


Figura 38: Factor de modificación para el momento de inercia en losa.

2. Definición de los materiales en ETABS 18

Posteriormente, se definen los materiales a utilizar junto a las propiedades de estos. En este caso, se cuenta con concreto 5000 psi para las columnas y concreto 4000 psi para vigas y losas, utilizando en todo momento acero de refuerzo grado 60.

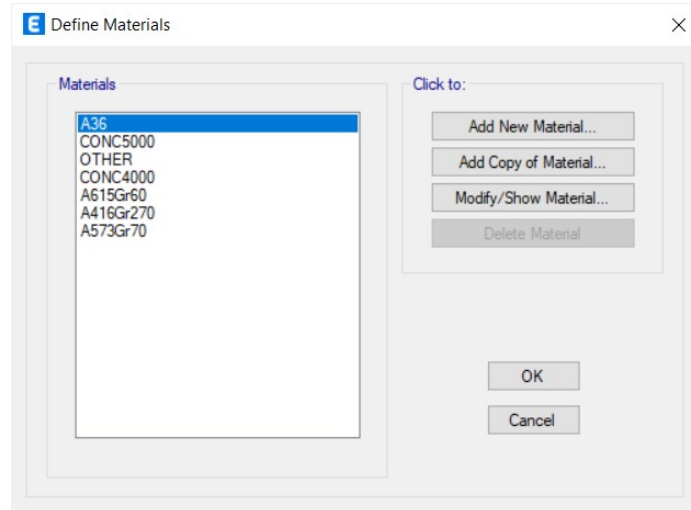


Figura 39: Materiales definidos para la elaboración del proyecto.

3. Asignación de las cargas

Con el fin de simplificar el proceso de modelación, se procede a definir patrones de carga aplicados en losa para las distintas áreas que se tienen en el edificio, tal como oficinas, pasillos, sótanos, balcones y cubierta sin acceso. Cabe destacar que estos se encuentran ya definidos con su carga viva y muerta obtenidos de la integración. Además de esto, se seleccionaron las vigas del perímetro a partir del nivel 1 ya que estarán expuestas a las cargas de la fachada.

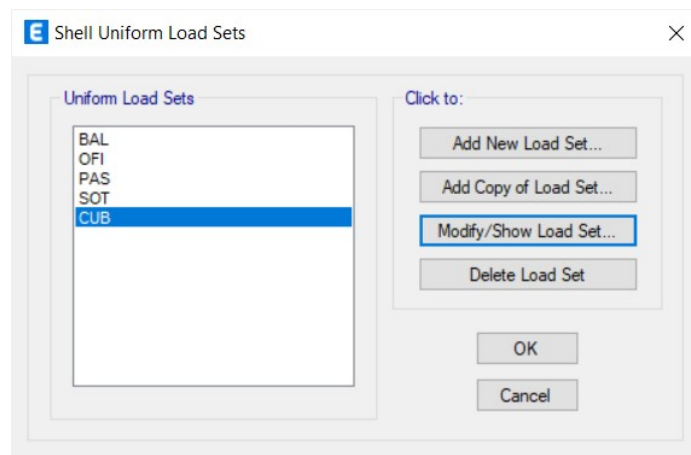


Figura 40: Cargas asignadas en losa por área.

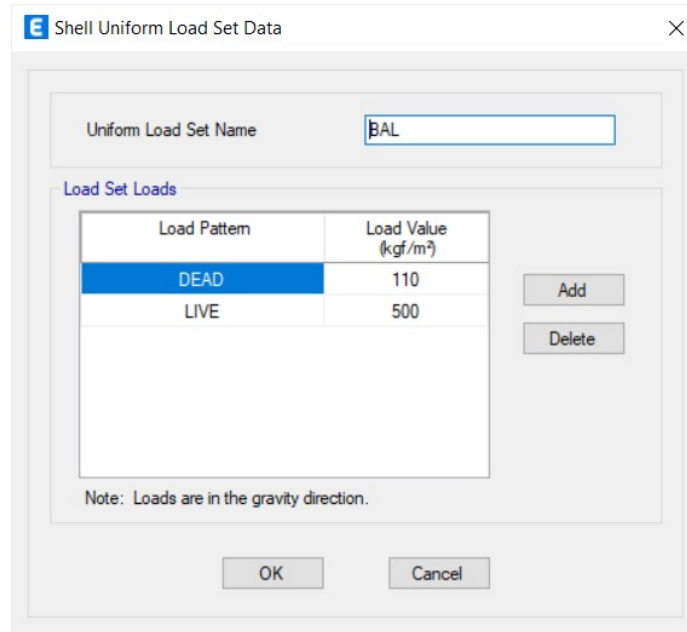


Figura 41: Ejemplo de la definición del patrón de carga en losa.

4. Asignación de diafragma rígido

Además de estar diseñados para resistir fuerzas gravitacionales, los pisos y cubiertas se diseñan para actuar como diafragmas. La función de esto es que distribuyan las fuerzas del sismo a los elementos principales como los marcos resistentes a momento, así como atar la estructura para que funcione como una unidad al momento de un sismo.

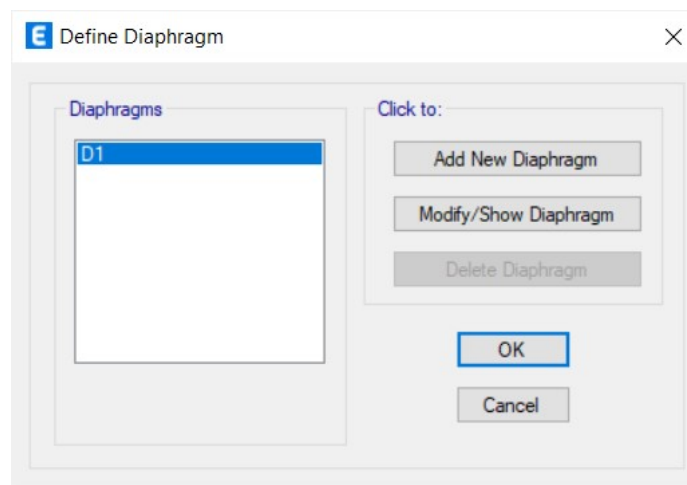


Figura 42: Asignación del diafragma rígido.

5. Asignación del mallado

El mallado es una red de elementos y nodos interconectados, usados para modelar un sistema estructural y resolver numéricamente su comportamiento simulado bajo cargas aplicadas (Ondrej & Napier, 2014). La manera en que esta fue configurada se muestra a continuación:

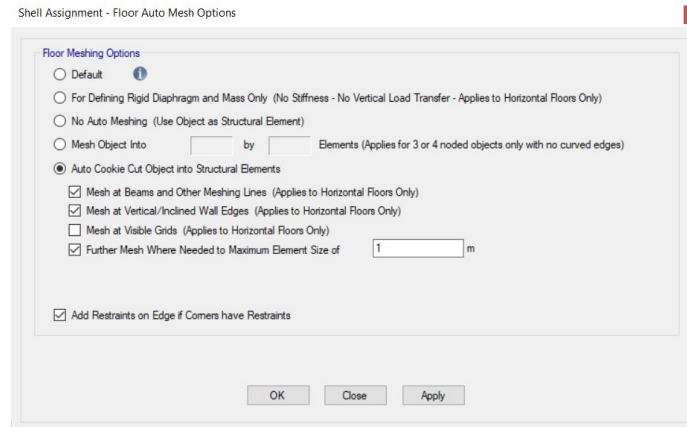


Figura 43: Configuración del mallado.

6. Configuración de end length offsets

El uso de esta herramienta resulta importante debido a que, en caso de no utilizarla, el programa obtendría los momentos a partir del eje, en vez de medirlos en la cara del elemento de apoyo. Así como también, considera la rigidez del nodo en el modelo. De acuerdo con lo que se recomienda en el manual de CSI, para marcos de concreto reforzado no se debe de utilizar una zona completamente rígida, por lo que recomiendan el uso de un factor de 0.50.

7. Definición del espectro de respuesta

A pesar de haber realizado el espectro de respuesta a mano, se corroboró mediante el espectro que genera el software en sí y se obtuvieron los mismos resultados. De esta manera queda definido el espectro dentro del programa.

8. Fuente de masa

Tal y como se establece en el código ACI 318-19, la fuente de masa se define como el 100 % de las cargas muertas y por lo menos, el 25 % de las cargas vivas aplicadas a la edificación. Esto se define de la siguiente manera:

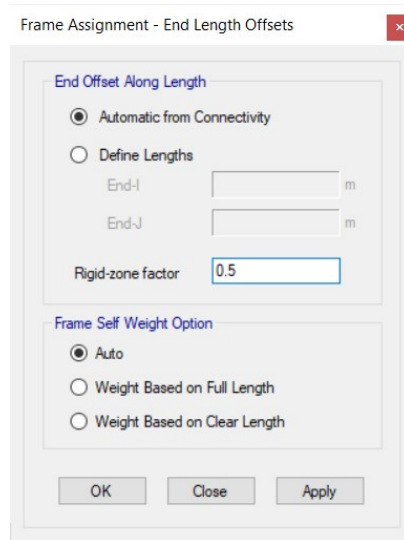


Figura 44: Asignación de end length offsets.

9. Patrones de carga

Con el fin de ingresar el efecto del sismo en la estructura, se definen los patrones de carga para el efecto del sismo en las direcciones ejes x y y, tomando en cuenta tanto la excentricidad positiva como negativa del 5% y modificando los factores C y K, cuyos cálculos son presentados dentro de los resultados. Cabe resaltar que estos patrones solo afectan a la estructura a partir del nivel 1, ya que los sótanos se encuentran restringidos lateralmente. Es por ello que, dentro de esta definición, solo se establece desde el nivel 1 hasta el 12.

10. Combinaciones de carga

Todos los elementos pertenecientes a una estructura deben ser diseñados de tal manera que las cargas de diseño sean iguales o mayor a los efectos de las combinaciones de carga básicas que se establecen en la sección 2.3.1 del ASCE/SEI 7-16, así como también las cargas sísmicas mencionadas en la sección 2.3.6. Tomando en cuenta esto, se definen las cargas que aplican para la estructura y se diseña para la más crítica de ellas.

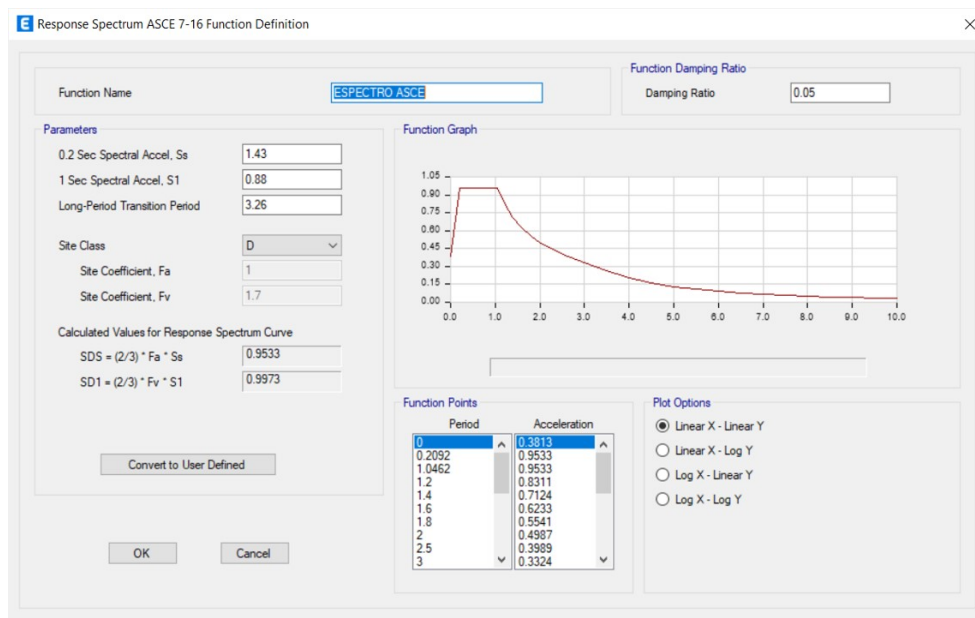


Figura 45: Definición del espectro de respuesta en ETABS 18.

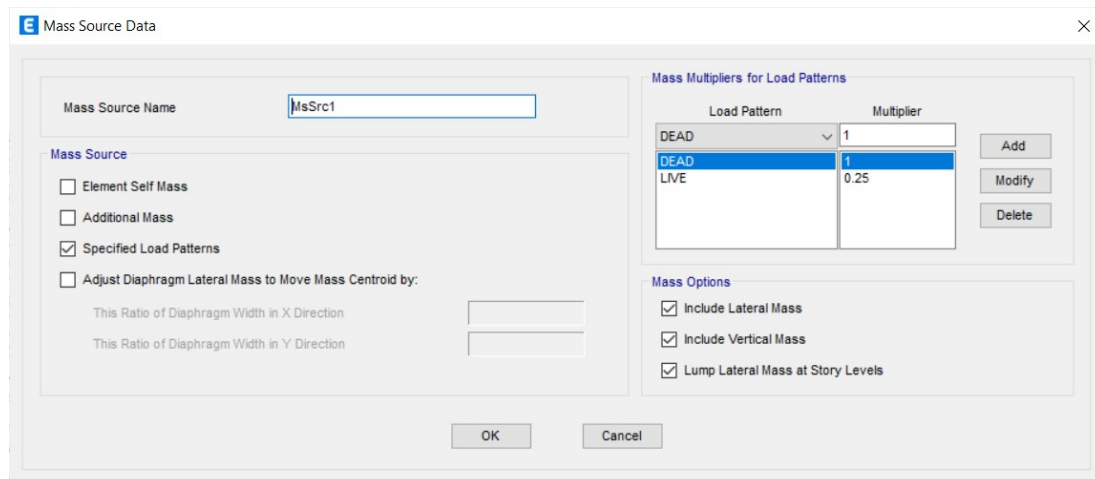


Figura 46: Asignación de la fuente de masa.

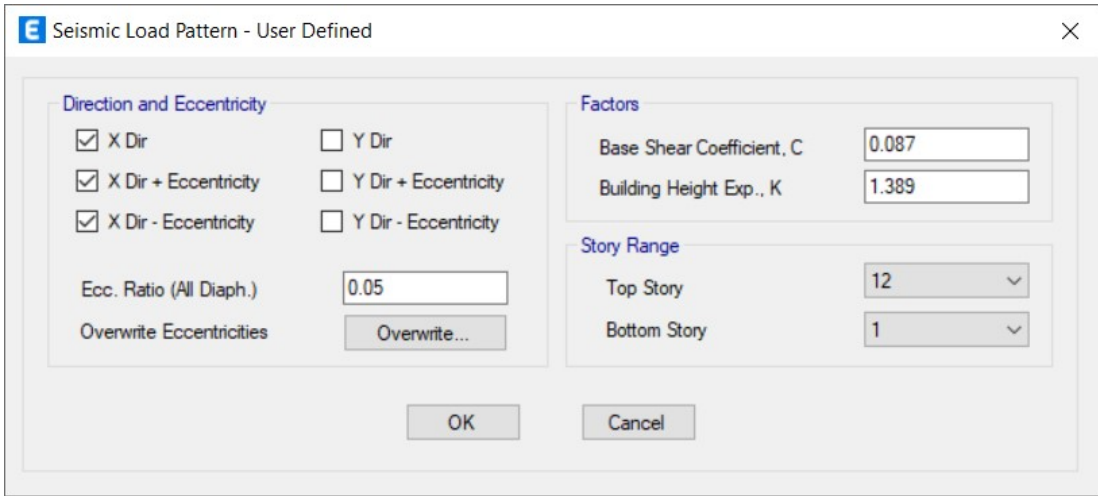


Figura 47: Definición del patrón de carga para el sismo en el eje x.

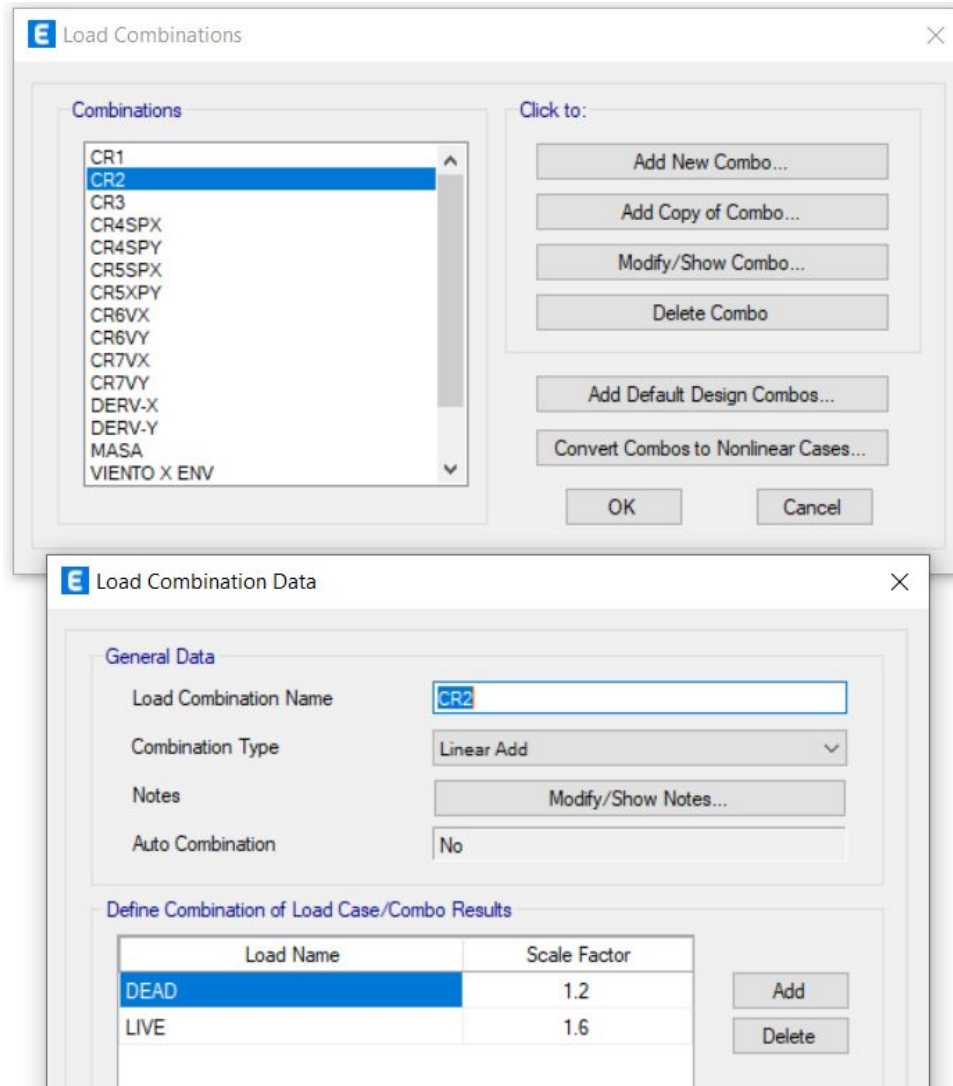


Figura 48: Combinaciones de carga definidas según ASCE/SEI 7-16.

11. Configuración del caso modal

Los vectores de Ritz se consideran adecuados debido a su efectividad para análisis dinámicos que involucren el movimiento horizontal del suelo, ya que proporcionan un factor de participación más preciso. En la figura a continuación, se observa la manera en la que se define el caso.

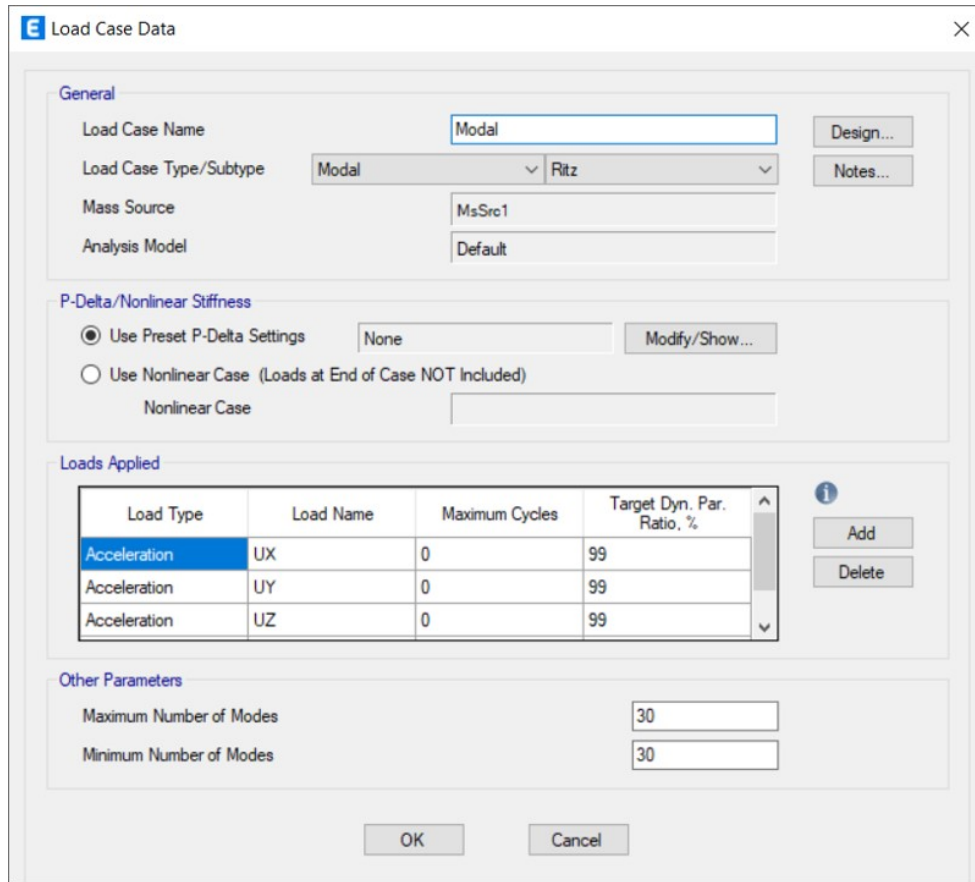


Figura 49: Configuración del caso modal con vectores Ritz.

12. Casos de carga

Tanto para la dirección x como y, se aplica el factor R^*g/I_e , el cual modifica el espectro de diseño. Para eso se establece que los casos de carga sean dependientes del espectro de respuesta, tanto para la dirección U1 como U2, tomando en cuenta una excentricidad y factor de amortiguamiento del 5%. Resulta importante recordar que estos factores son calibrados posteriormente para conseguir que el corte inicial del análisis sea igual al corte estático calculado (cálculos serán presentados en los resultados).

E Load Case Data ×

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Mass Source:

Analysis Model:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRO ASCE	1.5323

Advanced

Other Parameters

Modal Load Case:

Modal Combination Method:

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type:

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: Modify/Show...

Figura 50: Definición de los casos de carga.

A. Masa modal

Utilizando la configuración del caso modal establecida en la sección 11 del capítulo IX, el programa es capaz de calcular el período de la estructura, tanto en x como y. A pesar de esto, es bueno verificar con las ecuaciones del período fundamental aproximado que se proveen en el código, con las que se obtiene la siguiente información:

PERÍODO FUNDAMENTAL APROXIMADO			
HN	39.6	M	ALTURA DESDE N. 1 A N. 12
C _T	0.0466		TABLA 12.8-2 ASCE
x	0.9		TABLA 12.8-2 ASCE
T _A	1.2774	s	CT*HN^x 12.8-7

Figura 51: Período fundamental aproximado.

Al hacer uso del software, se obtuvo la información que se muestra en las siguientes figuras. Inicialmente, el análisis daba como resultado períodos superiores a los tres segundos, siendo esto el doble del período aproximado calculado de manera empírica. Luego de varios análisis, se pudo notar que el programa no analizaba de manera correcta que el sismo afectaría los desplazamientos en x y y a partir del nivel uno debido a la restricción lateral de los sótanos. Debido a esto, se restringieron los nodos en el perímetro de los sótanos para obtener un resultado más cercano con el período aproximado, obteniendo así información más lógica, cuyos resultados se encuentran en la Figura 52. Por cada dirección, x o y, se elige el período en el que se tenga el mayor porcentaje de participación de la masa.

PERÍODO OBTENIDO DEL ANÁLISIS MODAL				
	PERÍODO EN X	PARTICIPACIÓN	PERÍODO EN Y	PARTICIPACIÓN
	(s)		(s)	
COLUMNA CIRCULAR	1.792	80.58%	1.827	80.52%
COLUMNA RECTANGULAR	1.718	74.09%	1.842	80.11%

Figura 52: Participación de masa según los modos de vibración de la estructura.

Por cada dirección, x o y, se elige el período en el que se tenga el mayor porcentaje de participación de la masa.

B. Cortantes basales dinámicos.

Son los cortantes de la estructura que corresponden a cada modo de vibración y que se combinan con el método de combinación cuadrática completa (CQC) para obtener los cortantes basales ortogonales de la iteración inicial (Vix/Viy). A continuación, se presentan unas tablas en las que se puede observar que el peso sísmico de la estructura es de 34,745 toneladas para columnas circulares y 34,942 toneladas para las columnas rectangulares. Esta variación se debe a que la sección rectangular equivalente fue aproximada al entero más cercano, por lo que contaba con un área ligeramente mayor al de la columna circular. En el cuadro, la celda del caso de carga SX y Fx representa el corte basal dinámico Vix, mientras que la celda SY y Fy corresponde al corte Viy.

CORTES BASALES DINÁMICOS CON COLUMNAS CIRCULARES			
OUTPUT CASE	FX	FY	FZ
	TON	TON	TON
100% DEAD + 25% LIVE	0	0	34795
SX	2145	1	0
SY	1	2104	0

CORTES BASALES DINÁMICOS CON COLUMNAS RECTANGULARES			
OUTPUT CASE	FX	FY	FZ
	TON	TON	TON
100% DEAD + 25% LIVE	0	0	34942
SX	2221	1	0
SY	1	2092	0

Figura 53: Resumen de cortes basales dinámicos de la estructura.

C. Calibración del análisis modal.

Para la obtención del corte estático de la estructura, es necesaria la obtención del coeficiente de respuesta sísmica, calculado a partir de los distintos límites que el ASCE presenta en la sección 12.8. El límite superior de este coeficiente se ve afectado por el período fundamental de la estructura por lo que resulta importante la sección 12.8.6.2 del código en la cual se establece que en caso que el período en alguna de las

dos direcciones exceda el límite inferior $C_u \cdot T_A$, se puede utilizar este como el período fundamental de la estructura.

PERÍODO FUNDAMENTAL PARA EL LÍMITE SUPERIOR DE C_s				
	C/COLUMNAS CIRCULARES		C/COLUMNAS RECTANGULARES	
	DIR. X	DIR. Y	DIR. X	DIR. Y
C_U	1.400	1.400	1.400	1.400
T_{MODAL}	1.792	1.827	1.718	1.842
T_A	1.277	1.277	1.277	1.277
$C_U \cdot T_A$	1.788	1.788	1.788	1.788
$T_{SELECCIONADO}$	1.788	1.788	1.718	1.788

Figura 54: Período fundamental para el límite superior de C_s .

CÁLCULO DEL COEFICIENTE SÍSMICO C_s				
	C/COLUMNAS CIRCULARES		C/COLUMNAS RECTANGULARES	
	DIR. X	DIR. Y	DIR. X	DIR. Y
$S_{DS}/(R/IE)$	0.149	0.149	0.149	0.149
$0.044 \cdot S_{DS} \cdot IE - MIN$	0.052	0.052	0.052	0.052
$0.5 \cdot S_I/(R/IE) - MIN$	0.069	0.069	0.069	0.069
$S_{DI}/[T \cdot (R/IE)] - MAX$	0.087	0.087	0.091	0.087
C_s	0.087	0.087	0.091	0.087

Figura 55: Coeficiente sísmico C_s .

Los cortantes basales dinámicos de la iteración inicial en cada dirección ortogonal horizontal V_{1x} y V_{1y} no deberán utilizarse para diseño sin antes someterlos a un proceso de calibración. Los referentes de calibración serán los cortantes estáticos V_{ex} y V_{ey} . Las fuerzas resultantes del análisis modal se multiplican por los factores V_{dx}/V_{1x} y V_{dy}/V_{1y} y se utilizan para integrar las sollicitaciones sísmicas de diseño.

OBTENCIÓN DEL FACTOR DE CALIBRACIÓN				
	C/COLUMNAS CIRCULARES		C/COLUMNAS RECTANGULARES	
	DIR. X	DIR. Y	DIR. X	DIR. Y
C_s	0.087	0.087	0.091	0.087
K_x	1.389	1.389	1.389	1.389
W_s (TON)	34795.38	34795.38	34941.86	34941.86
V_E (TON)	3032.092	3032.092	3169.445	3044.856
V_I (TON)	2145.488	2104.317	2221.393	2091.775
V_D (TON)	3032.092	3032.092	3169.445	3044.856
F	2.166	2.209	2.187	2.231

Figura 56: Calibración de cortantes dinámicos con estáticos.

D. Cortantes estáticos.

Los cortantes estáticos que se presentan a continuación son las fuerzas verticales equivalentes a las cuales están sometidos cada uno de los niveles de la edificación. Es importante mencionar que los cortes estáticos del nivel 1 (base) difieren de los

obtenidos en la Figura 54, debido a que ya han sido calibrados según la sección 12.9.2.5 del ASCE.

CORTANTES ESTÁTICOS

NIVEL	C/COLUMNAS CIRCULARES			C/COLUMNAS RECTANGULARES		
	Ws TON	Vx TON	Vy TON	Ws TON	Vx TON	Vy TON
12	2685.47	460.96	466.26	2697.86	490.51	471.38
11	5643.53	893.89	901.05	5668.30	943.71	905.96
10	8601.59	1269.36	1276.37	8638.75	1333.83	1278.79
9	11559.64	1599.36	1605.21	11609.19	1676.12	1604.45
8	14517.70	1891.16	1895.30	14579.64	1979.40	1891.39
7	17475.76	2150.07	2152.40	17550.08	2248.81	2145.65
6	20433.82	2380.45	2381.34	20520.53	2487.31	2372.03
5	23391.88	2583.80	2583.90	23490.97	2695.51	2572.23
4	26349.94	2757.94	2757.84	26461.42	2871.45	2744.03
3	29307.99	2897.87	2898.01	29431.86	3010.56	2882.36
2	32266.05	2995.29	2995.89	32402.31	3104.93	2978.65
1	34795.38	3032.78	3033.63	34941.86	3140.08	3015.55

Figura 57: Cortes estáticos y peso sísmico por nivel de la estructura.

E. Desplazamientos del centro de masa.

Para poder establecer si la estructura cumple por rigidez, se deben verificar las derivas de esta. Para ello fue necesario establecer las derivas máximas tolerables, que establecen el valor del desplazamiento máximo que se puede tener en los diafragmas de cada nivel. El procedimiento se llevó a cabo según la sección 12.12 del ASCE, en donde se establece que la deriva máxima permisible para estructuras de este tipo y categoría III es igual a $0.015 \cdot h_{sx}$, en donde h_{sx} corresponde a la altura del nivel. En este caso, cada nivel tiene una altura de 3.30 metros por lo que la deriva permisible es de 49.5 mm.

DESPLAZAMIENTOS DEL CENTRO DE MASA - $1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y$

NIVEL	C/COLUMNAS CIRCULARES		C/COLUMNAS RECTANGULARES	
	EJE X	EJE Y	EJE X	EJE Y
	MM	MM	MM	MM
12	10.90	3.31	13.13	3.60
11	15.79	4.91	17.31	5.15
10	21.51	6.66	22.49	6.88
9	27.19	8.40	27.82	8.62
8	32.55	10.03	32.90	10.27
7	37.40	11.52	37.48	11.77
6	41.67	12.82	41.33	13.06
5	45.14	13.87	44.12	14.08
4	47.39	14.54	45.30	14.66
3	47.41	14.50	43.80	14.46
2	42.72	12.99	37.56	12.73
1	26.69	8.05	22.30	7.75

Figura 58: Desplazamientos del centro de masa con el sismo en X máximo.

DESPLAZAMIENTOS DEL CENTRO DE MASA - 0.30*Ex+1.00*Ey				
NIVEL	C/COLUMNAS CIRCULARES		C/COLUMNAS RECTANGULARES	
	EJE X	EJE Y	EJE X	EJE Y
	MM	MM	MM	MM
12	3.2868	11.2728	3.9556	12.21
11	4.7476	16.3504	5.2052	17.1512
10	6.4636	22.154	6.754	22.902
9	8.1752	27.9488	8.3644	28.7056
8	9.7812	33.3916	9.8868	34.1968
7	11.242	38.3416	11.264	39.1732
6	12.5268	42.6668	12.4212	43.4852
5	13.5652	46.1736	13.2572	46.8644
4	14.2428	48.4	13.6136	48.796
3	14.2516	48.2724	13.1648	48.136
2	12.8392	43.2212	11.2816	42.3852
1	8.0212	26.796	6.7012	25.7884

Figura 59: Desplazamientos del centro de masa con el sismo en Y máximo.

Tanto para la dirección en X como para la dirección en Y, se llevó a cabo una comparación para chequear si las derivas al límite de cedencia del modelo cumplían con la deriva máxima permitida. Para esto se hicieron las figuras mostradas anteriormente en donde se muestran los desplazamientos máximos de los centros de masa por nivel. Como se puede observar en las figuras, la deriva por nivel no excede el máximo permisible de 49.5 mm en ningún caso por lo que se puede concluir que con ambos tipos de columna el edificio cumple por rigidez.

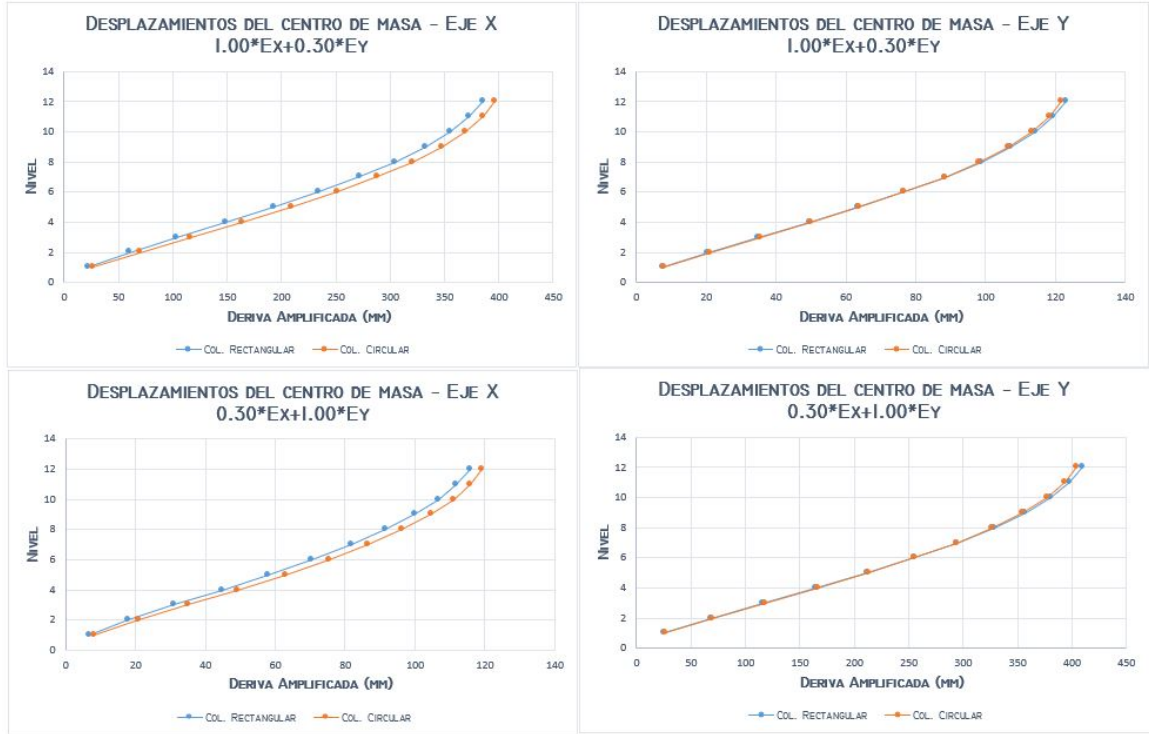


Figura 60: Desplazamientos del centro de masa.

A partir de los gráficos, es posible notar que cuando las columnas son expuestas al sismo en sentido del eje X, las columnas rectangulares presentan desplazamientos menores a aquellos que presentan las columnas circulares. En el caso contrario, cuando las columnas son expuestas al sismo en sentido del eje Y, las columnas circulares funcionan de manera más eficiente que la sección rectangular equivalente.

F. Desplazamientos en columnas de esquina.

De la misma manera, se comparan los desplazamientos que tienen las columnas en las esquinas superiores e inferiores del edificio con el fin de medir la eficiencia de las mimas. Debido a que el código solo requiere el chequeo de las derivas en el centro de masa, no es necesario verificar que las derivas en las esquinas del edificio estén por debajo de la deriva permisible. Al analizar el modelo en el software, se obtuvieron los siguientes resultados.

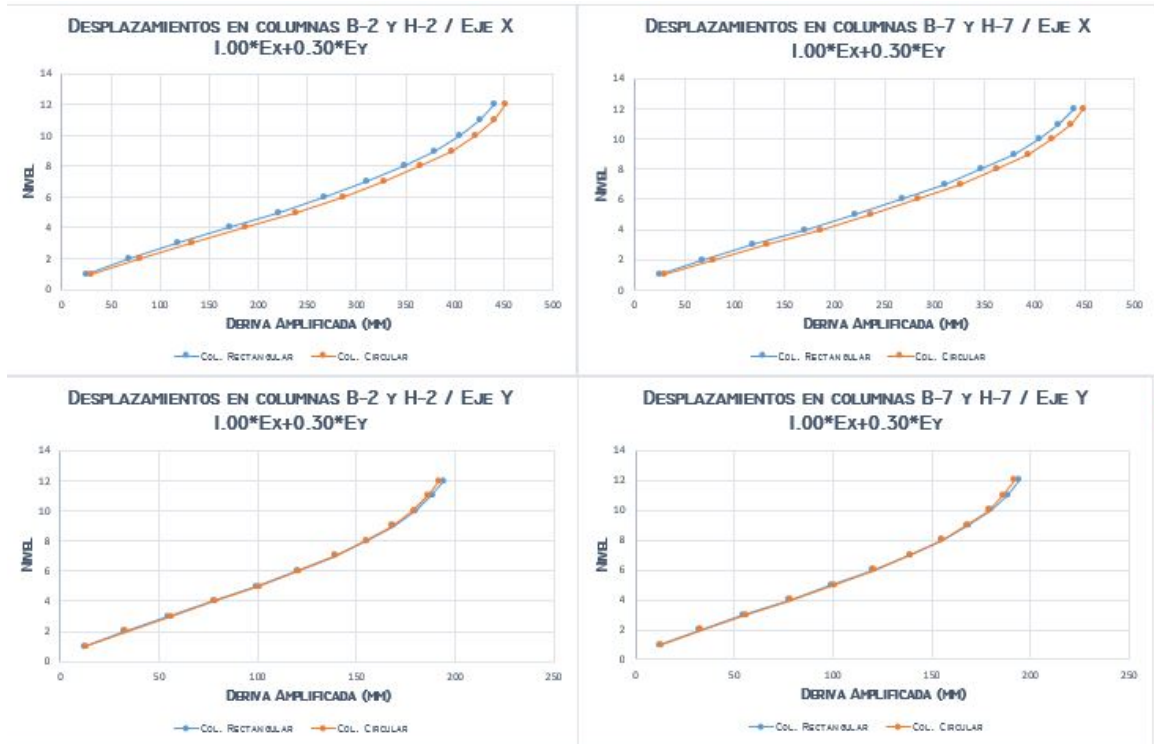


Figura 61: Desplazamientos en las columnas de esquina con 100% del sismo en X y 30% en Y.

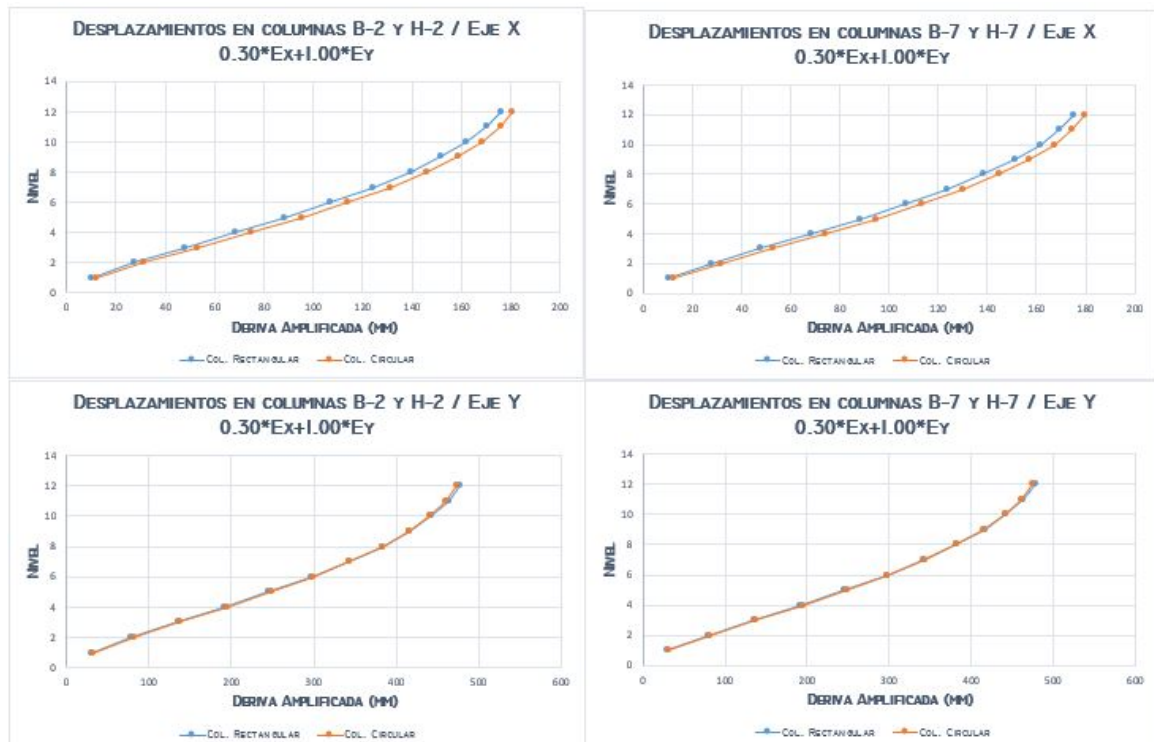


Figura 62: Desplazamientos en las columnas de esquina con 30% del sismo en X y 100% en Y.

Con los resultados obtenidos, es posible notar que en dirección del eje X, las columnas rectangulares siguen siendo más efectivas que las columnas rectangulares que las columnas circulares, aunque en dirección del eje Y, las columnas circulares resultan más eficientes. Esto se debe a que la base de la columna rectangular es menor al diámetro de la columna circular, por lo que la sección resistiendo el sismo en Y es mayor en la columna zunchada.

G. Acero longitudinal requerido en columnas.

Debido a que las columnas se encuentran bajo flexo-compresión, la sección de la columna castiga de manera inmediata la cantidad de acero longitudinal necesaria en la columna. Se pueden observar en las siguientes figuras como el acero longitudinal requerido en la sección circular es menor a la cantidad de acero que se requiere en la sección rectangular equivalente.

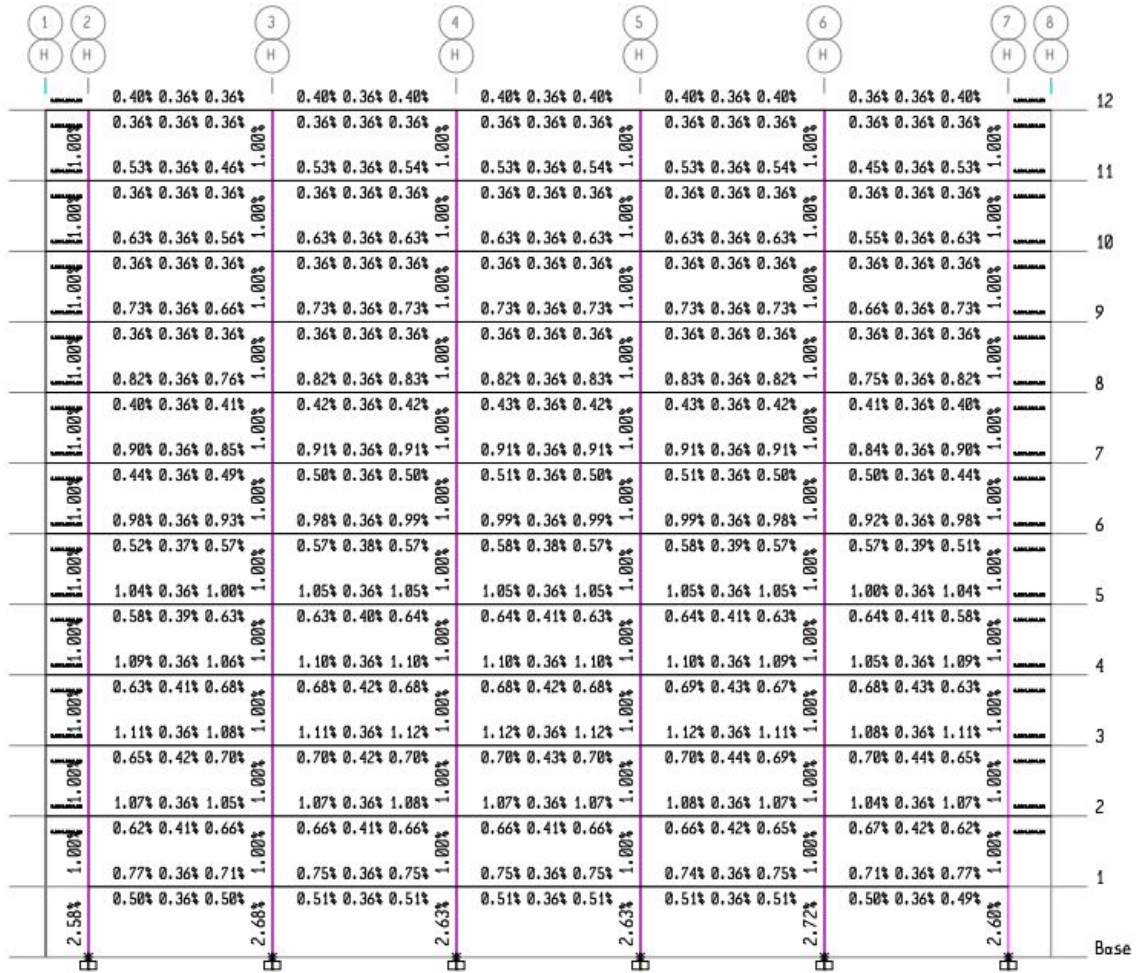


Figura 63: Cuantía de acero longitudinal requerida en los elementos del eje H para columnas circulares.

	1	2	3	4	5	6	7	8	
	0.43% 0.36% 0.36%	0.43% 0.36% 0.43%	0.43% 0.36% 0.43%	0.43% 0.36% 0.43%	0.43% 0.36% 0.43%	0.36% 0.36% 0.43%	0.36% 0.36% 0.43%	0.36% 0.36% 0.43%	12
									11
	0.36% 0.36% 0.36%	0.36% 0.36% 0.36%	0.36% 0.36% 0.36%	0.36% 0.36% 0.36%	0.36% 0.36% 0.36%	0.36% 0.36% 0.36%	0.36% 0.36% 0.36%	0.36% 0.36% 0.36%	
	0.56% 0.36% 0.49%	0.56% 0.36% 0.56%	0.56% 0.36% 0.56%	0.56% 0.36% 0.56%	0.56% 0.36% 0.56%	0.56% 0.36% 0.56%	0.48% 0.36% 0.56%	0.48% 0.36% 0.56%	
									10
	0.36% 0.36% 0.36%	0.36% 0.36% 0.36%	0.36% 0.36% 0.36%	0.36% 0.36% 0.36%	0.36% 0.36% 0.36%	0.36% 0.36% 0.36%	0.36% 0.36% 0.36%	0.36% 0.36% 0.36%	
	0.65% 0.36% 0.59%	0.66% 0.36% 0.66%	0.66% 0.36% 0.66%	0.66% 0.36% 0.66%	0.66% 0.36% 0.66%	0.66% 0.36% 0.66%	0.58% 0.36% 0.65%	0.58% 0.36% 0.65%	
									9
	0.36% 0.36% 0.36%	0.36% 0.36% 0.36%	0.36% 0.36% 0.36%	0.36% 0.36% 0.36%	0.36% 0.36% 0.36%	0.36% 0.36% 0.36%	0.36% 0.36% 0.36%	0.36% 0.36% 0.36%	
	0.75% 0.36% 0.69%	0.76% 0.36% 0.76%	0.76% 0.36% 0.76%	0.76% 0.36% 0.76%	0.76% 0.36% 0.76%	0.76% 0.36% 0.76%	0.68% 0.36% 0.75%	0.68% 0.36% 0.75%	
									8
	0.37% 0.36% 0.36%	0.37% 0.36% 0.37%	0.37% 0.36% 0.37%	0.37% 0.36% 0.37%	0.37% 0.36% 0.37%	0.37% 0.36% 0.37%	0.36% 0.36% 0.37%	0.36% 0.36% 0.37%	
	0.84% 0.36% 0.79%	0.85% 0.36% 0.85%	0.85% 0.36% 0.85%	0.85% 0.36% 0.85%	0.85% 0.36% 0.85%	0.85% 0.36% 0.85%	0.78% 0.36% 0.84%	0.78% 0.36% 0.84%	
									7
	0.41% 0.36% 0.40%	0.41% 0.36% 0.41%	0.42% 0.36% 0.41%	0.42% 0.36% 0.41%	0.42% 0.36% 0.41%	0.42% 0.36% 0.41%	0.41% 0.36% 0.41%	0.41% 0.36% 0.41%	
	0.93% 0.36% 0.88%	0.94% 0.36% 0.94%	0.94% 0.36% 0.94%	0.94% 0.36% 0.94%	0.94% 0.36% 0.94%	0.94% 0.36% 0.94%	0.87% 0.36% 0.93%	0.87% 0.36% 0.93%	
									6
	0.45% 0.36% 0.49%	0.49% 0.36% 0.50%	0.50% 0.36% 0.49%	0.50% 0.36% 0.49%	0.50% 0.36% 0.49%	0.50% 0.36% 0.49%	0.49% 0.36% 0.45%	0.49% 0.36% 0.45%	
	1.00% 0.36% 0.96%	1.01% 0.36% 1.02%	1.01% 0.36% 1.01%	1.01% 0.36% 1.01%	1.02% 0.36% 1.01%	1.02% 0.36% 1.01%	0.96% 0.36% 1.00%	0.96% 0.36% 1.00%	
									5
	0.50% 0.37% 0.56%	0.57% 0.38% 0.57%	0.57% 0.38% 0.56%	0.57% 0.38% 0.56%	0.57% 0.38% 0.56%	0.57% 0.38% 0.56%	0.57% 0.39% 0.50%	0.57% 0.39% 0.50%	
	1.06% 0.36% 1.03%	1.07% 0.36% 1.08%	1.08% 0.36% 1.07%	1.08% 0.36% 1.07%	1.08% 0.36% 1.07%	1.08% 0.36% 1.07%	1.03% 0.36% 1.06%	1.03% 0.36% 1.06%	
									4
	0.57% 0.39% 0.62%	0.63% 0.40% 0.63%	0.63% 0.40% 0.62%	0.63% 0.40% 0.62%	0.63% 0.41% 0.62%	0.63% 0.41% 0.62%	0.63% 0.41% 0.56%	0.63% 0.41% 0.56%	
	1.11% 0.36% 1.08%	1.12% 0.36% 1.12%	1.12% 0.36% 1.12%	1.12% 0.36% 1.12%	1.12% 0.36% 1.11%	1.12% 0.36% 1.11%	1.08% 0.36% 1.11%	1.08% 0.36% 1.11%	
									3
	0.61% 0.41% 0.67%	0.67% 0.41% 0.67%	0.67% 0.42% 0.66%	0.67% 0.42% 0.66%	0.68% 0.42% 0.66%	0.68% 0.42% 0.66%	0.67% 0.43% 0.61%	0.67% 0.43% 0.61%	
	1.12% 0.36% 1.09%	1.13% 0.36% 1.13%	1.13% 0.36% 1.13%	1.13% 0.36% 1.13%	1.13% 0.36% 1.12%	1.13% 0.36% 1.12%	1.09% 0.36% 1.11%	1.09% 0.36% 1.11%	
									2
	0.62% 0.41% 0.68%	0.68% 0.41% 0.68%	0.68% 0.42% 0.67%	0.68% 0.42% 0.67%	0.68% 0.43% 0.67%	0.68% 0.43% 0.67%	0.69% 0.43% 0.62%	0.69% 0.43% 0.62%	
	1.06% 0.36% 1.04%	1.07% 0.36% 1.07%	1.07% 0.36% 1.07%	1.07% 0.36% 1.07%	1.08% 0.36% 1.07%	1.08% 0.36% 1.07%	1.04% 0.36% 1.06%	1.04% 0.36% 1.06%	
									1
	0.58% 0.39% 0.63%	0.62% 0.39% 0.62%	0.63% 0.40% 0.62%	0.63% 0.40% 0.62%	0.63% 0.41% 0.62%	0.63% 0.41% 0.62%	0.63% 0.41% 0.57%	0.63% 0.41% 0.57%	
	0.75% 0.36% 0.69%	0.73% 0.36% 0.73%	0.73% 0.36% 0.73%	0.73% 0.36% 0.73%	0.73% 0.36% 0.73%	0.73% 0.36% 0.73%	0.69% 0.36% 0.75%	0.69% 0.36% 0.75%	
									Base
	0.45% 0.36% 0.46%	0.47% 0.36% 0.47%	0.48% 0.36% 0.47%	0.48% 0.36% 0.47%	0.47% 0.36% 0.47%	0.47% 0.36% 0.47%	0.47% 0.36% 0.45%	0.47% 0.36% 0.45%	
	3.33%	3.58%	3.34%	3.34%	3.60%	3.60%	3.35%	3.35%	

Figura 64: Cuantía de acero longitudinal requerida en los elementos del eje H para columnas rectangulares.

Al llamar al a un distribuidor de materiales de construcción, se obtuvieron los precios de las varillas que se utilizaron en el refuerzo longitudinal de las columnas. Al tener el precio, se obtiene el volumen de las varillas y de esa manera obtenemos un costo por pulgada cúbica de acero grado 60, el cual se muestra a continuación.

CANTIDAD	DESCRIPCIÓN	PRECIO UNITARIO	PRECIO POR QUINTAL	VOL (IN ³)	COSTO Q/IN ³
1.494	VARILLA CORRUGADA 1 1/8" X 6 M G-60	Q 318.80	Q 476.29	236.22	1.35
0.996	VARILLA CORRUGADA 1 1/8" X 9 M G-60	Q 478.20	Q 476.29	354.33	1.35

Figura 65: Precio de las varillas corrugadas No. 9 para acero grado 60.

Las columnas son elementos sometidos normalmente a esfuerzos de compresión y flexión simultáneamente, lo cual se debe a que tienen momentos flectores transmitidos por las vigas y reciben las cargas axiales de los niveles que tiene por encima de ella. Al hacer uso de las columnas circulares, debido a su simetría polar, tienen la misma capacidad última en todas las direcciones. Con solo ver las cuantías que se requieren en el primer nivel del modelo, es posible observar que las columnas circulares funcionan de una mejor manera debido a que los porcentajes de acero en relación a la sección de la columna es menor en comparación de los elementos rectangulares. Cabe resaltar que todas las columnas cumplen con los requisitos del código ya que se cuenta con una cuantía igual o mayor al 1 %, y se encuentran por debajo del 4 % que recomienda la norma. Con el fin de obtener el ahorro en acero que se puede tener con el hecho de utilizar columnas circulares, se extrajeron las cuantías requeridas en cada columna del primer nivel y se obtuvieron los resultados mostrados a continuación.

COLUMNA	# COLUMNAS	ALTURA	BASE	DIÁMETRO	ALTURA DEL NIVEL	VOLUMEN POR COLUMNA	PRECIO	COSTO
	M	M	M	M	M	M ³	Q/M ³	Q
CC-I	42	-	-	1.1	3.3	3.14	Q 1,300.00	Q 171,230.78
CR-I	42	1.09	0.87	-	3.3	3.13	Q 1,300.00	Q 170,864.69

Q'S EN NIVEL I	COL. CIRCULAR	COL. RECTANGULAR	ΔCOSTO (Q)
Q	280,883.53	353,392.42	Q 72,508.88

Figura 66: Acero requerido en el nivel 1 de la estructura.

De esta forma es más fácil visualizar los resultados. Al hacer uso de columnas circulares, para la estructura en cuestión, fue posible ahorrar Q72,508.88. En otras palabras, el ahorro debido a la geometría circular equivale a un 20.52 % del gasto de acero longitudinal en columnas rectangulares, lo cual conlleva a un ahorro significativo dentro del proyecto. De igual forma, a pesar que el área de la sección transversal de la columna rectangular es equivalente a la columna zunchada, se realizó el cálculo del gasto debido al concreto. Es importante resaltar que en caso de incrementar el área de la columna rectangular para tener la misma capacidad última que la circular, el costo del concreto en sí aumentaría, por lo que las columnas circulares resultan más eficientes.

1. Fue posible realizar la integración de cargas muertas y vivas que son aplicadas para una edificación de oficinas, así como también la integración de los elementos propios que conforman un marco especial resistente a momento.
2. Se logró modelar la edificación den el software ETABS de manera exitosa para la obtención de los resultados obtenidos como el período fundamental, derivas, porcentaje de acero longitudinal requerido, cortante y momento último en los elementos.
3. Debido a la simetría polar de las columnas circulares, estas tienen la misma capacidad última en todas las direcciones, lo que permite disminuir la cantidad de acero longitudinal a pesar de tener la misma área transversal que la columna rectangular equivalente.
4. Realizando un presupuesto aproximado del acero longitudinal y concreto requerido por las columnas del primer nivel, resulta notable que al utilizar columnas circulares se puede llegar a ahorrar un 20.52 % en gastos correspondientes al acero longitudinal de refuerzo.

1. En caso de contar con un equipo de mayor capacidad, se recomienda utilizar un mallado menor a un metro para obtener mejores momentos y cortantes más exactos.
2. Realizar la integración de cargas, así como otros cálculos, a mano y comparar con los resultados del software para verificar que las cargas a utilizar sean las correctas.
3. A pesar de haber realizado la comparación de los elementos circulares versus sus equivalentes rectangulares, se recomienda analizar de la misma manera una sección cuadrada equivalente.
4. Así como se realizó el análisis del ahorro que se puede llegar a tener debido al uso de columnas circulares, resultaría importante realizar el mismo análisis para el acero transversal.
5. Para obtener información más verídica, resultaría importante incluir el costo de la mano de obra, así como también de la formaleta, para determinar el costo definitivo de ambos sistemas.
6. Para futuros estudiantes que deseen ampliar este tipo de análisis, sería interesante analizar otros tipos de geometría para los elementos verticales de carga, así como también, modificar la resistencia del concreto para verificar que las columnas circulares siguen siendo óptimas.
7. Como ingenieros, resulta importante recalcar que cada proyecto resulta distinto por lo que es importante que se elaboren distintos tipos de análisis preliminares previo a la selección de la solución definitiva de los proyectos.

- ACI318. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete*. American Concrete Institute.
- AGIES. (2018a). *Demandas Estructurales y Condiciones de Sitio*. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
- AGIES. (2018b). *Generalidades, administración de las normas y supervisión técnica*. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
- ASCE. (2014). Seismic evaluation and retrofit of existing buildings.
- Bolaños, R. (2019). Las zonas de la Ciudad de Guatemala donde la construcción vertical se disparó. Consultado el 29 de enero de 2021, desde <https://www.prensalibre.com/economia/las-zonas-de-la-ciudad-de-guatemala-donde-la-construccion-vertical-se-disparo/>
- Bresler, B. (1960). Design criteria for reinforced columns under axial load and biaxial bending. *Journal Proceedings*, 57(11), 481-490.
- INSIVUMEH. (s.f.). Las zonas de la Ciudad de Guatemala donde la construcción vertical se disparó. Consultado el 29 de enero de 2021, desde <https://insivumeh.gob.gt/destacados-portada/marco-tectonico-para-guatemala/>
- MacGregor, J. G. (1983). Load and resistance factors for concrete design. *Journal Proceedings*, 80(4), 279-287.
- McCormac, J. & Brown, R. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado*. Alfaomega Grupo Editor, S.A.
- Moehle, J. (2015). *Seismic design of reinforced concrete buildings*. McGraw-Hill Education.
- Nilson, A. H. & Darwin, D. (1999). *Diseño de estructuras de concreto*. McGraw-Hill Colombia.
- Ondrej & Napier, J. (2014). Meshing. Consultado el 30 de septiembre de 2021, desde <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Meshing>
- RAE. (2020). Definición de ingeniería. <https://dle.rae.es/ingenier%C3%ADa>
- Rüsch, H. (1960). Researches toward a general flexural theory for structural concrete. *Journal of the American Concrete Institute*, 57(1), 1-28.
- SEAOC. (1995). Performance-Based Seismic Engineering of Buildings. Structural%20Engineers%20Association%20of%20California,%20Sacramento,%20CA,%20538%20pp.

- Shapiro, D., Rojahn, C., Reaveley, L. D., Smith, J. R. & Morelli, U. (2000). NEHRP guidelines and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. *Earthquake spectra*, 16(1), 227-239.
- TBI, P. E. E. R. C. (2010). *Guidelines for performance-based seismic design of tall buildings*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering . . .

1. Centro de masa: Punto en el cual se concentra el peso de un cuerpo.
2. Cimbra o encofrado: Estructura de cubierta que funciona como base para montar la armadura de una construcción.
3. Cuantía: Cantidad de acero, medida como porcentaje en relación a la sección de hormigón.
4. Deformación unitaria: Cambio de dimensión por unidad de longitud.
5. Deriva: Desplazamiento lateral que se tiene en una estructura.
6. Diafragma: Pieza estructural rígida que puede soportar el esfuerzo cortante al estar cargado en una dirección paralela a un plano.
7. Flexo-compresión: Cuando un elemento se encuentra sometido a esfuerzos de compresión y simultáneamente a los de flexión, debido a los momentos flectores transmitidos por las vigas y las cargas axiales de los niveles por encima del elemento.
8. Zunchado: Refuerzo en forma de espiral que envuelven la armadura longitudinal de los pilares de hormigón armado.

MASA MODAL PARTICIPANTE - COLUMNA RECTANGULAR													
CASE	MODE	PERIOD SEC	UX	UY	SUMUX	SUMUY	SUMUZ	RX	RY	RZ	SUMRX	SUMRY	SUMRZ
MODAL	1	1.842	0	0.8011	0	0.8011	0	0.6595	0	0.0001	0.6595	0	0.0001
MODAL	2	1.718	0.7409	0.00008014	0.7409	0.8011	0	0.000006996	0.6251	0.0535	0.6595	0.6251	0.0536
MODAL	3	1.709	0.0527	0.0001	0.7936	0.8011	0	0.0001	0.0444	0.7529	0.6596	0.6695	0.8065
MODAL	4	0.573	0	0.1009	0.7936	0.9021	0	0.2439	0.00E+00	0.00001096	0.9035	0.6695	0.8065
MODAL	5	0.531	0.0013	1.12E-05	0.7949	0.9021	0	0.00002723	0.0028	0.0986	0.9035	0.6723	0.9051
MODAL	6	0.525	0.1026	0	0.8975	0.9021	0	0	0.2284	0.0012	0.9035	0.9008	0.9064
MODAL	7	0.308	0	0.0395	0.8975	0.9416	0	0.0214	0	0.000003598	0.9249	0.9008	0.9064
MODAL	8	0.283	0.0001	3.69E-06	0.8976	0.9416	0	0.000001994	0.00003747	0.0389	0.9249	0.9008	0.9453
MODAL	9	0.275	0.0417	0	0.9393	0.9416	0	0	0.0233	0.0001	0.9249	0.9242	0.9453
MODAL	10	0.193	0	0.0214	0.9393	0.963	0	0.0318	0	0.000001634	0.9568	0.9242	0.9453
MODAL	11	0.176	0.00001426	0.000001719	0.9394	0.963	0	2.53E-06	0.00001948	0.0203	0.9568	0.9242	0.9657
MODAL	12	0.168	0.0226	0	0.962	0.963	0	0	0.0315	0.00001238	0.9568	0.9557	0.9657
MODAL	13	0.131	0	0.0129	0.962	0.9759	0	0.0124	0	9.09E-07	0.9692	0.9557	0.9657
MODAL	14	0.118	0.00000512	0.000000969	0.962	0.9759	0	9.35E-07	0.000005061	0.0119	0.9692	0.9557	0.9775
MODAL	15	0.112	0.0135	0	0.9755	0.9759	0	0	0.0133	0.000004264	0.9692	0.969	0.9775
MODAL	16	0.094	0	0.0084	0.9755	0.9843	0	0.0113	0	0.00000574	0.9805	0.969	0.9775
MODAL	17	0.084	0.000002474	6.22E-07	0.9755	0.9843	0	8.32E-07	0.000003189	0.0073	0.9805	0.969	0.9849
MODAL	18	0.08	0.0087	0	0.9842	0.9843	0	0	0.0113	0.00000191	0.9805	0.9804	0.9849
MODAL	19	0.071	0	0.0057	0.9842	0.99	0	0.0065	0	0.00E+00	0.987	0.9804	0.9849
MODAL	20	0.059	0.0058	0	0.99	0.99	0	0	0.0068	2.14E-06	0.987	0.9871	0.9849
MODAL	21	0.055	0	0.004	0.99	0.994	0	0.0053	0	0.00001326	0.9924	0.9871	0.9849
MODAL	22	0.053	0.0000156	0.00002338	0.9901	0.994	0	0.00002969	0.00002209	0.0039	0.9924	0.9872	0.9888
MODAL	23	0.046	0.0041	0.000001789	0.9941	0.9941	0	0.000002173	0.0053	0.00001552	0.9924	0.9925	0.9888
MODAL	24	0.045	0.000003456	0.0028	0.9941	0.9969	0	0.0035	0.000004383	0.000009406	0.9959	0.9925	0.9888
MODAL	25	0.038	0.0001	0.0018	0.9943	0.9987	0	0.0024	0.0002	0.000002712	0.9983	0.9926	0.9888
MODAL	26	0.037	0.0028	0.0001	0.9971	0.9988	0	0.0001	0.0035	0.00002054	0.9984	0.9962	0.9888
MODAL	27	0.034	0.00004322	0.001	0.9971	0.9997	0	0.0012	0.0001	0.000002278	0.9996	0.9962	0.9888
MODAL	28	0.031	0.001	0.0002	0.9982	0.9999	0	0.0002	0.0014	0.00001202	0.9999	0.9976	0.9888
MODAL	29	0.031	0.001	0.0001	0.9992	1	0	0.0001	0.0013	0.000007268	1	0.9989	0.9888
MODAL	30	0.027	0.0008	0	1	1	0	0	0.0011	0.000009416	1	1	0.9888

Figura 67: Masa modal participante en modelo con columnas rectangulares.

PARTICIPANTE - COLUMNA CIRCULAR												
MODE	PERIOD SEC	UX	UY	SUMUX	SUMUY	SUMUZ	RX	RY	RZ	SUMRX	SUMRY	SUMRZ
1	1.827	0.000001886	0.8052	0.000001886	0.8052	0	0.654	0.000001528	0.0002	0.654	0.000001528	0.0002
2	1.792	0.8058	0.000003581	0.8058	0.8052	0	0.000002945	0.6513	0.0011	0.654	0.6513	0.0013
3	1.732	0.0011	0.0002	0.8069	0.8054	0	0.0002	0.0009	0.8136	0.6541	0.6521	0.8149
4	0.573	0	0.0995	0.8069	0.9048	0	0.2509	8.23E-07	0.00003108	0.905	0.6521	0.8149
5	0.563	0.0988	6.47E-07	0.9057	0.9048	0	0.000001635	0.2531	0.0002	0.905	0.9052	0.8151
6	0.547	0.0002	0.00003207	0.9059	0.9049	0	0.0001	0.0004	0.0966	0.9051	0.9057	0.9117
7	0.312	0	0.0383	0.9059	0.9431	0	0.0205	0	0.00001568	0.9256	0.9057	0.9117
8	0.308	0.0378	0.00E+00	0.9437	0.9431	0	0	0.0203	0.0001	0.9256	0.9259	0.9118
9	0.299	0.0001	0.0000164	0.9438	0.9432	0	0.000008784	0.00003762	0.0364	0.9256	0.926	0.9482
10	0.199	0	0.0206	0.9438	0.9638	0	0.032	0	0.00001053	0.9576	0.926	0.9482
11	0.196	0.0203	0	0.9641	0.9638	0	0.00E+00	0.0319	0.00003216	0.9576	0.9579	0.9482
12	0.191	0.00003388	0.00001142	0.9642	0.9638	0	0.00001759	0.0001	0.0188	0.9576	0.958	0.9671
13	0.136	0	0.0125	0.9642	0.9763	0	0.0118	0	0.00000795	0.9694	0.958	0.9671
14	0.135	0.0123	0	0.9765	0.9763	0	0	0.0116	0.00001647	0.9694	0.9696	0.9671
15	0.132	0.00001782	0.000008818	0.9765	0.9763	0	0.000008361	0.00001677	0.0111	0.9694	0.9696	0.9782
16	0.099	0	0.0082	0.9765	0.9845	0	0.0113	0	0.000005983	0.9807	0.9696	0.9782
17	0.098	0.0081	0	0.9846	0.9845	0	0.00E+00	0.0112	0.000008582	0.9807	0.9808	0.9782
18	0.095	0.000009708	0.000006857	0.9846	0.9845	0	0.000009442	0.00001362	0.0069	0.9807	0.9809	0.9851
19	0.075	0	0.0056	0.9846	0.9901	0	0.0064	0	5.91E-07	0.9871	0.9809	0.9851
20	0.074	0.0056	0	0.9902	0.9901	0	0	0.0063	0.00E+00	0.9871	0.9872	0.9851
21	0.059	0.0002	0.0036	0.9903	0.9937	0	0.0049	0.0002	0.0001	0.992	0.9874	0.9852
22	0.058	0.0037	0.0002	0.994	0.9939	0	0.0003	0.005	0.00003656	0.9923	0.9923	0.9852
23	0.056	0.0001	0.0002	0.9941	0.9941	0	0.0002	0.0002	0.0029	0.9925	0.9925	0.9882
24	0.048	0.0012	0.0016	0.9954	0.9957	0	0.0019	0.0015	0.000002316	0.9944	0.994	0.9882
25	0.047	0.0016	0.0013	0.997	0.997	0	0.0016	0.002	0.0001	0.996	0.996	0.9882
26	0.04	0.0011	0.0008	0.9981	0.9978	0	0.001	0.0015	0	0.9971	0.9975	0.9882
27	0.039	0.0008	0.0012	0.9989	0.999	0	0.0016	0.0011	0.00004484	0.9987	0.9986	0.9883
28	0.036	0.0006	0.0004	0.9995	0.9994	0	0.0005	0.0008	0	0.9992	0.9994	0.9883
29	0.034	0.0003	0.0005	0.9998	0.9999	0	0.0007	0.0004	0.00002218	0.9999	0.9998	0.9883
30	0.033	0.0002	0.0001	1	1	0	0.0001	0.0002	0	1	1	0.9883

Figura 68: Masa modal participante en modelo con columnas rectangulares.

T	SA	T	SA	T	SA	T	SA
0.00	0.38	2.5	0.40	5.00	0.13	7.50	0.06
0.05	0.52	2.55	0.39	5.05	0.13	7.55	0.06
0.10	0.65	2.6	0.38	5.10	0.13	7.60	0.06
0.15	0.79	2.65	0.38	5.15	0.12	7.65	0.06
0.20	0.93	2.7	0.37	5.20	0.12	7.70	0.05
0.25	0.95	2.75	0.36	5.25	0.12	7.75	0.05
0.30	0.95	2.8	0.36	5.30	0.12	7.80	0.05
0.35	0.95	2.85	0.35	5.35	0.11	7.85	0.05
0.40	0.95	2.9	0.34	5.40	0.11	7.90	0.05
0.45	0.95	2.95	0.34	5.45	0.11	7.95	0.05
0.50	0.95	3	0.33	5.50	0.11	8.00	0.05
0.55	0.95	3.05	0.33	5.55	0.11	8.05	0.05
0.60	0.95	3.1	0.32	5.60	0.10	8.10	0.05
0.65	0.95	3.15	0.32	5.65	0.10	8.15	0.05
0.70	0.95	3.2	0.31	5.70	0.10	8.20	0.05
0.75	0.95	3.25	0.31	5.75	0.10	8.25	0.05
0.80	0.95	3.3	0.30	5.80	0.10	8.30	0.05
0.85	0.95	3.35	0.29	5.85	0.10	8.35	0.05
0.90	0.95	3.4	0.28	5.90	0.09	8.40	0.05
0.95	0.95	3.45	0.27	5.95	0.09	8.45	0.05
1.00	0.95	3.5	0.27	6.00	0.09	8.50	0.05
1.05	0.95	3.55	0.26	6.05	0.09	8.55	0.04
1.10	0.91	3.6	0.25	6.10	0.09	8.60	0.04
1.15	0.87	3.65	0.24	6.15	0.09	8.65	0.04
1.20	0.83	3.70	0.24	6.20	0.08	8.70	0.04
1.25	0.80	3.75	0.23	6.25	0.08	8.75	0.04
1.30	0.77	3.80	0.23	6.30	0.08	8.80	0.04
1.35	0.74	3.85	0.22	6.35	0.08	8.85	0.04
1.40	0.71	3.90	0.21	6.40	0.08	8.90	0.04
1.45	0.69	3.95	0.21	6.45	0.08	8.95	0.04
1.50	0.66	4.00	0.20	6.50	0.08	9.00	0.04
1.55	0.64	4.05	0.20	6.55	0.08	9.05	0.04
1.60	0.62	4.10	0.19	6.60	0.07	9.10	0.04
1.65	0.60	4.15	0.19	6.65	0.07	9.15	0.04
1.70	0.59	4.20	0.18	6.70	0.07	9.20	0.04
1.75	0.57	4.25	0.18	6.75	0.07	9.25	0.04
1.80	0.55	4.30	0.18	6.80	0.07	9.30	0.04
1.85	0.54	4.35	0.17	6.85	0.07	9.35	0.04
1.90	0.52	4.40	0.17	6.90	0.07	9.40	0.04
1.95	0.51	4.45	0.16	6.95	0.07	9.45	0.04
2.00	0.50	4.50	0.16	7.00	0.07	9.50	0.04
2.05	0.49	4.55	0.16	7.05	0.07	9.55	0.04
2.10	0.47	4.60	0.15	7.10	0.06	9.60	0.04
2.15	0.46	4.65	0.15	7.15	0.06	9.65	0.03
2.20	0.45	4.70	0.15	7.20	0.06	9.70	0.03
2.25	0.44	4.75	0.14	7.25	0.06	9.75	0.03
2.30	0.43	4.80	0.14	7.30	0.06	9.80	0.03
2.35	0.42	4.85	0.14	7.35	0.06	9.85	0.03
2.40	0.42	4.90	0.14	7.40	0.06	9.90	0.03
2.45	0.41	4.95	0.13	7.45	0.06	9.95	0.03
						10.00	0.03

Figura 69: Valores de pseudo-aceleraciones.

PESO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN CON COLUMNAS RECTANGULARES - 1.00*D+0.30*L										
STORY	OUTPUT CASE	CASE TYPE	LOCATION	P	P POR NIVEL	VX	VY	T	MX	MY
				TONF	TONF	TONF	TONF	TONF-M	TONF-M	TONF-M
12	MASA	COMBINATION	BOTTOM	2698	2698	0	0	0	63306	-75000
11	MASA	COMBINATION	BOTTOM	5668	2970	0	0	0	133022	-157763
10	MASA	COMBINATION	BOTTOM	8639	2970	0	0	0	202738	-240526
9	MASA	COMBINATION	BOTTOM	11609	2970	0	0	0	272453	-323289
8	MASA	COMBINATION	BOTTOM	14580	2970	0	0	0	342169	-406052
7	MASA	COMBINATION	BOTTOM	17550	2970	0	0	0	41885	-488815
6	MASA	COMBINATION	BOTTOM	20521	2970	0	0	0	481600	-571577
5	MASA	COMBINATION	BOTTOM	23491	2970	0	0	0	551316	-654340
4	MASA	COMBINATION	BOTTOM	26461	2970	0	0	0	621032	-737103
3	MASA	COMBINATION	BOTTOM	29432	2970	0	0	0	690748	-819866
2	MASA	COMBINATION	BOTTOM	32402	2970	0	0	0	760463	-902629
1	MASA	COMBINATION	BOTTOM	34942	2540	0	0	0	820059	-973411

Figura 70: Peso sísmico efectivo del edificio con columnas rectangulares.

PESO SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN CON CIRCULARES - 1.00*D+0.30*L										
STORY	OUTPUT CASE	CASE TYPE	LOCATION	P	P POR NIVEL	VX	VY	T	MX	MY
				TONF	TONF	TONF	TONF	TONF-M	TONF-M	TONF-M
12	MASA	COMBINATION	BOTTOM	2685	2685	0	0	0	6301506	-74656029
11	MASA	COMBINATION	BOTTOM	5644	2958	0	0	0	132439724	-157074496
10	MASA	COMBINATION	BOTTOM	8602	2958	0	0	0	201864341	-239492963
9	MASA	COMBINATION	BOTTOM	11560	2958	0	0	0	271288959	-321911430
8	MASA	COMBINATION	BOTTOM	14518	2958	0	0	0	340713577	-404329897
7	MASA	COMBINATION	BOTTOM	17476	2958	0	0	0	410138194	-486748364
6	MASA	COMBINATION	BOTTOM	20434	2958	0	0	0	479562812	-569166830
5	MASA	COMBINATION	BOTTOM	23392	2958	0	0	0	548987430	-651585297
4	MASA	COMBINATION	BOTTOM	26350	2958	0	0	0	618412047	-734003764
3	MASA	COMBINATION	BOTTOM	29308	2958	0	0	0	687836665	-816422231
2	MASA	COMBINATION	BOTTOM	32266	2958	0	0	0	757261283	-898840698
1	MASA	COMBINATION	BOTTOM	34795	2529	0	0	0	816617148	-969338975

Figura 71: Peso sísmico efectivo del edificio con columnas circulares.

TABLE: LOAD COMBINATION DEFINITIONS				
NAME	TYPE	IS AUTO	LOAD NAME	SF
CRI	LINEAR ADD	No	DEAD	1.4
CR2	LINEAR ADD	No	DEAD	1.2
CR2			LIVE	1.6
CR3	LINEAR ADD	No	DEAD	1.2
CR3			LIVE	1
CR4SPX	LINEAR ADD	No	DEAD	1.3906
CR4SPX			LIVE	1
CR4SPX			DYNX	1
CR4SPX			DYNY	0.3
CR4SPY	LINEAR ADD	No	DEAD	1.3906
CR4SPY			LIVE	1
CR4SPY			DYNX	0.3
CR4SPY			DYNY	1
CR5SPX	LINEAR ADD	No	DEAD	0.7094
CR5SPX			DYNX	1
CR5SPX			DYNY	0.3
CR5XPY	LINEAR ADD	No	DEAD	0.7094
CR5XPY			DYNX	0.3
CR5XPY			DYNY	1
MASA	LINEAR ADD	No	DEAD	1
MASA			LIVE	0.25

Figura 72: Combinaciones de carga sobre la estructura.

TABLE: DIAPHRAGM CENTER OF MASS DISPLACEMENTS - 1.00*EX+0.30*EY (RECTANGULAR)							
STORY	OUTPUT CASE	EJE	DERIVA ELÁSTICA	DERIVA AMPLIFICADA	DERIVA POR NIVEL	DERIVA PERMISIBLE	CHEQUEO
			MM	MM	MM	MM	
12			87.626	385.5544	13.134	49.5	CHEQUEA
11			84.641	372.4204	17.314	49.5	CHEQUEA
10			80.706	355.1064	22.4884	49.5	CHEQUEA
9			75.595	332.618	27.8212	49.5	CHEQUEA
8			69.272	304.7968	32.9032	49.5	CHEQUEA
7	1.00*EX+0.30*EY	X	61.794	271.8936	37.4836	49.5	CHEQUEA
6			53.275	234.41	41.3292	49.5	CHEQUEA
5			43.882	193.0808	44.1232	49.5	CHEQUEA
4			33.854	148.9576	45.298	49.5	CHEQUEA
3			23.559	103.6596	43.802	49.5	CHEQUEA
2			13.604	59.8576	37.5584	49.5	CHEQUEA
1			5.068	22.2992	22.2992	49.5	CHEQUEA
12			27.963	123.0372	3.5992	49.5	CHEQUEA
11			27.145	119.438	5.1524	49.5	CHEQUEA
10			25.974	114.2856	6.8816	49.5	CHEQUEA
9			24.41	107.404	8.624	49.5	CHEQUEA
8			22.45	98.78	10.2696	49.5	CHEQUEA
7	1.00*EX+0.30*EY	Y	20.116	88.5104	11.77	49.5	CHEQUEA
6			17.441	76.7404	13.0636	49.5	CHEQUEA
5			14.472	63.6768	14.0756	49.5	CHEQUEA
4			11.273	49.6012	14.6608	49.5	CHEQUEA
3			7.941	34.9404	14.4628	49.5	CHEQUEA
2			4.654	20.4776	12.7292	49.5	CHEQUEA
1			1.761	7.7484	7.7484	49.5	CHEQUEA

TABLE: DIAPHRAGM CENTER OF MASS DISPLACEMENTS - 0.30*EX+1.00*EY (RECTANGULAR)							
STORY	OUTPUT CASE	EJE	DERIVA ELÁSTICA	DERIVA AMPLIFICADA	DERIVA POR NIVEL	DERIVA PERMISIBLE	CHEQUEO
			MM	MM	MM POR NIVEL	MM	
12			26.334	115.8696	3.9556	49.5	CHEQUEA
11			25.435	111.914	5.2052	49.5	CHEQUEA
10			24.252	106.7088	6.754	49.5	CHEQUEA
9			22.717	99.9548	8.3644	49.5	CHEQUEA
8			20.816	91.5904	9.8868	49.5	CHEQUEA
7	0.30*EX+1.00*EY	X	18.569	81.7036	11.264	49.5	CHEQUEA
6			16.009	70.4396	12.4212	49.5	CHEQUEA
5			13.186	58.0184	13.2572	49.5	CHEQUEA
4			10.173	44.7612	13.6136	49.5	CHEQUEA
3			7.079	31.1476	13.1648	49.5	CHEQUEA
2			4.087	17.9828	11.2816	49.5	CHEQUEA
1			1.523	6.7012	6.7012	49.5	CHEQUEA
12			93.135	409.794	12.21	49.5	CHEQUEA
11			90.36	397.584	17.1512	49.5	CHEQUEA
10			86.462	380.4328	22.902	49.5	CHEQUEA
9			81.257	357.5308	28.7056	49.5	CHEQUEA
8			74.733	328.8252	34.1968	49.5	CHEQUEA
7	0.30*EX+1.00*EY	Y	66.961	294.6284	39.1732	49.5	CHEQUEA
6			58.058	255.4552	43.4852	49.5	CHEQUEA
5			48.175	211.97	46.8644	49.5	CHEQUEA
4			37.524	165.1056	48.796	49.5	CHEQUEA
3			26.434	116.3096	48.136	49.5	CHEQUEA
2			15.494	68.1736	42.3852	49.5	CHEQUEA
1			5.861	25.7884	25.7884	49.5	CHEQUEA

Figura 73: Derivas para modelo con columnas rectangulares en el centro de masa.

TABLE: DIAPHRAGM CENTER OF MASS DISPLACEMENTS - 1.00*EX+0.30*EY (CIRCULAR)							
STORY	OUTPUT CASE	EJE	DERIVA ELÁSTICA	DERIVA AMPLIFICADA	DERIVA POR NIVEL	DERIVA PERMISIBLE	CHEQUEO
			MM	MM	MM	MM	
12			90.083	396.3652	10.9032	49.5	CHEQUEA
11			87.605	385.462	15.7872	49.5	CHEQUEA
10			84.017	369.6748	21.5072	49.5	CHEQUEA
9			79.129	348.1676	27.192	49.5	CHEQUEA
8			72.949	320.9756	32.5468	49.5	CHEQUEA
7	1.00*EX+0.30*EY	X	65.552	288.4288	37.4044	49.5	CHEQUEA
6			57.051	251.0244	41.668	49.5	CHEQUEA
5			47.581	209.3564	45.1352	49.5	CHEQUEA
4			37.323	164.2212	47.3924	49.5	CHEQUEA
3			26.552	116.8288	47.41	49.5	CHEQUEA
2			15.777	69.4188	42.724	49.5	CHEQUEA
1			6.067	26.6948	26.6948	49.5	CHEQUEA
12			27.64	121.616	3.3132	49.5	CHEQUEA
11			26.887	118.3028	4.9104	49.5	CHEQUEA
10			25.771	113.3924	6.6572	49.5	CHEQUEA
9			24.258	106.7352	8.3996	49.5	CHEQUEA
8			22.349	98.3356	10.032	49.5	CHEQUEA
7	1.00*EX+0.30*EY	Y	20.069	88.3036	11.5236	49.5	CHEQUEA
6			17.45	76.78	12.8216	49.5	CHEQUEA
5			14.536	63.9584	13.8732	49.5	CHEQUEA
4			11.383	50.0852	14.542	49.5	CHEQUEA
3			8.078	35.5432	14.5024	49.5	CHEQUEA
2			4.782	21.0408	12.9888	49.5	CHEQUEA
1			1.83	8.052	8.052	49.5	CHEQUEA

TABLE: DIAPHRAGM CENTER OF MASS DISPLACEMENTS - 0.30*EX+1.00*EY (CIRCULAR)							
STORY	OUTPUT CASE	EJE	DERIVA ELÁSTICA	DERIVA AMPLIFICADA	DERIVA POR NIVEL	DERIVA PERMISIBLE	CHEQUEO
			MM	MM	MM POR NIVEL	MM	
12			27.078	119.1432	3.2868	49.5	CHEQUEA
11			26.331	115.8564	4.7476	49.5	CHEQUEA
10			25.252	111.1088	6.4636	49.5	CHEQUEA
9			23.783	104.6452	8.1752	49.5	CHEQUEA
8			21.925	96.47	9.7812	49.5	CHEQUEA
7	0.30*EX+1.00*EY	X	19.702	86.6888	11.242	49.5	CHEQUEA
6			17.147	75.4468	12.5268	49.5	CHEQUEA
5			14.3	62.92	13.5652	49.5	CHEQUEA
4			11.217	49.3548	14.2428	49.5	CHEQUEA
3			7.98	35.112	14.2516	49.5	CHEQUEA
2			4.741	20.8604	12.8392	49.5	CHEQUEA
1			1.823	8.0212	8.0212	49.5	CHEQUEA
12			92.043	404.9892	11.2728	49.5	CHEQUEA
11			89.481	393.7164	16.3504	49.5	CHEQUEA
10			85.765	377.366	22.154	49.5	CHEQUEA
9			80.73	355.212	27.9488	49.5	CHEQUEA
8			74.378	327.2632	33.3916	49.5	CHEQUEA
7	0.30*EX+1.00*EY	Y	66.789	293.8716	38.3416	49.5	CHEQUEA
6			58.075	255.53	42.6668	49.5	CHEQUEA
5			48.378	212.8632	46.1736	49.5	CHEQUEA
4			37.884	166.6896	48.4	49.5	CHEQUEA
3			26.884	118.2896	48.2724	49.5	CHEQUEA
2			15.913	70.0172	43.2212	49.5	CHEQUEA
1			6.09	26.796	26.796	49.5	CHEQUEA

Figura 74: Derivas para modelo con columnas circulares en el centro de masa.

JOINT DISPLACEMENTS - COLUMN RECTANGULAR						
NIVEL	PUNTO	CASO	EJE	DERIVA ELÁSTICA	DERIVA AMPLIFICADA	
				MM	MM	
12				100.157	440.6908	
11				96.763	425.7572	
10				92.265	405.966	
9				86.418	380.2392	
8				79.186	348.4184	
7	ESQUINA			70.639	310.8116	
6	INFERIOR	1.00*Ex+0.30*Ey	X	60.911	268.0084	
5	DER/IZQ			50.189	220.8316	
4				38.742	170.4648	
3				26.983	118.7252	
2				15.6	68.64	
1				5.82	25.608	
<hr/>						
12				99.823	439.2212	
11				96.442	424.3448	
10				91.96	404.624	
9				86.134	378.9896	
8				78.929	347.2876	
7	ESQUINA			70.413	309.8172	
6	SUPERIOR	1.00*Ex+0.30*Ey	X	60.719	267.1636	
5	DER/IZQ			50.034	220.1496	
4				38.627	169.9588	
3				26.908	118.3952	
2				15.56	68.464	
1				5.807	25.5508	
<hr/>						
12				44.163	194.3172	
11				42.793	188.2892	
10				40.901	179.9644	
9				38.39	168.916	
8				35.26	155.144	
7	ESQUINA			31.549	138.8156	
6	INFERIOR	1.00*Ex+0.30*Ey	Y	27.315	120.186	
5	DER/IZQ			22.631	99.5764	
4				17.599	77.4356	
3				12.376	54.4544	
2				7.242	31.8648	
1				2.735	12.034	
<hr/>						
12				44.163	194.3172	
11				42.793	188.2892	
10				40.901	179.9644	
9				38.39	168.916	
8				35.26	155.144	
7	ESQUINA			31.549	138.8156	
6	SUPERIOR	1.00*Ex+0.30*Ey	Y	27.315	120.186	
5	DER/IZQ			22.631	99.5764	
4				17.599	77.4356	
3				12.376	54.4544	
2				7.242	31.8648	
1				2.735	12.034	

Figura 75: Derivas para el 100% del sismo en X para modelo con columnas rectangulares en las esquinas de la edificación.

JOINT DISPLACEMENTS - COLUMN CIRCULAR					
NIVEL	PUNTO	CASO	EJE	DERIVA ELÁSTICA	DERIVA AMPLIFICADA
				MM	MM
12				102.766	452.1704
11				99.927	439.6788
10				95.809	421.5596
9				90.207	396.9108
8				83.133	365.7852
7	ESQUINA			74.68	328.592
6	INFERIOR	1.00*Ex+0.30*Ey	X	64.978	285.9032
5	DER/IZQ			54.181	238.3964
4				42.494	186.9736
3				30.23	133.012
2				17.962	79.0328
1				6.908	30.3952
<hr/>					
12				101.892	448.3248
11				99.078	435.9432
10				94.996	417.9824
9				89.442	393.5448
8				82.429	362.6876
7	ESQUINA			74.05	325.82
6	SUPERIOR	1.00*Ex+0.30*Ey	X	64.433	283.5052
5	DER/IZQ			53.731	236.4164
4				42.146	185.4424
3				29.987	131.9428
2				17.823	78.4212
1				6.857	30.1708
<hr/>					
12				43.618	191.9192
11				42.384	186.4896
10				40.604	178.6576
9				38.194	168.0536
8				35.164	154.7216
7	ESQUINA			31.557	138.8508
6	INFERIOR	1.00*Ex+0.30*Ey	Y	27.43	120.692
5	DER/IZQ			22.848	100.5312
4				17.898	78.7512
3				12.713	55.9372
2				7.538	33.1672
1				2.891	12.7204
<hr/>					
12				43.618	191.9192
11				42.384	186.4896
10				40.604	178.6576
9				38.194	168.0536
8				35.164	154.7216
7	ESQUINA			31.557	138.8508
6	SUPERIOR	1.00*Ex+0.30*Ey	Y	27.43	120.692
5	DER/IZQ			22.848	100.5312
4				17.898	78.7512
3				12.713	55.9372
2				7.538	33.1672
1				2.891	12.7204

Figura 76: Derivas para el 100% del sismo en X para modelo con columnas circulares en las esquinas de la edificación.

JOINT DISPLACEMENTS - COLUMN RECTANGULAR						
NIVEL	PUNTO	CASO	EJE	DERIVA ELÁSTICA	DERIVA AMPLIFICADA	
				MM	MM	
12				40.013	176.0572	
11				38.669	170.1436	
10				36.875	162.25	
9				34.537	151.9628	
8				31.646	139.2424	
7	ESQUINA			28.235	124.234	
6	INFERIOR	0.30*Ex+1.00*EY	X	24.357	107.1708	
5	DER/IZQ			20.085	88.374	
4				15.523	68.3012	
3				10.831	47.6564	
2				6.277	27.6188	
1				2.348	10.3312	
<hr/>						
12				39.869	175.4236	
11				38.531	169.5364	
10				36.743	161.6692	
9				34.415	151.426	
8				31.535	138.754	
7	ESQUINA			28.137	123.8028	
6	SUPERIOR	0.30*Ex+1.00*EY	X	24.274	106.8056	
5	DER/IZQ			20.018	88.0792	
4				15.473	68.0812	
3				10.798	47.5112	
2				6.259	27.5396	
1				2.342	10.3048	
<hr/>						
12				108.602	477.8488	
11				105.289	463.2716	
10				100.695	443.058	
9				94.58	416.152	
8				86.935	382.514	
7	ESQUINA			77.848	342.5312	
6	INFERIOR	0.30*Ex+1.00*EY	Y	67.457	296.8108	
5	DER/IZQ			55.941	246.1404	
4				43.546	191.6024	
3				30.657	134.8908	
2				17.957	79.0108	
1				6.788	29.8672	
<hr/>						
12				108.602	477.8488	
11				105.289	463.2716	
10				100.695	443.058	
9				94.58	416.152	
8				86.935	382.514	
7	ESQUINA			77.848	342.5312	
6	SUPERIOR	0.30*Ex+1.00*EY	Y	67.457	296.8108	
5	DER/IZQ			55.941	246.1404	
4				43.546	191.6024	
3				30.657	134.8908	
2				17.957	79.0108	
1				6.788	29.8672	

Figura 77: Derivas para el 100% del sismo en Y para modelo con columnas rectangulares en las esquinas de la edificación.

JOINT DISPLACEMENTS - COLUMN CIRCULAR					
NIVEL	PUNTO	CASO	EJE	DERIVA ELÁSTICA	DERIVA AMPLIFICADA
				MM	MM
12				41.091	180.8004
11				39.946	175.7624
10				38.283	168.4452
9				36.024	158.5056
8				33.18	145.992
7	ESQUINA			29.791	131.0804
6	INFERIOR	0.30*Ex+1.00*Ey	X	25.909	113.9996
5	DER/IZQ			21.598	95.0312
4				16.937	74.5228
3				12.05	53.02
2				7.162	31.5128
1				2.755	12.122
12				40.793	179.4892
11				39.656	174.4864
10				38.005	167.222
9				35.764	157.3616
8				32.941	144.9404
7	ESQUINA			29.577	130.1388
6	SUPERIOR	0.30*Ex+1.00*Ey	X	25.724	113.1856
5	DER/IZQ			21.446	94.3624
4				16.82	74.008
3				11.968	52.6592
2				7.116	31.3104
1				2.739	12.0516
12				107.729	474.0076
11				104.685	460.614
10				100.31	441.364
9				94.388	415.3072
8				86.93	382.492
7	ESQUINA			78.035	343.354
6	INFERIOR	0.30*Ex+1.00*Ey	Y	67.84	298.496
5	DER/IZQ			56.508	248.6352
4				44.255	194.722
3				31.416	138.2304
2				18.609	81.8796
1				7.128	31.3632
12				107.729	474.0076
11				104.685	460.614
10				100.31	441.364
9				94.388	415.3072
8				86.93	382.492
7	ESQUINA			78.035	343.354
6	SUPERIOR	0.30*Ex+1.00*Ey	Y	67.84	298.496
5	DER/IZQ			56.508	248.6352
4				44.255	194.722
3				31.416	138.2304
2				18.609	81.8796
1				7.128	31.3632

Figura 78: Derivas para el 100% del sismo en Y para modelo con columnas circulares en las esquinas de la edificación.

ACERO EN COLUMNAS DEL NIVEL I

COLUMNAS A LO LARGO DEL EJE B

	COL. CIRCULAR					COL. RECTANGULAR					ΔCosto (Q)
	p	A _c (IN ²)	A _z (IN ²)	VOL A _z (IN ³)	COSTO	p	A _c (IN ²)	A _z (IN ²)	VOL A _z (IN ³)	COSTO	
COL. EJE 2	2.54%	1473.01	37.41	4860.93	Q 6,610.86	3.32%	1469.86	48.80	6340.07	Q 8,622.49	Q 2,011.63
COL. EJE 3	2.64%	1473.01	38.89	5052.30	Q 6,871.13	3.57%	1469.86	52.47	6817.48	Q 9,271.78	Q 2,400.65
COL. EJE 4	2.58%	1473.01	38.00	4937.48	Q 6,714.97	3.32%	1469.86	48.80	6340.07	Q 8,622.49	Q 1,907.52
COL. EJE 5	2.58%	1473.01	38.00	4937.48	Q 6,714.97	3.32%	1469.86	48.80	6340.07	Q 8,622.49	Q 1,907.52
COL. EJE 6	2.68%	1473.01	39.48	5128.85	Q 6,975.24	3.59%	1469.86	52.77	6855.68	Q 9,323.72	Q 2,348.48
COL. EJE 7	2.56%	1473.01	37.71	4899.20	Q 6,662.92	3.33%	1469.86	48.95	6359.17	Q 8,648.47	Q 1,985.55
TOTAL					Q 40,550.09					Q 53,111.45	Q 12,561.36

COLUMNAS A LO LARGO DEL EJE C

	COL. CIRCULAR					COL. RECTANGULAR					ΔCosto (Q)
	p	A _c (IN ²)	A _z (IN ²)	VOL A _z (IN ³)	COSTO	p	A _c (IN ²)	A _z (IN ²)	VOL A _z (IN ³)	COSTO	
COL. EJE 2	3.13%	1473.01	46.11	5990.04	Q 8,146.46	3.71%	1469.86	54.53	7084.84	Q 9,635.38	Q 1,488.92
COL. EJE 3	2.74%	1473.01	40.36	5243.68	Q 7,131.40	3.38%	1469.86	49.68	6454.65	Q 8,778.32	Q 1,646.92
COL. EJE 4	2.70%	1473.01	39.77	5167.13	Q 7,027.29	3.14%	1469.86	46.15	5996.33	Q 8,155.01	Q 1,127.72
COL. EJE 5	2.67%	1473.01	39.33	5109.72	Q 6,949.21	3.12%	1469.86	45.86	5958.14	Q 8,103.07	Q 1,153.85
COL. EJE 6	2.75%	1473.01	40.51	5262.82	Q 7,157.43	3.38%	1469.86	49.68	6454.65	Q 8,778.32	Q 1,620.89
COL. EJE 7	3.13%	1473.01	46.11	5990.04	Q 8,146.46	3.71%	1469.86	54.53	7084.84	Q 9,635.38	Q 1,488.92
TOTAL					Q 44,558.25					Q 53,085.48	Q 8,527.23

COLUMNAS A LO LARGO DEL EJE D

	COL. CIRCULAR					COL. RECTANGULAR					ΔCosto (Q)
	p	A _c (IN ²)	A _z (IN ²)	VOL A _z (IN ³)	COSTO	p	A _c (IN ²)	A _z (IN ²)	VOL A _z (IN ³)	COSTO	
COL. EJE 2	2.78%	1473.01	40.95	5320.23	Q 7,235.51	3.36%	1469.86	49.39	6416.46	Q 8,726.38	Q 1,490.87
COL. EJE 3	2.41%	1473.01	35.50	4612.14	Q 6,272.51	3.10%	1469.86	45.57	5919.94	Q 8,051.12	Q 1,778.61
COL. EJE 4	1.79%	1473.01	26.37	3425.61	Q 4,658.84	2.45%	1469.86	36.01	4678.67	Q 6,362.99	Q 1,704.15
COL. EJE 5	1.79%	1473.01	26.37	3425.61	Q 4,658.84	2.45%	1469.86	36.01	4678.67	Q 6,362.99	Q 1,704.15
COL. EJE 6	2.39%	1473.01	35.20	4573.86	Q 6,220.46	3.10%	1469.86	45.57	5919.94	Q 8,051.12	Q 1,830.67
COL. EJE 7	2.77%	1473.01	40.80	5301.09	Q 7,209.48	3.37%	1469.86	49.53	6435.55	Q 8,752.35	Q 1,542.87
TOTAL					Q 36,255.63					Q 46,306.95	Q 10,051.32

COLUMNAS A LO LARGO DEL EJE E

	COL. CIRCULAR					COL. RECTANGULAR					ΔCosto (Q)
	p	A _c (IN ²)	A _z (IN ²)	VOL A _z (IN ³)	COSTO	p	A _c (IN ²)	A _z (IN ²)	VOL A _z (IN ³)	COSTO	
COL. EJE 2	2.55%	1473.01	37.56	4880.07	Q 6,636.89	3.18%	1469.86	46.74	6072.72	Q 8,258.90	Q 1,622.01
COL. EJE 3	2.28%	1473.01	33.58	4363.35	Q 5,934.16	3.08%	1469.86	45.27	5881.75	Q 7,999.18	Q 2,065.02
COL. EJE 4	1.80%	1473.01	26.51	3444.75	Q 4,684.86	2.50%	1469.86	36.75	4774.15	Q 6,492.84	Q 1,807.98
COL. EJE 5	1.77%	1473.01	26.07	3387.34	Q 4,606.78	2.47%	1469.86	36.31	4716.86	Q 6,414.93	Q 1,808.15
COL. EJE 6	2.26%	1473.01	33.29	4325.08	Q 5,882.11	3.06%	1469.86	44.98	5843.56	Q 7,947.24	Q 2,065.13
COL. EJE 7	2.55%	1473.01	37.56	4880.07	Q 6,636.89	3.17%	1469.86	46.59	6053.62	Q 8,232.92	Q 1,596.04
TOTAL					Q 34,381.69					Q 45,346.01	Q 10,964.32

COLUMNAS A LO LARGO DEL EJE F											
	COL. CIRCULAR					COL. RECTANGULAR					ΔCosto (Q)
	p	A _c (IN ²)	A _z (IN ²)	VOL A _z (IN ³)	COSTO	p	A _c (IN ²)	A _z (IN ²)	VOL A _z (IN ³)	COSTO	
COL. EJE 2	2.79%	1473.01	41.10	5339.37	Q 7,261.54	3.40%	1469.86	49.98	6492.84	Q 8,830.27	Q 1,568.73
COL. EJE 3	2.47%	1473.01	36.38	4726.97	Q 6,428.67	3.23%	1469.86	47.48	6168.20	Q 8,388.75	Q 1,960.08
COL. EJE 4	2.28%	1473.01	33.58	4363.35	Q 5,934.16	2.82%	1469.86	41.45	5385.24	Q 7,323.93	Q 1,389.77
COL. EJE 5	2.22%	1473.01	32.70	4248.53	Q 5,778.00	2.79%	1469.86	41.01	5327.95	Q 7,246.01	Q 1,468.01
COL. EJE 6	2.47%	1473.01	36.38	4726.97	Q 6,428.67	3.23%	1469.86	47.48	6168.20	Q 8,388.75	Q 1,960.08
COL. EJE 7	2.79%	1473.01	41.10	5339.37	Q 7,261.54	3.40%	1469.86	49.98	6492.84	Q 8,830.27	Q 1,568.73
TOTAL					Q 39,092.57					Q 49,007.97	Q 9,915.40

COLUMNAS A LO LARGO DEL EJE G											
	COL. CIRCULAR					COL. RECTANGULAR					ΔCosto (Q)
	p	A _c (IN ²)	A _z (IN ²)	VOL A _z (IN ³)	COSTO	p	A _c (IN ²)	A _z (IN ²)	VOL A _z (IN ³)	COSTO	
COL. EJE 2	3.17%	1473.01	46.69	6066.59	Q 8,250.56	3.75%	1469.86	55.12	7161.22	Q 9,739.26	Q 1,488.70
COL. EJE 3	2.75%	1473.01	40.51	5262.82	Q 7,157.43	3.39%	1469.86	49.83	6473.75	Q 8,804.29	Q 1,646.87
COL. EJE 4	2.68%	1473.01	39.48	5128.85	Q 6,975.24	3.11%	1469.86	45.71	5939.04	Q 8,077.10	Q 1,101.86
COL. EJE 5	2.68%	1473.01	39.48	5128.85	Q 6,975.24	3.10%	1469.86	45.57	5919.94	Q 8,051.12	Q 1,075.88
COL. EJE 6	2.77%	1473.01	40.80	5301.09	Q 7,209.48	3.39%	1469.86	49.83	6473.75	Q 8,804.29	Q 1,594.81
COL. EJE 7	3.17%	1473.01	46.69	6066.59	Q 8,250.56	3.74%	1469.86	54.97	7142.13	Q 9,713.29	Q 1,462.73
TOTAL					Q 44,818.52					Q 53,189.36	Q 8,370.85

COLUMNAS A LO LARGO DEL EJE H											
	COL. CIRCULAR					COL. RECTANGULAR					ΔCosto (Q)
	p	A _c (IN ²)	A _z (IN ²)	VOL A _z (IN ³)	COSTO	p	A _c (IN ²)	A _z (IN ²)	VOL A _z (IN ³)	COSTO	
COL. EJE 2	2.58%	1473.01	38.00	4937.48	Q 6,714.97	3.33%	1469.86	48.95	6359.17	Q 8,648.47	Q 1,933.50
COL. EJE 3	2.68%	1473.01	39.48	5128.85	Q 6,975.24	3.58%	1469.86	52.62	6836.58	Q 9,297.75	Q 2,322.51
COL. EJE 4	2.63%	1473.01	38.74	5033.17	Q 6,845.10	3.34%	1469.86	49.09	6378.26	Q 8,674.44	Q 1,829.33
COL. EJE 5	2.63%	1473.01	38.74	5033.17	Q 6,845.10	3.34%	1469.86	49.09	6378.26	Q 8,674.44	Q 1,829.33
COL. EJE 6	2.72%	1473.01	40.07	5205.40	Q 7,079.35	3.60%	1469.86	52.92	6874.77	Q 9,349.69	Q 2,270.35
COL. EJE 7	2.60%	1473.01	38.30	4975.75	Q 6,767.02	3.35%	1469.86	49.24	6397.36	Q 8,700.41	Q 1,933.39
TOTAL					Q 41,226.79					Q 53,345.19	Q 12,118.40

COSTO APROXIMADO DEL ACERO SEGÚN LA GEOMETRÍA DE LA COLUMNA			
	COL. CIRCULAR	COL. RECTANGULAR	ΔCosto (Q)
Q'3 EN NIVEL I	Q 280,883.53	Q 353,392.42	Q 72,508.88

CONCRETO EN COLUMNAS DEL NIVEL I

COSTO SEGÚN LA GEOMETRÍA DE LA COLUMNA								
COLUMNA	# COLUMNAS	ALTURA	BASE	DIÁMETRO	ALTURA DEL NIVEL	VOLUMEN POR COLUMNA	PRECIO	COSTO
	M	M	M	M	M	M ³	Q/M ³	
CC-I	42	-	-	1.1	3.3	3.14	Q 1,300.00	Q 171,230.78
CR-I	42	1.09	0.87	-	3.3	3.13	Q 1,300.00	Q 170,864.69

Figura 79: Aproximación del costo de los elementos sometidos a flexo-compresión.