

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería



Análisis estructural de edificaciones con irregularidad horizontal en ángulo recto de concreto reforzado con juntas sísmicas en la ciudad de Guatemala

Trabajo de graduación en modalidad de tesis presentado por Luis Armando Hernandez Broncy para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala,

2024

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería



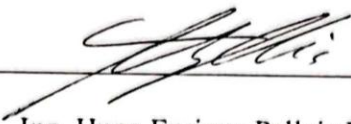
Análisis estructural de edificaciones con irregularidad horizontal en ángulo recto de concreto reforzado con juntas sísmicas en la ciudad de Guatemala

Trabajo de graduación en modalidad de tesis presentado por Luis Armando Hernandez Broncy para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala,

2024

Vo.Bo.:

(f) 
Ing. Hugo Enrique Pallais Beteta

Tribunal Examinador:

(f) 
Ing. Hugo Enrique Pallais Beteta

(f) 
Ing. Otoniel Alejandro Echeverria Castellanos

(f) 
Ing. Danilo Antonio Rodríguez Cerón

Fecha de aprobación: Guatemala, 08 de enero de 2025.

PREFACIO

Esta investigación es el producto de años de estudio, esfuerzo y dedicación. A lo largo de este viaje académico, he tenido la oportunidad de explorar en profundidad el comportamiento estructural de edificaciones, lo que me ha permitido desarrollar una mayor comprensión de los desafíos y oportunidades que enfrentamos en nuestra profesión.

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento a todas las personas que han sido parte de este proceso. En especial a mis padres, Mónica Broncy y Julio Hernández por estar siempre a mi lado, escucharme y ser un gran ejemplo para mí, por introducirme al mundo de la construcción y por todo su apoyo y cariño. A mis hermanos, por siempre estar para mí y apoyarme. A mis abuelos, por siempre alentarme y confiar en mí.

Agradezco a mis amigos y compañeros, los Civiles de la Plaza y a los Electrónicos. Agradezco a Gustavo, Sara, Sofía, María, Joel, Oscar, Diego, Fernando, Jeffrey y Luis Diego, por su amistad y apoyo desde siempre.

Finalmente, agradezco a los ingenieros que me fueron apoyando a lo largo de la carrera en mi formación profesional y de la creación del siguiente trabajo de graduación. Especialmente a Hugo Pallais y Mario Rosada.

ÍNDICE

Listado de tablas	VII
Listado de figuras.....	XI
Listado de ecuaciones	XI
Resumen.....	XV
Abstract	XVI
I. Introducción.....	1
II. Justificación	2
III. Objetivos.....	4
a. Objetivo general.....	4
b. Objetivos específicos	4
IV. Marco teórico.....	5
a. Investigación de conceptos:	5
b. Materiales y sistemas:	12
c. Herramientas e instrumentos:	44
d. Sitio o medio:.....	45
V. Metodología.....	51
VI. Análisis y discusión de resultados	55
VII. Conclusiones.....	102
VIII.Recomendaciones.....	103
IX. Referencias	104
XI. Anexos	106
XII. Glosario	136

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. Irregularidades en planta.....	16
Tabla 2. Combinaciones de carga.	21
Tabla 3. Valores de γ para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.....	22
Tabla 4. Factores de reducción de resistencia 1.....	35
Tabla 5. Factores de reducción de resistencia 2.....	36
Tabla 6. Factores de reducción de resistencia 3.	37
Tabla 7. Límites dimensionales del ancho sobresaliente del ala para vigas T.	38
Tabla 8. Espesor mínimo de vigas.	40
Tabla 9. Materiales del proyecto.....	55
Tabla 10. Datos generales del modelo base.....	55
Tabla 11. Datos del edificio sin juntas sísmicas	56
Tabla 12. Vista 3D de edificio sin juntas sísmicas	58
Tabla 13. Vista 3D de edificio con juntas sísmicas área A.....	58
Tabla 14. Vista 3D de edificio con juntas sísmicas área B.....	60
Tabla 15. Vista edificio sin juntas sísmicas A	62
Tabla 16. Vista edificio sin Juntas sísmica B	62
Tabla 17. Cargas de materiales del proyecto	63
Tabla 18. Pre-dimensionamiento de vigas principales	63
Tabla 19. Pre-dimensionamiento de vigas secundarias.....	64
Tabla 20. Sistema estructural.....	65
Tabla 21. Coeficiente sísmico	66
Tabla 22. Parámetros de los edificio ETABS	66
Tabla 23. Pre-dimensionamiento de losas T	67

Tabla 24. Pre-dimensionamiento de vigas principales	67
Tabla 25. Pre-dimensionamiento de vigas secundarias	68
Tabla 26. Datos generales de columnas centrales.....	68
Tabla 27. Dimensiones por utilizar de columnas centrales por nivel	69
Tabla 28 Datos generales de columnas bordes	69
Tabla 29. Área a utilizar de columnas bordes.....	70
Tabla 30. Datos generales de columna de esquina	70
Tabla 31. Área de columnas de esquina a utilizar	71
Tabla 32. Comparación del refuerzo de vigas principal	72
Tabla 33. Comparación de reacciones en vigas de los edificios.....	73
Tabla 34. Dimensiones y niveles de vigas.....	75
Tabla 35. Refuerzo de vigas en edificio con juntas sísmicas A.....	75
Tabla 36. Refuerzo de vigas en edificio con juntas sísmicas B	76
Tabla 37. Refuerzo de vigas en edificio sin juntas sísmicas.....	77
Tabla 38. Comparación del refuerzo de columnas céntrica.....	80
Tabla 39. Comparación del refuerzo de columnas borde	80
Tabla 40. Cambios porcentuales en comparación con edificio sin juntas sísmicas -centrico	82
Tabla 41. Comparación del refuerzo de columnas borde A.....	82
Tabla 42. Comparación del refuerzo de columnas céntrica A	83
Tabla 43. Cambios porcentuales en comparación con edificio sin juntas sísmicas – borde	85
Tabla 44. Comparación del refuerzo de columnas borde B.....	85
Tabla 45. Comparación del refuerzo de columnas esquina B.....	86
Tabla 46. Cambios porcentuales en comparación con el edificio sin juntas sísmicas – esquina	87

Tabla 47. Comparación de columnas de centro entre edificios con cargas sísmicas (A y B) y el edificio sin juntas sísmicas.....	88
Tabla 48. Comparación de borde de esquina entre edificios con cargas sísmicas (A y B) y el edificio sin juntas sísmicas.....	88
Tabla 49. Comparación de columnas de esquina entre edificios con cargas sísmicas (A y B) y el edificio sin juntas sísmicas.....	89
Tabla 50. Valores de r balanceado, r para lograr diversos valores de e_t y r mínimo para flexión.	106
Tabla 51. Derivas últimas δ_u máximas tolerables	107
Tabla 52. Tabla a.7 valores de r balanceado, r para lograr diversos valores de e_t y r mínimo para flexión.	107
Tabla 53. Listado de amenaza sísmica y velocidad básica del viento por municipio para la república de guatemala	107
Tabla 54. Designaciones, áreas, perímetros y pesos de varillas estándar	108
Tabla 55. Ancho mínimo del alma (pulgadas) para múltiples vigas.....	109
Tabla 56. Nivel de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño	110
Tabla 57. Cargas vivas para edificaciones	110
Tabla 58. Distancias máximas entre puntos de reconocimiento y profundidades mínimas recomendadas para edificaciones.....	110
Tabla 59. Puntos de reconocimiento por metros cuadrados de edificación y profundidades de exploración para edificaciones	111
Tabla 60. Coeficientes y factores para diseño de sistemas sismo-resistentes	111
Tabla 61. Continuación — coeficientes y factores para diseño de sistemas sismo-resistentes.....	112
Tabla 62. Valores máximos de deformación vertical	112
Tabla 63. Tabla de factor de deformación a largo plazo.....	112
Tabla 64. Factores k_d de acuerdo con el nivel de sismo.....	113
Tabla 65. Tabla de factores de irregularidad	113

Tabla 66. Tipos de irregularidad.....	114
Tabla 67. Datos de tipos de columnas	115

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1. Edificios en irregularidad en su forma en la ciudad de Guatemala.	3
Figura 2. Typical stress-strain curve of concrete, with short-term loading.	24
Figura 3. Deformaciones, esfuerzos y Sección agrietada de una viga 1.....	32
Figura 4. Deformaciones, esfuerzos y Sección agrietada de una viga 2.	32
Figura 5. Deformaciones unitarias en la columna.	41
Figura 6. Deformaciones unitarias en la columna.	41
Figura 7. Diagrama de interacción de columna.	42
Figura 8. Curvas de interacción	42
Figura 9. Mapa de zonificación sísmica de Guatemala.	46
Figura 10. Vista 3D de edificio sin juntas sísmicas	57
Figura 11. Vista edificio sin juntas sísmica	57
Figura 12. Vista 3D de edificio con juntas sísmicas área	59
Figura 13. Vista 3D de edificio con juntas sísmicas área B.....	60
Figura 14. Vista edificio con juntas sísmicas.....	61
Figura 15. Gráfica de espectro sísmico – Guatemala, Guatemala – Tipo de Suelo B – sismo ordinario.....	65
Figura 16. Deformaciones unitarias en la columna.	71
Figura 17. Detalle de viga de los edificios.....	77
Figura 18. Detalle de viga de los edificios.....	78
Figura 19. Ejemplo de diagrama de momentos de una viga de los edificios.....	78
Figura 20. Ejemplo de diagrama de torsión de una viga de los edificios	79
Figura 21. Ejemplo de diagrama de cortante de una viga de los edificios.....	79
Figura 22. Comparación del refuerzo de columnas céntricas.	81
Figura 23. Comparación del refuerzo de columnas borde.	84

Figura 24. Comparación del refuerzo de columnas esquina.	87
Figura 25. Modelo de sección de vigas en el modelo, dimensiones variantes.	90
Figura 26. Ejemplo de diagrama 3D de interacción de vigas resultantes en los edificios.	90
Figura 27. Ejemplo de diagrama de interacción de vigas resultantes en los edificios.	91
Figura 28. Modo de vibración vs masa modal participante X - Edificio A	91
Figura 29. Modo de vibración vs masa modal participante Y - edificio A	92
Figura 30. Modo de vibración vs masa modal participante X edificio B	92
Figura 31. Modo de vibración vs masa modal participante Y edificio B	93
Figura 32. Modo de vibración vs masa modal participante X edificio base	93
Figura 33. Modo de vibración vs masa modal participante Y Edificio Base	94
Figura 35. Espectro sísmico - Guatemala, Guatemala - tipo de suelo B - sismo ordinario.	97
Figura 36. Cálculo vigas.	117
Figura 37. Cálculo vigas 2.	117
Figura 38. Cálculo vigas 3.	118
Figura 39. Cálculo columnas.	118
Figura 40. Cálculo vigas 4.	119
Figura 41. Cálculo vigas 5.	119
Figura 42. Cálculo de cargas del proyecto.	119
Figura 43. Cálculo análisis de suelo.	121
Figura 44. Análisis sísmico.	121
Figura 45. Cálculo sistema estructural.....	122
Figura 46. Análisis sísmico JS.	122
Figura 47. Sistema estructural de análisis sísmico.....	123
Figura 48. Coeficientes sísmicos y parámetros del edificio.	124

Figura 49. Factores de calibración.	125
Figura 50. Coeficientes mínimos y coeficientes sísmicos basados en NSE 3.	125
Figura 51. Parámetros del edificio (ETABS).	126
Figura 52. Cálculo modificación de columnas (ETABS)	127
Figura 53. Cálculo parámetros ETABS.	127
Figura 54. Cálculo parámetros ETABS 2.	128
Figura 55. Base modal edificio base	128
Figura 56. Base modal edificio a	128
Figura 57. Base modal edificio b	129
Figura 58. Tablas ETABS edificio JS b 1	129
Figura 59. Tablas ETABS edificio JS b 2	129
Figura 60. Tablas ETABS edificio JS b 3	130
Figura 61. Cálculo de separación entre los edificios	130
Figura 62. Tablas ETABS edificio JS a 1	130
Figura 63. Tablas ETABS edificio JS a 2	131
Figura 64. Tablas ETABS edificio JS a 3	131
Figura 65. Tablas ETABS edificio JS a 4	132
Figura 66. Tablas ETABS edificio base 1	132
Figura 67. Tablas ETABS edificio base 2	133
Figura 68. Tablas ETABS edificio base 3	133
Figura 69. Tablas ETABS edificio base 4 parte 1	134
Figura 70. Cargas de los edificios	135
Figura 71. Distribución de espacios en los edificios	135

LISTA DE ECUACIONES

Ecuación 1. Expansión térmica.....	7
Ecuación 2. Expansión térmica.....	8
Ecuación 3. Fórmula de retracción.	9
Ecuación 4. Esfuerzo.	21
Ecuación 5. Deformación unitaria.	24
Ecuación 6. Ley de Hooke.	25
Ecuación 7. Flexión.	26
Ecuación 8. Carga axial excéntrica en un plano de simetría.....	27
Ecuación 9. Relaciones entre carga, cortante y momento flector.	29
Ecuación 10. Esfuerzo de flexión.	30
Ecuación 11. Momento de agrietamiento.	31
Ecuación 12. Módulo de ruptura.....	31
Ecuación 13. Longitud con adherencia inhibida en el extremo.	37
Ecuación 14. Profundidad del bloque rectangular de esfuerzos en compresión.....	39
Ecuación 15. Eje neutro a la fibra extrema en compresión.....	39
Ecuación 16. Fuerza axial.	43
Ecuación 17. Factor de reducción de resistencia para columnas con estribos.....	43
Ecuación 18. Factor de reducción de resistencia para columnas con espiral.....	43

RESUMEN

Con el objetivo central de analizar el comportamiento estructural de edificaciones con irregularidad horizontal en ángulo recto con juntas sísmicas con concreto reforzado mediante la aplicación de técnicas de modelización y análisis, tomando en consideración muros de alta ductilidad en el diseño. Se busca mostrar lo edificios con esta forma responden ante distintas cargas, como lo es el sismo, con el fin de incrementar la investigación y para brindar recomendaciones que permitan mejorar el diseño y seguridad basado en las normas internacionales. Este tipo de investigación es bastante limitada, por lo que la investigación va a contribuir con el avance del análisis de edificaciones en irregularidad en su forma de concreto reforzado, explorando detalladamente el modelado y el análisis estructural del modelo en situaciones sísmicas. Este enfoque promoverá prácticas más seguras y eficientes para futuras construcciones, abordando no solo la irregularidad en su forma en sí, sino también los aspectos fundamentales del modelado y la respuesta sísmica de estas estructuras tomando en consideración la solución de juntas sísmicas y muros altamente dúctiles.

Palabras Clave: *Irregularidad horizontal, Juntas sísmicas, Concreto reforzado, Muros de alta ductilidad, Análisis estructural, Modelación estructural, Respuesta sísmica, Diseño sismorresistente, Normativas internacionales.*

ABSTRACT

The main objective of this study is to analyze the structural behavior of reinforced concrete buildings with horizontal L-shaped irregularity that incorporate seismic joints, through the application of modeling and structural analysis techniques, considering high-ductility walls in the design. The research aims to evaluate how buildings with this geometry respond under different loads, particularly seismic actions, to increase knowledge on the subject and provide recommendations that enhance design and safety based on international standards. Since studies of this type are limited, this work contributes to advancing the analysis of reinforced concrete buildings with plan irregularities, by thoroughly exploring structural modeling and seismic performance assessment. This approach promotes safer and more efficient design practices for future constructions, addressing not only the geometrical irregularity itself, but also fundamental aspects of modeling and seismic response, including the implementation of seismic joints and highly ductile walls.

Keywords: Horizontal irregularity, seismic joints, reinforced concrete, high-ductility walls, structural analysis, structural modeling, seismic response, seismic-resistant design, international standards.

I. INTRODUCCIÓN

La construcción de edificaciones con irregularidades en su forma, como aquellas con planta en ángulo recto, es una práctica común en la arquitectura moderna debido a su flexibilidad en el diseño y optimización de espacios. Estas configuraciones permiten aprovechar mejor el terreno disponible y responder a necesidades arquitectónicas específicas, pero al mismo tiempo generan desafíos estructurales significativos. En particular, las estructuras con formas irregulares presentan distribuciones desiguales de cargas y efectos torsionales que complican su análisis y diseño, lo que puede resultar en concentraciones de esfuerzos y puntos críticos en la edificación. Estas condiciones pueden afectar el desempeño estructural durante un evento sísmico, aumentando el riesgo de daños localizados o fallas progresivas. Por esta razón, es fundamental estudiar en detalle el comportamiento de este tipo de edificaciones, aplicando estrategias de diseño que mitiguen sus vulnerabilidades y permitan una respuesta más eficiente ante cargas dinámicas.

Para mejorar el desempeño estructural de edificaciones con geometría irregular, se recomienda la implementación de juntas sísmicas. Las juntas sísmicas permiten dividir la edificación en segmentos independientes, reduciendo la torsión excesiva y evitando colisiones entre distintos volúmenes estructurales durante un sismo. De manera complementaria, los muros de alta ductilidad actúan como disipadores de energía, absorbiendo parte de las fuerzas sísmicas y disminuyendo la demanda sobre otros elementos estructurales, como vigas y columnas. La presente investigación busca analizar en detalle el comportamiento de edificaciones con estas características, utilizando modelado avanzado y análisis estructural para evaluar su desempeño bajo distintas condiciones de carga. Tomando como referencia las normas ACI 318-14 y las Normas de Seguridad Estructural (NSE) de Guatemala, se espera generar recomendaciones que contribuyan a mejorar la seguridad y eficiencia en el diseño de este tipo de edificaciones.

II. JUSTIFICACIÓN

La construcción de edificaciones en irregularidad en su forma de concreto reforzado representa una opción constructiva bastante utilizada. Estas edificaciones presentan características particulares que las hacen atractivas desde el punto de vista de diseño y funcionalidad. Sin embargo, debido a su forma y composición se comportan de manera compleja ante cargas estructurales y sismos.

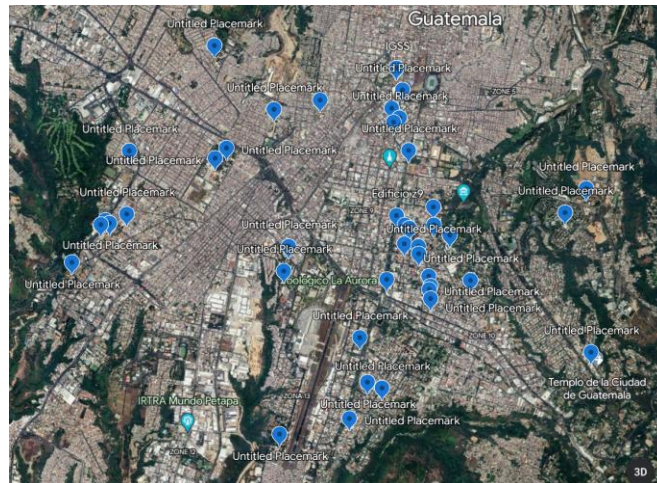
La investigación enfocada en el análisis estructural y el comportamiento ante sismos sobre este tipo de edificaciones es bastante escasa. La falta de conocimiento general limita la capacidad de análisis y mitigación de riesgos para tomar decisiones fundamentadas en el diseño y refuerzo de edificaciones de este tipo. Por lo tanto, es necesario el proporcionar una base sólida para futuros proyectos de este tipo, con el fin de generar una mayor seguridad para diseño y construcción de edificios en irregularidad en su formade concreto reforzado en regiones con altos índices de sismicidad.

El concreto reforzado es ampliamente usada en Guatemala debido a su disponibilidad y costo. Sin embargo, puede ser vulnerable a los terremotos. A lo largo del tiempo, se ha trabajado en mejorar cómo construimos con concreto reforzado para hacerla más segura ante sismos. Dado que las edificaciones con irregularidad en su forma son comunes en Guatemala, es importante entender cómo el concreto reforzado se comporta en estas estructuras y cómo ha mejorado su resistencia a los terremotos. La investigación busca que las edificaciones con irregularidad en su forma sean más fuertes y seguras en el país.

La construcción de edificaciones en irregularidad en su forma de concreto reforzado, debido a su disponibilidad y costo, se ha convertido en una opción factible en Guatemala, especialmente para la edificación de centros comerciales, hospitales, edificios de apartamentos y de oficinas, como se puede ver en la figura 1. Esta forma arquitectónica no solo ofrece un diseño funcional y estético, sino que también optimiza el uso del espacio y la distribución interna. No obstante, debido a las particularidades de esta forma y su composición, es crucial abordar su comportamiento ante las cargas estructurales y, sobre todo, los sismos que son una preocupación en la región.

Dada la prominencia de edificaciones con irregularidad en su forma en el panorama arquitectónico guatemalteco, es esencial abordar los desafíos específicos que presentan en términos de resistencia sísmica. La falta de investigaciones sobre este tipo de edificaciones en el contexto de sismicidad en Guatemala genera un vacío en el conocimiento que puede resultar costoso en términos de seguridad y eficiencia estructural. Al investigar el análisis estructural y el comportamiento ante sismos de estas edificaciones basado en la norma guatemalteca, no solo se proporcionará una base sólida para futuros proyectos, sino que también se contribuirá directamente a la seguridad de las edificaciones existentes y venideras en la región, fortaleciendo así la capacidad de los profesionales para tomar decisiones informadas en cuanto a diseño, construcción y refuerzo.

Figura 1. *Edificios en irregularidad en su forma en la ciudad de Guatemala.*



Nota: obtenido de Google Earth (2024).

III. OBJETIVOS

A. Objetivo general

Evaluar el comportamiento estructural de edificaciones de concreto reforzado con irregularidad horizontal con juntas sísmicas bajo diferentes tipos de cargas para mejorar la práctica de diseño y refuerzo de diseño.

B. Objetivos específicos

1. Analizar la información disponible sobre edificaciones con irregularidad horizontal en ángulo recto de concreto reforzado con juntas sísmicas, identificando las particularidades que afectan su comportamiento estructural en la Ciudad de Guatemala.
2. Evaluar los puntos críticos del desempeño estructural de edificaciones con forma irregular de concreto reforzado utilizando análisis de sensibilidad, para identificar las variables más influyentes en las diferentes propiedades en las respuestas estructurales en su comportamiento sísmico.
3. Evaluar la respuesta sísmica de edificaciones con y sin juntas sísmicas en la Ciudad de Guatemala, analizando la eficacia de las juntas en mejorar la capacidad de resistencia a sismos.
4. Aplicar normas y especificaciones técnicas vigentes, tales como la ACI-318 14 del American Concrete Institute, para la evaluación de edificaciones, utilizando software especializado como ETABS para realizar el análisis estructural.

IV. MARCO TEÓRICO

A. Investigación de conceptos:

1. Ingeniería sísmica y sus soluciones

La ingeniería sísmica es una rama de la ingeniería civil estructural que tiene como enfoque el diseño de estructuras de infraestructura resistente a sismos. Esta permite reducir los efectos catastróficos causados por las fuerzas naturales de los sismos a las edificaciones. Entre retos y oportunidades, a lo largo de los años se han generado avances significativos para mejorar los procesos de diseño, cálculo y construcción. La finalidad principal del papel de la ingeniería ante los sismos es la de salvar las vidas de las personas al asegurar la integridad de las edificaciones a la hora de un desastre (Escobedo, 2018).

Existen múltiples soluciones estructurales ante cargas sísmicas las cuales pueden generar un mayor desempeño a la hora de un desastre, previniendo daños y pérdidas tanto en vidas como estructurales, aumentando la seguridad de la infraestructura. Entre estas soluciones se encuentra un óptimo diseño estructural implementando dispositivos de protección sísmica. Entre estos dispositivos se encuentran los aisladores sísmicos y los amortiguadores. Ambos dispositivos son soluciones que permiten transformar la estructura en una antisísmica al ser incorporados al diseño estructural (DISIPA Ingenieros, 2021).

2. Importancia de la resistencia sísmica en edificaciones en L

La forma de una edificación es un factor fundamental en la resistencia sísmica en edificaciones. Las edificaciones con formas extrañas, como puede ser un edificio en forma de L, cuentan con concentraciones de cargas distribuidas asimétricamente. Esto genera una torsión y rigidez irregular, causando desplazamientos y tensiones no uniformes a lo largo de la edificación. Resultando en que las edificaciones padezcan de una vulnerabilidad a daños estructurales causados por cargas sísmicas, por lo que se deben considerar y mitigar en el diseño y cálculo estructural de estos (Suárez, 2020).

3. Juntas sísmicas en edificaciones

Las juntas sísmicas son un componente de diseño que brinda a las estructuras protección ante cargas sísmicas al reducir tensiones distribuidas irregularmente, asegurando la preservación de la integridad estructural de estas. Implican la separación de unidades del mismo edificio en zonas de alta actividad sísmica. Estas facilitan el análisis y cálculo, dando una solución más segura y confiable para las plantas, de forma que permite dividir la forma compleja de la planta con distribución irregular de las cargas a dos o más formas simples con una distribución regular de cargas y esfuerzos. (Suárez, 2020)

a. Importancia de juntas sísmicas

Estas son cruciales para mitigar los efectos de los movimientos tectónicos en las edificaciones. Durante un sismo, diferentes partes de una estructura pueden experimentar desplazamientos relativos debido a la flexibilidad de los materiales y a la variación en la masa de los diferentes componentes. Si estas partes están rígidamente conectadas, los esfuerzos internos aumentan, lo que puede provocar fallas estructurales o daños significativos (Suárez, 2020).

Por ello, las juntas sísmicas permiten que las estructuras absorban y disipen mejor la energía sísmica. Estas juntas se colocan en puntos estratégicos, como entre alas de un edificio, en cambios de altura, o en zonas donde la edificación presenta formas irregulares, permitiendo que cada sección se mueva de manera independiente. (Suárez, 2020).

b. Diseño de juntas según ACI 318-14

El diseño de las juntas sísmicas debe considerar los movimientos esperados durante un evento sísmico, además de otros factores, como cambios de temperatura y la retracción del concreto. Según la norma, las superficies en contacto deben ser rugosas para garantizar una buena adherencia, y los elementos de conexión deben estar diseñados para resistir las cargas inducidas por el sismo (American Concrete Institute, 2014).

Factores clave a considerar en el diseño:

- Retracción del concreto: El concreto, al secarse, tiende a encogerse, lo que genera esfuerzos internos en la estructura. Las juntas permiten liberar estos esfuerzos evitando fisuras y daños permanentes.
- Expansión térmica: Los cambios de temperatura provocan dilatación y contracción de los materiales. En climas con grandes variaciones térmicas, es importante prever una separación adecuada en las juntas.
- Movimientos sísmicos: La junta debe estar diseñada para absorber la energía del sismo sin transmitir fuerzas entre las partes independientes de la estructura.

La separación debe ajustarse según las condiciones específicas del proyecto. Por ejemplo, en zonas de alta actividad sísmica o climas extremos, es necesario prever mayor espacio entre los elementos estructurales para permitir movimientos más significativos. (AGIES, 2018)

De acuerdo con la norma NSE 3, todas las partes y secciones de una estructura deben funcionar de manera integral como una unidad, a menos que se dispongan juntas estructurales capaces de absorber los desplazamientos post-elásticos independientes entre las distintas estructuras. La distancia de separación combinada deberá ser, como mínimo la ecuación 1: (AGIES, 2018)

Ecuación 1. *Expansión térmica.*

$$\delta_M = RCSC(\delta_{UA}, \delta_{UB})$$

Nota: obtenido de AGIES (2018).

Donde:

- RCSC = raíz cuadrada de suma de cuadrados
- Δ_{ua} , δ_{ub} = desplazamientos últimos en niveles correspondientes de las estructuras. (AGIES, 2018)

c. Fórmula para el cálculo de expansión térmica

Para el cálculo de la separación de las juntas sísmicas, se debe tomar en consideración un espacio mínimo el cual se basa en la altura del edificio y la sismicidad del sitio (AGIES, 2018).

En los espacios de las juntas sísmicas, se instalan juntas de dilatación. Estas son elementos clave en la construcción de edificaciones, ya que permiten la movilidad de los materiales y previenen daños estructurales. El mantenimiento y la reparación adecuada de estas juntas son cruciales para asegurar la durabilidad y la seguridad de las estructuras a lo largo del tiempo. (AGIES, 2018)

Para el cálculo de las juntas sísmicas en zonas con cambios de temperatura, se debe tomar en consideración el cálculo de la expansión térmica para calcular la expansión térmica del concreto, se utiliza la siguiente fórmula:

Ecuación 2. *Expansión térmica.*

$$\Delta L = \alpha \times L \times \Delta T$$

Nota: obtenido de American Concrete Institute (2014).

Donde:

- ΔL = Cambio en la longitud (mm)
- α = Coeficiente de expansión térmica del concreto.
- L = Longitud original de la estructura (mm)
- ΔT = Cambio de temperatura (°C)

Esta fórmula permite determinar cuánto se alargará o acortará el concreto en función de las variaciones de temperatura, un factor especialmente relevante en climas extremos. (American Concrete Institute, 2014)

Adicionalmente, se debe tomar en consideración el cálculo de la retracción del concreto. La retracción es otro factor importante, especialmente en las primeras etapas de la vida de una estructura de concreto. Se puede calcular el cambio en la longitud debido a la retracción mediante la siguiente fórmula:

Ecuación 3. Fórmula de retracción.

$$\Delta L = \frac{R \times L}{1000}$$

Nota: obtenido de American Concrete Institute (2014).

Donde:

- ΔL = Cambio en la longitud (mm)
- R = Retracción esperada (mm/m)
- L = Longitud de la estructura (m) (American Concrete Institute, 2014)

4. Modelización estructural

La modelización estructural es el proceso por el que, matemáticamente, se representa el comportamiento real del diseño de las estructuras. La modalidad BIM en estructuras brinda un entendimiento más preciso del proyecto. Muestra la definición de la geometría y las dimensiones de las estructuras, muestra los perfiles y las propiedades de los materiales con los que se va a construir y diseñar la edificación. Estas estructuras se pueden modelar basadas en las partes de las estructuras, cimentaciones, vigas, columnas, instalaciones, entre otras para facilitar la visualización de esta. Dando lugar a una orden de trabajo más efectivo, productivo y de una mayor calidad. (Vitorino, 2023)

5. Normativas internacionales

- ACI 318-14

Norma del Instituto Americano del Concreto, cuenta con directrices que funcionan para el diseño de estructuras de concreto reforzado, donde se dictan las especificaciones y características necesarias.

- ASCE/SEI 41

Norma de la American Society of Civil Engineers/Structural Engineer Institute, que tiene como función la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes, de igual forma, incluye especificaciones de rehabilitación de estructuras.

- Normas Internacionales de Construcción Sísmica (IBS)

Tomando en consideración el código internacional de construcción y el ASCE 7, de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, da los procedimientos de diseño sísmico para edificaciones en Estados Unidos que pueden servir de referencia.

- Eurocódigo 8 (EC8)

El código europeo para el diseño de estructuras sismorresistentes basado en regionales europeas, pero que puede servir de referencia.

- NSR-10 (México)

La normativa mexicana, que establece los estándares para el diseño de construcción del diseño sísmico en México. Puede ser utilizada de referencia, aunque no está destinada para Guatemala.

- ISO 13822 (Organización Internacional de Normalización)

La normativa de la Organización Internacional de Normalización es una serie de directrices que se utiliza para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras

(Muñoz, 2023).

6. Normas nacionales

Las normas de NSE (normas de seguridad estructural para Guatemala)

- NSE 1

Norma que establece los requisitos mínimos de seguridad estructural para el diseño y construcción de edificaciones en zonas sísmicas (AGIES, 2018).

- NSE 2

Norma que establece requisitos más específicos para el diseño y construcción de edificaciones con riesgo sísmico, indicando que deben de ser más resistentes (AGIES, 2018).

- NSE 2.1

Norma de subcategoría de la norma NSE 2, esta indica los requisitos sobre ciertas edificaciones especiales, como hospitales, escuelas, puentes o estructuras críticas (AGIES, 2018).

- NSE 3

Norma que indica las normas aplicables y críticas para que las edificaciones que deban de poder soportar cargas sísmicas altas puedan tener un comportamiento eficiente. Estas estructuras están incluidas entre las de seguridad pública o centrales de infraestructura importante (AGIES, 2018).

7. Uso de edificios en L

Los edificios en forma de L tienen aplicaciones variadas, pero son particularmente relevantes en el contexto de edificios comerciales y hospitales, y aportan importantes beneficios en términos de funcionalidad y eficiencia. Además, desempeñan un papel crucial en la configuración urbana. Desde el uso comercial, por la eficiencia espacial, dado a que aprovechan el espacio disponible que permite optimizar la distribución de espacios. Estas edificaciones permiten un acceso y una visibilidad óptima, permitiendo un entorno comercial y la navegación. De igual forma, permite que se puedan adaptar espacios a las necesidades del uso del edificio. Los edificios en forma de L permiten una distribución y flexibilidad óptima basado en su diseño con la capacidad de satisfacer las necesidades del edificio.

8. Tipo de irregularidades en planta

En cuanto a edificaciones con formas en "L", "T", "U" o irregulares, estas configuraciones crean zonas con distribuciones desiguales de cargas, lo que genera efectos torsionales y diferencias significativas en la rigidez de la estructura. La parte central de la edificación puede comportarse de manera diferente a los extremos, lo que aumenta la vulnerabilidad estructural durante un sismo. Estas formas pueden ocasionar que ciertas áreas sean más flexibles, incrementando la probabilidad de colapsos localizados (Suárez, 2020).

B. Materiales y sistemas:

1. Materiales de construcción sísmicamente resistentes.

Las construcciones en regiones con alta actividad sísmica requieren de un diseño sismorresistente que implique materiales constructivos basados en el mismo diseño analítico estructural. Tales materiales mantienen comportamientos efectivos durante el impacto sísmico, permitiendo aumentar la efectividad de la estructura al aplicarse al diseño (Samira Fuentes & L. G., 2018).

- Concreto reforzado
- Acero estructural
- Mampostería reforzada

La efectividad de los materiales sismo resistentes en la estructura depende de la ubicación geográfica, diseño estructural, presupuesto y normativas de construcción y diseño. Para aumentar las propiedades de estos, se puede considerar una combinación de los materiales al aplicarse con técnicas de diseño adecuadas (Samira Fuentes & L. G., 2018).

2. Detalles de diseño de edificaciones en L

Las edificaciones con formas irregulares tales como las de forma de L, tienen como desafío la desigualdad de la forma, lo que genera que las cargas estructurales estén desproporcionadas. Esto introduce torsión y esfuerzos desiguales a lo largo de la estructura. Para el diseño de edificaciones en forma de L, es necesario tener una buena evaluación geotécnica del suelo para comprender sus características y sus capacidades de soporte del suelo. El sistema debe de tener un refuerzo en las alas como en las esquinas dado a que son zonas críticas donde se concentran las tenciones y torsiones ante los movimientos sísmicos (Suárez, 2020).

3. Reforzamiento estructural

Las estructuras deben de mantener una estabilidad a lo largo de sus sistemas para garantizar la seguridad de estas. Los edificios en forma de L, cuando se ven en zonas de alta actividad sísmica, deben de contar con ciertos refuerzos con el fin de mantener su integridad estructural. Entre los refuerzos que se deben de encontrar están los siguientes:

- Muros de cortante: También llamados muros de refuerzo, estos ayudan a proporcionar una mayor estabilidad ante las fueras sísmicas aplicadas al edificio.

- Conexiones: También conocidas como alas de la estructura, deben de ser diseñadas y reforzadas de manera cuidadosa para asegurar la resistencia ante la fuerza de torsión causado por los movimientos sísmicos.
- Esquinas: Siendo una zona crítica donde se concentran tensiones en los edificios con geometría en forma de L es necesario considerar refuerzos adicionales.
- Cimentaciones: Dado a ser la base del edificio, debe de sr capaz d soportar los desplazamientos diferenciales que se pueden dar a lo largo del edificio al igual que las mismas cargas sísmicas.

Estos refuerzos se deben de garantizas para poder asegurar la estabilidad lateral y general del edificio al igual que su integridad estructural. Como solución, muchas edificaciones son diseñadas con el fin de simplificar el cálculo estructural y garantizar la distribución equitativa de cargas y sistemas del edificio, esto implica dividir la edificación por medio de juntas sísmicas, mejorando su efectividad sísmica (Suárez, 2020).

4. Detalles de juntas sísmicas

Las juntas sísmicas son esenciales para la ingeniera sísmica y las construcciones resistentes a los sismos. Estas tienen ciertos beneficios para el diseño y construcciones de edificios con formas geométricas irregulares, entre los cuales se incluyen:

- Reducción de tensiones
- Absorción de fuerzas sísmicas
- Cumplimiento de normativas
- Mantenimiento y durabilidad
- Precio
- Preservación de la integridad estructural

Estas pueden incluir juntas de expansión, placa de deslizamiento, cojinetes de elastómero para absorber el movimiento, esto para poder permitir el movimiento es direcciones específicas, como horizontal, vertical o en ángulo. La posición se basa en un análisis de las cargas sísmicas y las características del proyecto (Suárez, 2020).

5. Muros altamente dúctiles

También conocidos como muros de concreto altamente dúctiles son un componente estructural con una resistencia ante sismos. Pudiendo dar una gran capacidad de absorción de energía y deformación en un terremoto. La ductilidad es la capacidad de una estructura para deformarse antes de llegar a un punto de fallo o colapso. Esto es algo deseado en una estructura en un sitio con alta actividad sísmica dado a que logran absorber el impacto y así reducir riesgos de daños graves, dando un desempeño estable e ideal. (Terán, 2008)

6. Diseño sismo-resistente

Los factores principales del diseño sismo-resistente es el de crear estructuras capaces de soportar deformaciones inelásticas y disipar energía durante un sismo. Siendo capaces, las estructuras, de resistir sismos. El objetivo es un diseño que pueda resistir la energía y se deformen sin colapsar. Los códigos, tales como el ACI 318-14 de diseño permiten que los edificios sufran ciertos niveles de daño, siempre que se mantenga la capacidad de soportar las cargas gravitacionales. (American Concrete Institute, 2014)

7. Irregularidades en edificios

a. Irregularidad en planta

Plantas en forma de "T" o "L", son un tipo de configuraciones de diseño de estructuras que genera concentraciones de esfuerzos en ciertos puntos, lo que afecta la capacidad del edificio para resistir las fuerzas sísmicas. Se recomienda simplificar la planta en formas regulares y simétricas, lo cual puede ser realizado con juntas sísmicas. Teniendo centroides en los centros de los edificios simplificados. La falta de simetría en planta causa respuestas torsionales, lo que quiere decir que genera fuerzas que giran el edificio. Esto puede incrementar los desplazamientos y la demanda de ductilidad en algunos elementos,

lo que degrada la estructura y aumenta el riesgo de daño (American Concrete Institute, 2014).

Tabla 1. *Irregularidades en planta.*

Tipo de irregularidad	Descripción	Nivel de Protección al que aplica	Sección de referencia
H1-A	Irregularidad torsional: Existe irregularidad torsional cuando la deriva máxima del nivel en un extremo de la estructura, incluyendo la torsión accidental, es mayor a 1.20 veces el promedio de las derivas en ambos extremos de la estructura, en la dirección de análisis.	B, C, D, E	1.8.3 a
H1-B	Irregularidad torsional extrema: Existe irregularidad torsional extrema cuando la deriva máxima del nivel en un extremo de la estructura, incluyendo la torsión accidental, es mayor a 1.40 veces el promedio de las derivas en ambos extremos de la estructura, en la dirección de análisis.	E	1.8.3 b
		B, C, D	1.8.3 a
		C, D, E	1.8.2 a
H2	Esquina entrante: Esta irregularidad existe cuando ambas proyecciones de la estructura en planta poseen un reentrante mayor al 15% de la dimensión.	C, D, E	1.8.2 a, 1.8.6
H3	Diafragma discontinuo: El diafragma tiene menos del 50% del área del rectángulo que circunscribe el piso o si cambia rigidez en más de 50% de un piso al siguiente.	C, D, E	1.8.2 a
		B	1.8.2 b

Tipo de irregularidad	Descripción	Nivel de Protección al que aplica	Sección de referencia
H4	Desfase lateral: Existe cuando se produce una discontinuidad en la ruta de la carga del sistema de resistencia lateral, tal que al menos uno de sus elementos verticales se encuentra desfasado del plano de los elementos de los niveles superiores o inferiores.	B, C, D, E	1.9.3
H5	Sistema no-paralelo: Esta irregularidad se presenta cuando los elementos verticales del sistema de resistencia lateral no son paralelos a los ejes principales de la estructura.	B, C, D, E	1.8.5

Nota: obtenido de AGIES (2018).

Otro tipo de Irregularidad que puede afectar la edificación es la irregularidad en elevación. Las discontinuidades pueden crear concentraciones de esfuerzos los cuales pueden dificultar el análisis. Estos edificios tienden a generar grandes momentos torsionales, por lo que deben de llegar a ser muy robustos. De igual forma, requieren de una demanda de pisos inferiores que puedan soportar deformaciones significativas en esos niveles (AGIES, 2018).

b. Respuesta sísmica y códigos

La respuesta estructural se debe de evaluar tanto en planta como en elevación. Las fuerzas sísmicas generan desplazamientos horizontales y momentos torsionales que deben de ser adecuadamente controlados. Con el fin de reducir el impacto sísmico, los códigos, tales como el ACI 318-14, consideran soluciones tales como juntas sísmicas y factores de reducción de respuesta sísmica para garantizar la resistencia y ductilidad de las estructuras (American Concrete Institute, 2014).

8. Métodos de análisis estructural

Para el análisis estructural de edificaciones en L con juntas sísmicas y concreto reforzado ante cargas y sismicidad, existen varios métodos de análisis para poder realizar una evaluación que pueda facilitar y generar un diseño esencial para la zona sísmica. Entre los cuales se encuentran los siguientes:

a. Análisis estático lineal

- Asumiendo cargas y desplazamientos proporcionales que cuentan con deformaciones pequeñas. Este es un punto de partida, aunque este análisis no es adecuado cuando el análisis de estructuras altamente no lineales.

b. Análisis dinámico lineal

- Utilizando modelos matemáticos que permiten la evaluación estructural ante cargas sísmicas. Para estructuras con deformaciones poco significativas.

c. Análisis dinámico no lineal

- Es un análisis que permite verificar estructura entre a estructuras de manera precisa, considerando la no linealidad de materiales y conexiones. Mostrando la capacidad de resistencia de las estructuras ante cargas sísmicas.

d. Análisis simulación por computadora

- Simulación por medio de software que permite, por medio de modelos 3D y programas de análisis estructural que permite representar los efectos sobre la estructura y su respuesta ante estas cargas y sismicidad.

e. Análisis vulnerabilidad sísmica

- Análisis que permite verificar la vulnerabilidad de una estructura ante cargas sísmicas, mostrando una evaluación y análisis de daños, mostrando medidas de refuerzo.

Para poder tener una comprensión completa del comportamiento sísmico de las edificaciones, es necesario que se puedan utilizar más de un tipo de análisis estructural. De igual forma, es importante el utilizar software de análisis estructural especializado en sismo que pueda calcular las características del sitio y del edificio para realizar estos análisis de manera eficiente y precisa (Cargliano, 2015).

9. Cálculos de carga en el sistema

Es de gran importancia el poder identificar las cargas que se deben tomar en consideración al diseñar y analizar edificaciones. Las cargas relevantes pueden variar según el lugar geográfico y los estándares de diseño

a. Gravitacionales

- Cargas del peso propio de la estructura, incluyendo todos sus elementos, tales como las columnas, vigas, losas, pisos, techos, acabados y otras cargas permanentes.

b. Vivas

- Cargas dinámicas que varían conforme el tiempo, que pueden estar basado en la ocupación o de cualquier carga móvil, considerando cargas vivas máxima.

c. Sísmicas

- Cargas que se ven aplicadas en un evento sísmico, basado en ubicación geográfica y sismicidad local.

d. Viento

- Las cargas de viento también tienen un impacto importante para considerar con el fin de garantizar la estabilidad de la estructura.

e. Movimiento de suelo

- Es impórtate tener un buen conocimiento y análisis del suelo en el sitio y como este puede afectar a la estructura.

Además de las cargas, entre otras, es fundamental identificar las normativas y códigos de diseño que rigen estas cargas en la ubicación geográfica de las edificaciones de estudio.

10. Evaluación de la resistencia sísmica

La evaluación de la resistencia sísmica es un proceso crítico en la ingeniería estructural que implica la evaluación de la capacidad de una estructura para resistir cargas sísmicas, así como la identificación de las deficiencias que pueden requerir mejoras. Este proceso es esencial en el diseño y la rehabilitación de estructuras para asegurar la seguridad de las personas y la integridad de las edificaciones en zonas sísmicas. Debe de tomar en cuenta las siguientes consideraciones que pueden afectar a la estructura:

- Cargas sísmicas
- Análisis estructural
- Elementos críticos
- Ductilidad y comportamiento sísmico
- Reforzamiento sísmico
- Cumplimiento de normas

11. Sismo en Guatemala como zona sísmica

Guatemala es un país propenso a la actividad sísmica debido a su ubicación en la convergencia de placas tectónicas, cuenta con una gran cercanía tanto al anillo de fuego del pacífico como a tres placas tectónicas que hacen que la región cuenta con altos índices sísmicos. Históricamente, muchas edificaciones han sufrido daños de alto impacto dado a esa misma actividad sísmica. Tomando su actividad sísmica en consideración, son necesarias las medidas de prevención de desastres sísmicos en estructuras para asegurar la integridad y efectividad de estas. (AGIES, 2018)

12. Combinaciones de carga

La resistencia requerida U debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas de la Tabla 5.3.1.

Tabla 2. *Combinaciones de carga.*

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

Nota: obtenido de American Concrete Institute (2014).

Para las cuales, las siguientes variables representan lo siguiente;

U = carga de diseño o carga última que debe soportar un elemento.

D = carga muerta.

T = efectos totales de temperatura.

L = carga viva.

H = cargas debidas al peso y a la presión lateral de suelo.

L_r = carga viva de techo.

W = carga de viento.

E = efectos sísmicos o de carga de terremoto (American Concrete Institute, 2014).

13. Esfuerzo

El esfuerzo es la fuerza aplicada por unidad de área en un material. Se calcula como la relación entre la carga axial aplicada y el área sobre la que actúa, dada por la fórmula: Existen diferentes tipos de esfuerzos:

Ecuación 4. *Esfuerzo.*

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

Nota: obtenido de American Concrete Institute (2014).

- **Esfuerzo normal:** causado por fuerzas perpendiculares a la sección transversal.
- **Esfuerzo cortante:** se genera cuando las fuerzas actúan paralelas a la sección transversal.

En la norma ACI 318 se indica que, el concreto reforzado, se consideran tanto el esfuerzo de compresión como el de tracción. La resistencia a tracción del concreto es despreciable en cálculos de resistencia, pero es clave para evaluar fisuración y deflexiones bajo cargas de servicio (American Concrete Institute, 2014).

Secciones ACI 318S-14:

- Capítulo 22 (Resistencia de las secciones de los miembros): Se detallan las fórmulas y procedimientos para el cálculo de esfuerzos en diferentes tipos de miembros estructurales, como vigas, columnas y losas (22.1 a 22.5).
- Sección 11 (Muros): Para esfuerzos en muros de concreto, la ACI establece métodos de cálculo en función de las cargas aplicadas (American Concrete Institute, 2014).

Tabla 3. *Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.*

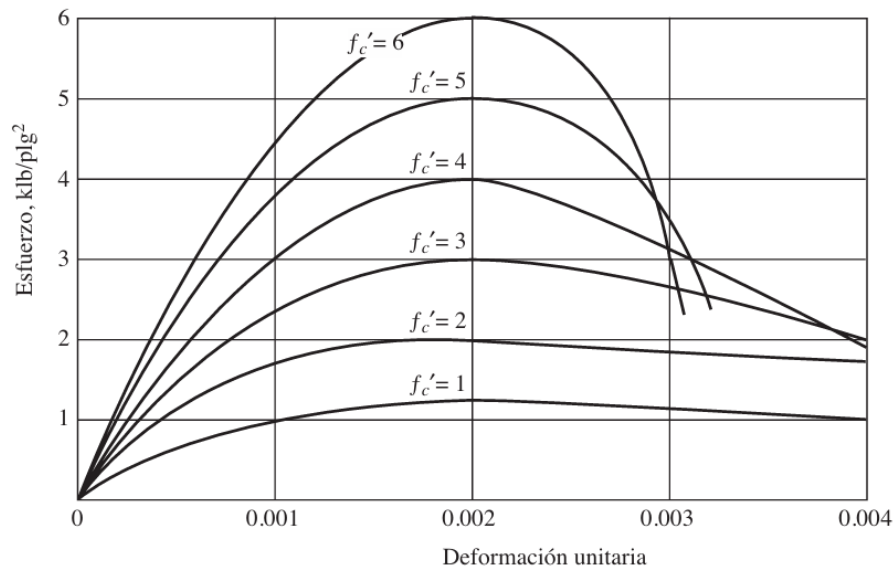
f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

Nota: obtenido de American Concrete Institute (2014).

a. Curva Esfuerzo Deformación en Concreto Sometido a Compresión

- Comportamiento inicial (linealidad): Las curvas de esfuerzo-deformación son aproximadamente rectas (lineales) cuando la carga varía desde cero hasta un tercio o la mitad de la resistencia última del concreto (American Concrete Institute, 2014).
- Comportamiento no lineal: Más allá de ese punto, el comportamiento se vuelve no lineal, lo que genera complicaciones en el análisis estructural, ya que las estructuras de concreto tampoco tienen un comportamiento lineal bajo esfuerzos altos (American Concrete Institute, 2014).
- Deformación unitaria en resistencia última: Todos los concretos, independientemente de su resistencia, alcanzan su resistencia última bajo una deformación unitaria cercana a 0.002 (American Concrete Institute, 2014).
- Resistencia a la fluencia plástica: El concreto no tiene una resistencia bien definida a la fluencia plástica, pero se comporta suavemente hasta que falla con una deformación unitaria entre 0.003 y 0.004. Para fines de cálculo, se asume que el concreto llega a su punto de falla a una deformación unitaria de 0.003, según la ACI 318-14 en la sección 22.2.2.1 (American Concrete Institute, 2014).
- Curvas de vigas y cilindros: Las curvas de esfuerzo-deformación obtenidas en cilindros de concreto son casi idénticas a las obtenidas en las zonas de compresión de vigas (American Concrete Institute, 2014).
- Fragilidad del concreto: Los concretos de baja resistencia son menos frágiles que los de alta resistencia, lo que significa que pueden experimentar mayores deformaciones antes de romperse (American Concrete Institute, 2014).

Figura 2. *Typical stress-strain curve of concrete, with short-term loading.*



Nota: obtenido de mccormac & Brown (2017).

14. Deformación Unitaria (ϵ)

La deformación unitaria es el cambio de longitud por unidad de longitud debido a la carga aplicada. Se expresa como:

Ecuación 5. *deformación unitaria.*

$$\epsilon = \frac{\delta}{L}$$

Nota: obtenido de American Concrete Institute (2014).

Donde δ es la deformación total y L es la longitud original. La relación entre esfuerzo y deformación unitaria es lineal dentro del rango elástico, conforme a la Ley de Hooke. En la norma ACI 318, la deformación unitaria máxima utilizable en concreto en la

fibra extrema sometida a compresión es 0.003. La relación entre esfuerzo y deformación unitaria es lineal en el rango elástico (mccormac & Brown, 2017).

Secciones ACI 318S-14:

- Capítulo 19 (Concreto: Requisitos de diseño y durabilidad): Se cubren las propiedades del diseño del concreto, incluyendo el comportamiento bajo deformaciones (19.2) (American Concrete Institute, 2014).
- Capítulo 6 (Análisis estructural): Proporciona las consideraciones de análisis para diferentes tipos de deformaciones en estructuras, incluyendo deformaciones unitarias y el cálculo de deflexiones (6.1 a 6.8) (American Concrete Institute, 2014).

15. Ley de Hooke

La Ley de Hooke describe la relación lineal entre el esfuerzo y la deformación en el rango elástico del material. Para deformaciones pequeñas, el esfuerzo es directamente proporcional a la deformación unitaria:

Ecuación 6. *Ley de Hooke.*

$$\sigma = E \cdot \epsilon$$

Nota: obtenido de American Concrete Institute (2014).

Donde E es el módulo de elasticidad, o módulo de Young. Esta ley se aplica solo hasta el límite de proporcionalidad, que es el esfuerzo máximo antes de que el material comience a deformarse de manera plástica. En la norma ACI 318, indica que para el concreto reforzado, la deformación unitaria y el esfuerzo en el refuerzo no pre esforzado son directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro (American Concrete Institute, 2014).

Secciones ACI 318S-14:

- Capítulo 19 (Concreto: Requisitos de diseño y durabilidad): Aquí se aborda el comportamiento elástico del concreto, incluyendo el módulo de elasticidad del concreto (19.2.2) (American Concrete Institute, 2014).
- Capítulo 24 (Requisitos de funcionamiento): Contiene información sobre cómo controlar las deflexiones y el comportamiento de las estructuras bajo carga (24.1 a 24.4) (American Concrete Institute, 2014).

16. Flexión

La flexión ocurre cuando una fuerza o momento se aplica sobre un elemento estructural, generando una curvatura en el mismo. Para un elemento sometido a flexión pura, los esfuerzos normales se distribuyen linealmente a lo largo de la sección transversal. La ecuación básica para calcular el esfuerzo máximo en una sección es:

Ecuación 7. Flexión.

$$\sigma_m = \frac{M \cdot c}{I}$$

Nota: obtenido de American Concrete Institute (2014).

Donde M es el momento flector, c es la distancia desde el eje neutro hasta la fibra más alejada y I es el momento de inercia de la sección. En la Norma ACI 318 indica que, en el diseño de concreto, la resistencia a flexión del concreto es variable, y la resistencia a tracción del concreto sometido a flexión (módulo de ruptura) es aproximadamente el 10-15% de la resistencia a compresión (mccormac & Brown, 2017).

Secciones ACI 318-14:

- Capítulo 7 (Losas en una dirección) y Capítulo 8 (Losas en dos direcciones): Sección que detalla los límites de diseño y el cálculo de flexión para losas (7.4 a 8.7) (American Concrete Institute, 2014).
- Capítulo 9 (Vigas): Proporciona los métodos de análisis para calcular la resistencia a flexión en vigas de concreto (9.4 a 9.7) (American Concrete Institute, 2014).
- Capítulo 13 (Cimentaciones): Incluye detalles sobre la flexión en cimentaciones y la interacción con el suelo (13.3) (American Concrete Institute, 2014).

17. Carga axial excéntrica en un plano de simetría

Cuando una carga axial se aplica fuera del centroide de la sección transversal de un elemento, se genera un momento adicional que causa flexión en el elemento además del esfuerzo axial. La distribución de esfuerzos en la sección ya no es uniforme, y los esfuerzos combinan efectos de carga axial y momentos flectores:

Ecuación 8. *Carga axial excéntrica en un plano de simetría.*

$$\sigma_x = \frac{P}{A} \pm \frac{M \cdot y}{I}$$

Nota: obtenido de American Concrete Institute (2014).

Donde:

- A es el área de la sección transversal.
- M es el momento flector debido a la excentricidad.
- I es el momento de inercia de la sección.
- Y es la distancia desde el eje neutro a la fibra más alejada.

Secciones ACI 318S-14:

- Capítulo 10 (Columnas): La excentricidad en columnas es un tema clave en el diseño de columnas, tratándose ampliamente en las secciones 10.2 a 10.7 (American Concrete Institute, 2014).
- Capítulo 22 (Resistencia de las secciones de los miembros): Se incluye el cálculo de esfuerzos por cargas excéntricas (22.4) (American Concrete Institute, 2014).

18. Análisis y diseño de vigas para flexión

Las vigas son elementos estructurales que resisten principalmente momentos flectores y fuerzas cortantes, causadas por cargas transversales. Los momentos flectores inducen esfuerzos normales en las vigas, con compresión en una parte y tracción en la otra. El diseño se basa en mantener estos esfuerzos dentro de los límites permisibles, seleccionando secciones con suficiente módulo de sección para resistir los momentos aplicados (mccormac & Brown, 2017).

Secciones ACI 318S-14:

- Capítulo 9 (Vigas): Aquí se discuten los métodos para analizar y diseñar vigas sometidas a flexión y cortante, así como los límites de refuerzo necesarios para garantizar la resistencia (9.3 a 9.7) (American Concrete Institute, 2014).
- Capítulo 7 y 8: Proporcionan detalles sobre losas que trabajan en una y dos direcciones, con enfoque en la resistencia a flexión y el refuerzo requerido para evitar deflexiones excesivas (7.4 a 8.7) (American Concrete Institute, 2014).

1. Resistencia de Vigas

Para el diseño de vigas rectangulares a flexión. Donde se muestran los valores de “ ρ ” balanceado, “ ρ ” para lograr diversos valores de ϵ_t y “ ρ ” mínimo para flexión para diversas resistencias de concreto a 28 días (mccormac & Brown, 2017).

19. Diagrama de momento flector

Para el análisis estructural de vigas, es fundamental determinar el momento flector máximo, que ocurre donde la fuerza cortante es cero. Un diagrama de momento flector ayuda a visualizar cómo se distribuye este esfuerzo a lo largo de la viga, facilitando la ubicación de las áreas críticas para el diseño (mccormac & Brown, 2017).

Secciones ACI 318S-14:

- Capítulo 6 (Análisis estructural): Se cubren las suposiciones y métodos para realizar un análisis estructural, incluidos los diagramas de momento y cortante para estructuras sometidas a cargas transversales (6.5 a 6.9) (American Concrete Institute, 2014).

20. Relaciones entre carga, cortante y momento flector

La relación entre la carga, la fuerza cortante y el momento flector se expresa mediante las ecuaciones diferenciales:

Ecuación 9. *Relaciones entre carga, cortante y momento flector.*

$$\frac{dV}{dx} = -w(x) \quad y \quad \frac{dM}{dx} = V(x)$$

Nota: obtenido de American Concrete Institute (2014).

Estas ecuaciones muestran que la pendiente del diagrama de cortante está relacionada con la carga distribuida y la pendiente del diagrama de momento flector está relacionada con la fuerza cortante (mccormac & Brown, 2017).

21. Curva elástica

La ecuación de la curva elástica describe la deformación de un elemento bajo carga en términos de su momento flector, fuerza cortante y carga distribuida. Las ecuaciones derivadas son fundamentales para determinar las deflexiones en estructuras sometidas a flexión (mccormac & Brown, 2017).

Secciones ACI 318S-14:

Capítulo 24 (Requisitos de funcionamiento): Se detalla el control de deflexiones y el análisis de la curva elástica para mantener la integridad estructural y el confort del usuario (24.2 a 24.4) (American Concrete Institute, 2014).

22. Concreto Agrietado

Bajo cargas pequeñas, el concreto resiste tanto compresión como tensión de manera uniforme, ya que los esfuerzos no superan el módulo de ruptura. Cuando se excede el módulo de ruptura, las fisuras comienzan en la parte inferior de la viga. El momento de agrietamiento (M_{cr}) se da cuando los esfuerzos de tensión alcanzan el módulo de ruptura.

1. Etapas elásticas y resistencia última

- Etapa elástica: En esta fase, el concreto en tensión deja de resistir esfuerzos y el refuerzo asume toda la carga.
- Resistencia última: Si se sigue incrementando la carga, el concreto puede fallar por aplastamiento y el acero por cedencia.

2. Momento de agrietamiento

El esfuerzo de flexión en una viga no agrietada se determina con la fórmula:

Ecuación 10. *Esfuerzo de flexión.*

$$f = \frac{M \cdot y}{I_g}$$

Nota: obtenido de American Concrete Institute (2014).

Donde:

- M es el momento flector.
- Y es la distancia desde el eje neutro.
- Ig es el momento de inercia bruto.

El momento de agrietamiento M_{cr} se calcula con la ecuación 11:

Ecuación 11. *Momento de agrietamiento.*

$$M_{cr} = f_r \cdot I_g / y$$

Nota: obtenido de American Concrete Institute (2014).

Donde f_r es el módulo de ruptura, que puede calcularse para concreto de peso normal con la ecuación 12:

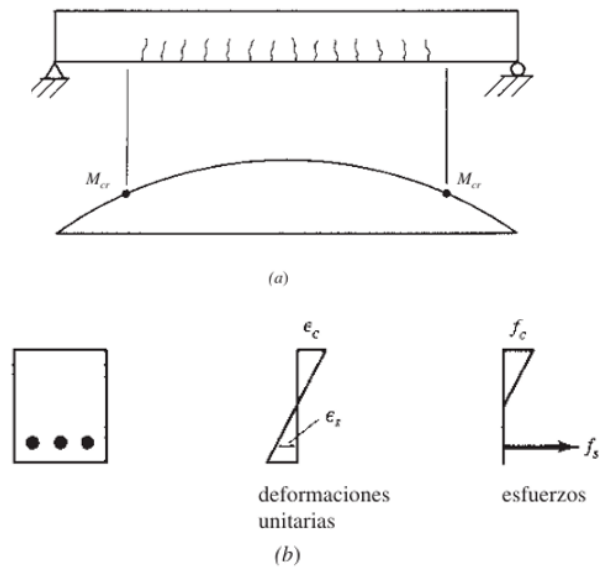
Ecuación 12. *Módulo de ruptura.*

$$f_r = 7.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}$$

Nota: obtenido de American Concrete Institute (2014).

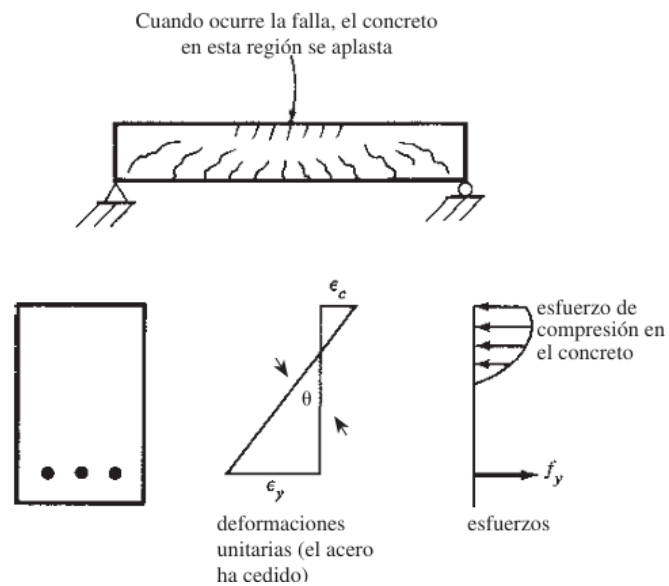
Siendo λ igual a 1 para concreto normal se basa en la figura 3 y figura 4.

Figura 3. Deformaciones, esfuerzos y Sección agrietada de una viga 1.



Nota: obtenido de mccormac & Brown (2017).

Figura 4. Deformaciones, esfuerzos y Sección agrietada de una viga 2.



Nota: obtenido de mccormac & Brown (2017).

23. Análisis por Resistencia de Vigas de Acuerdo con el Código ACI

Se debe tomar en consideración el método de esfuerzos permisibles (WSD):

a. Diseño por resistencia (LRFD):

- Considera la forma no lineal de las curvas de esfuerzo-deformación, lo que proporciona estimaciones más precisas de la capacidad de carga (mccormac & Brown, 2017).
- Utiliza factores de seguridad diferenciados para cargas muertas y vivas, a diferencia del WSD, que aplicaba un mismo factor para todas las cargas (mccormac & Brown, 2017)
- Es más económico y consistente en el diseño de estructuras de concreto reforzado (mccormac & Brown, 2017).

b. Cuadro de esfuerzos:

El cuadro de esfuerzos curvo puede reemplazarse por uno rectangular equivalente con un esfuerzo de $0.85f'_c$ y altura $a=\beta_1c$, según el código ACI 318-14 (mccormac & Brown, 2017). Este enfoque simplifica el cálculo de la resistencia nominal y útil de una viga (ϕmn) (mccormac & Brown, 2017).

c. Deformaciones unitarias

El ACI 318-14 establece que la deformación unitaria máxima en compresión es 0.003, y para el acero de refuerzo grado 60, la deformación unitaria es de 0.002 (mccormac & Brown, 2017).

d. Verificación a Vigas

Para verificar una viga, es necesario comprobar varios aspectos fundamentales para garantizar su seguridad y funcionamiento adecuado. Las principales verificaciones son:

a. Resistencia a Flexión

Se verifica que la viga tenga suficiente capacidad para resistir los momentos flectores máximos generados por las cargas aplicadas. Se utiliza el momento nominal M_n y el momento último M_u , comprobando que $\phi M_n \geq M_u$, donde ϕ es el factor de reducción de resistencia (American Concrete Institute, 2014).

b. Resistencia a cortante

Se verifica que la viga pueda resistir las fuerzas cortantes máximas, principalmente en las zonas cercanas a los apoyos. El esfuerzo cortante último V_u debe ser menor o igual a la resistencia al cortante ϕV_n (American Concrete Institute, 2014).

c. Deflexiones

Las deflexiones deben mantenerse dentro de los límites permisibles para evitar problemas de servicio (fisuración excesiva o incomodidad). Se deben verificar tanto las deflexiones instantáneas como las deflexiones a largo plazo (American Concrete Institute, 2014).

d. Fisuración

Verificar que el concreto no sufra fisuras excesivas, lo que puede comprometer el comportamiento estructural y estético. Se considera la resistencia a tracción del concreto y el refuerzo para controlar la apertura de fisuras (American Concrete Institute, 2014).

e. Torsión

En vigas sometidas a torsión, se verifica que la viga resista adecuadamente los momentos torsionales generados. La resistencia torsional T_u se compara con la resistencia torsional nominal ϕT_n (American Concrete Institute, 2014).

f. Pandeo Lateral-Torsional

Para vigas esbeltas o no arriostradas lateralmente, se debe verificar que no haya pandeo lateral-torsional, que puede provocar la falla prematura de la viga (American Concrete Institute, 2014).

24. Factores de Reducción

El código ACI 318 14, en la sección 21.2, establece valores de ϕ o factores de reducción de resistencia para la mayoría de las situaciones. Los factores de reducción de resistencia, ϕ , deben cumplir con la Tabla 21.2.1, excepto lo modificado por 21.2.2, 21.2.3 y 21.2.4 (American Concrete Institute, 2014).

Tabla 4. *Factores de reducción de resistencia 1.*

Acción o Elemento Estructural	Φ	Excepciones
(a) Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0.65 a 0.9 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de elementos pretensados donde los torones no se han desarrollado totalmente, ϕ debe cumplir con 21.2.3.
(b) Cortante	0.75	Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.

Acción o Elemento Estructural	Φ	Excepciones
(e) Zonas de anclajes de postensado	0.85	—
(f) Cartelas y ménsulas	0.75	—
		—
(h) Componentes de conexiones de miembros prefabricados controlados por fluencia de los elementos de acero a tracción	0.9	—
(i) Elementos de concreto simple	0.6	—
(j) Anclajes en elementos de concreto	0.45 a 0.75 de acuerdo con el Capítulo 17	—

Nota: obtenido de American Concrete Institute (2014).

El factor de reducción de resistencia para momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados debe ser el dado por la Tabla No. 5.

Tabla 5. Factores de reducción de resistencia 2.

Deformación unitaria neta a tracción, ε_t	Clasificación	ϕ			
		Tipo de refuerzo transversal			
		Espirales que cumplen con 25.7.3		Otro	
$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0.75	(a)	0.65	(b)
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < 0.005$	Transición ⁽¹⁾	$0.75 + 0.15 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.005 - \varepsilon_{ty})}$	(d)
$\varepsilon_t \geq 0.005$	Controlada por tracción	0.90	(e)	0.90	(f)

Nota: obtenido de American Concrete Institute (2014).

Según el código ACI 318 14, en la sección 21.2.3, se indica que para secciones de elementos pretensados donde el torón no está completamente desarrollado, el factor ϕ se debe calcular usando la Tabla 21.2.3. La longitud de adherencia ℓ_{tr} se obtiene mediante la ecuación (21.2.3), y ℓ_{db} es la longitud con adherencia inhibida en el extremo. El esfuerzo efectivo en el refuerzo, f_{se} , se ajusta considerando las pérdidas, y ℓ_d se determina según la sección 25.4.8.1.

Ecuación 13. Longitud con adherencia inhibida en el extremo.

$$\ell_{tr} = \left(\frac{f_{se}}{21} \right) d_b$$

Nota: obtenido de American Concrete Institute (2014).

Tabla 6. Factores de reducción de resistencia 3.

Condición cercana al extremo del miembro	Esfuerzo en el concreto bajo carga de servicio ^[1]	Distancia desde el extremo del miembro hasta la sección en consideración	ϕ	
Todos los torones adheridos	No aplica	$\leq \ell_{tr}$	0.75	(a)
		ℓ_{tr} a ℓ_d	Interpolación lineal entre 0.75 y 0.90 ^[2]	(b)
Uno o más torones con adherencia inhibida	Los cálculos no indican tracción	$\leq (\ell_{db} + \ell_{tr})$	0.75	(c)
		$(\ell_{db} + \ell_{tr})$ a $(\ell_{db} + \ell_d)$	Interpolación lineal entre 0.75 y 0.90 ^[2]	(d)
	Los cálculos indican tracción	$\leq (\ell_{db} + \ell_{tr})$	0.75	(e)
		$(\ell_{db} + \ell_{tr})$ a $(\ell_{db} + 2\ell_d)$	Interpolación lineal entre 0.75 y 0.90 ^[2]	(f)

Nota: obtenido de American Concrete Institute (2014).

25. Vigas T

Las vigas T son elementos estructurales de concreto reforzado que combinan losas y vigas coladas monolíticamente. Estas vigas tienen una parte superior llamada patín y una

parte inferior llamada alma. Los estribos de las vigas se extienden dentro de las losas para integrarlas (mccormac & Brown, 2017).

a. Análisis de Vigas T

- Distribución de Esfuerzos: Los esfuerzos de flexión en los patines pueden ser uniformes o variables dependiendo de su robustez y compacidad (mccormac & Brown, 2017).
- Código ACI 318-14: Establece el ancho total del patín para asegurar una distribución adecuada de los esfuerzos de compresión (mccormac & Brown, 2017).

b. Diseño de Vigas T

Ancho Efectivo del Patín: Varía según el tipo de viga T y se determina con base en la tabla 6.3.2.1 del código ACI 318-14.

Vigas T con Patines en Ambos Lados del Alma:

- 8 veces el espesor de la losa.
- La mitad de la distancia libre al alma de la viga adyacente.
- 1/8 del claro de la viga (mccormac & Brown, 2017).

Vigas T con un Patín a un Lado del Alma:

- 6 veces el espesor de la losa.
- La mitad de la distancia libre al alma de la viga adyacente.
- 1/12 del claro de la viga (mccormac & Brown, 2017).

Tabla 7. Límites dimensionales del ancho sobresaliente del ala para vigas T.

Ubicación del ala	Ancho sobresaliente efectivo del ala, más allá de la cara del alma	
A cada lado del alma	El menor de:	$8h$
		$s_w/2$
		$\ell_n/8$
A un solo lado	El menor de:	$6h$
		$s_w/2$
		$\ell_n/12$

Nota: obtenido de American Concrete Institute (2014).

c. Requisitos Adicionales para Vigas T Aisladas

- Espesor del Patín: Mayor o igual a 1/2 del ancho del alma (bw).
- Ancho Efectivo del Patín: Menor o igual a 4 veces el ancho del alma (bw).
(mccormac & Brown, 2017)

d. Análisis de Deformaciones

- Deformaciones Unitarias: Las deformaciones unitarias del acero de refuerzo en tensión deben ser superiores o iguales a 0.005, y no menores que 0.004.
(American Concrete Institute, 2014)
- Eje Neutro: Puede situarse en el patín o en el alma, afectando la forma de la sección en compresión. (American Concrete Institute, 2014)

e. Cálculo de Parámetros Clave

- Profundidad del Bloque Rectangular de Esfuerzos en Compresión:

Ecuación 14. *Profundidad del Bloque Rectangular de Esfuerzos en Compresión.*

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

Nota: obtenido de American Concrete Institute (2014).

- Distancia del Eje Neutro a la Fibra Extrema en Compresión:

Ecuación 15. *Eje Neutro a la Fibra Extrema en Compresión.*

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

Nota: obtenido de American Concrete Institute (2014).

f. Espesor de Losas

La longitud del claro (λ) se expresa en pulgadas y los valores proporcionados serán usados directamente para miembros con concreto de peso normal y refuerzo de Grado 60. Para otras condiciones, se ajustarán de la siguiente manera: (mccormac & Brown, 2017)

- Para concreto ligero con una densidad entre 90 y 115 lb/pie³, los valores se multiplican por $(1.65 - 0.005w_c)$, con w_c siendo el peso unitario, pero no menor a 1.09 (American Concrete Institute, 2014).
- Para un f_y diferente de 60,000 lb/plg², los valores se ajustarán multiplicándolos por $(0.4 + f_y/100,000)$ (American Concrete Institute, 2014).

Tabla 8. *Espesor mínimo de vigas no presforzadas o losas en una dirección a menos que se calculen deflexiones.*

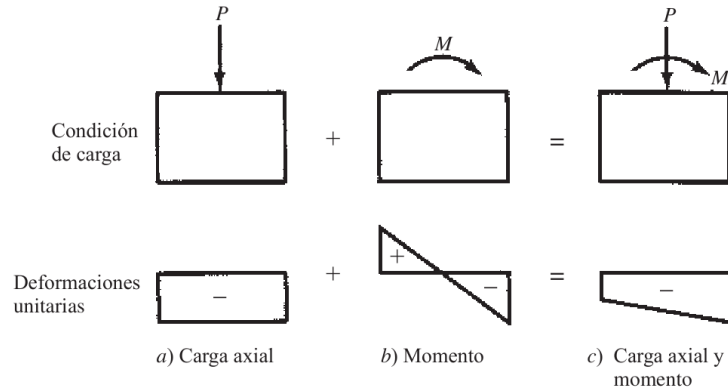
Miembro	Espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyado	Un borde continuo	Ambos bordes continuos	Viga en voladizo
	Miembros que no son de carga o adjuntados a muros divisorios u otra construcción susceptible de ser dañada por deflexiones grandes			
Losas sólidas en una dirección	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
Vigas o losas en una dirección con costilla	$\ell/16$	$\ell/18.5$	$\ell/21$	$\ell/8$

Nota: obtenido de American Concrete Institute (2014).

26. Columnas Estructurales

El diseño estructural de columnas cortas de concreto reforzado sometidas a cargas axiales y flexión, se deben de diseñar utilizando métodos de análisis y el uso de diagramas de interacción para evaluar la capacidad de las columnas bajo diferentes condiciones de carga (mccormac & Brown, 2017).

Figura 5. Deformaciones unitarias en la columna.

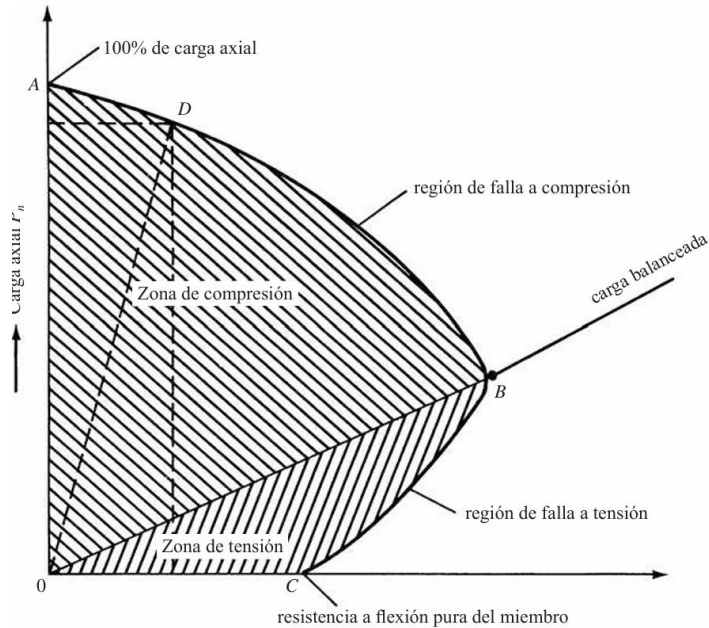


Nota: obtenido de mccormac & Brown (2017).

1. Desarrollo de Diagramas de Interacción

Representa la relación entre la fuerza axial P_n y el momento flexionante, M_n que una columna puede resistir antes de fallar.

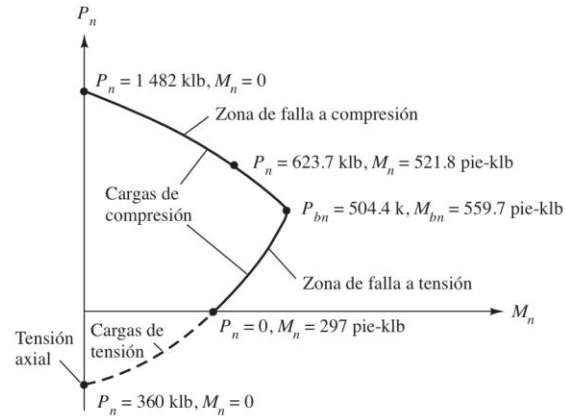
Figura 6. Deformaciones unitarias en la columna.



Nota: obtenido de mccormac & Brown (2017).

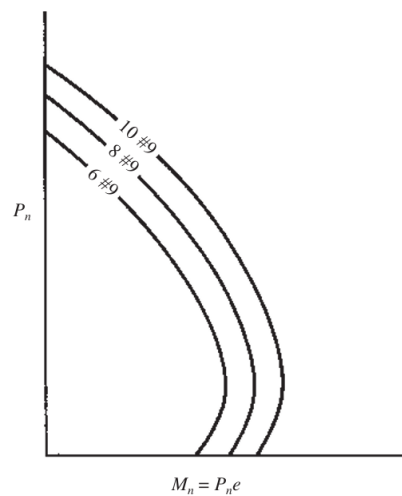
Para columnas sometidas a carga axial pura (sin flexión), la capacidad de carga axial se representa en el punto "A" del diagrama de interacción, y para columnas sometidas solo a momento flexionante, el punto "C" en el diagrama representa la resistencia a flexión pura. Entre estos puntos, el diagrama muestra combinaciones de cargas axiales y de flexión (mccormac & Brown, 2017).

Figura 7. Diagrama de interacción de columna.



Nota: obtenido de mccormac & Brown (2017).

Figura 8. Curvas de interacción para una columna rectangular con diferentes combinaciones de varillas de refuerzo.



Nota: obtenido de mccormac & Brown (2017).

Una formula importante es la de fuerza axial:

Ecuación 16. *Fuerza axial.*

$$P_n = A_s f_y$$

Nota: obtenido de American Concrete Institute (2014).

Donde:

- A_s es el área del acero de refuerzo
- F_y es el límite de fluencia del acero.

2. Factor de Reducción de resistencia

Según el artículo 22.4.2.1, el **factor de reducción de resistencia ϕ** para columnas con estribos debe ser 0.65, mientras que, para columnas con refuerzo espiral, el valor es 0.75.

- Para columnas con estribos

Ecuación 17. *Factor de reducción de resistencia para columnas con estribos.*

$$P_{n_{m\acute{a}x}} = 0.80 \cdot \phi (0.85 f'_c A_g - A_s t + f_y A_s t)$$

Nota: obtenido de American Concrete Institute (2014).

- Para columnas con espiral

Ecuación 18. *Factor de reducción de resistencia para columnas con espiral.*

$$P_{n_{m\acute{a}x}} = 0.85 \cdot \phi (0.85 f'_c A_g - A_s t + f_y A_s t)$$

Nota: obtenido de American Concrete Institute (2014).

Se debe de ajustar ϕ para columnas sometidas a momentos grandes y cargas axiales pequeñas. El factor ϕ puede incrementarse desde 0.65 o 0.75 hasta 0.90 cuando el elemento está sometido a flexión pura, y la deformación unitaria neta de tensión ϵ_t está entre los límites de control de compresión y tensión.

C. Herramientas e Instrumentos:

I. Software de análisis estructural

Existen varios programas de análisis estructural ampliamente utilizados en la ingeniería civil y la investigación en ingeniería sísmica. Estos programas permiten modelar, analizar y diseñar estructuras de manera eficiente. Cada uno de estos programas tiene ventajas en diferentes áreas de la ingeniería estructural. Para la facilidad y calidad de análisis de este tipo de edificación, se emplea CSI ETABS 21. Una aplicación de análisis estructural confiable y ampliamente utilizado.

II. Modelado de Edificaciones con Juntas Sísmicas en ETABS

El modelado de un edificio que tiene juntas sísmicas se puede realizar de dos maneras, utilizando un mismo proyecto o en modelos separados. Esto depende principalmente de la forma en la que se espera que las dos partes del edificio interactúen. Cada una cuenta con ventajas y desventajas de estas.

1. Modelado de una Edificación con Juntas Sísmicas en el Mismo Modelo

Los dos edificios se modelan en el mismo archivo, dejando siempre un espacio en el mismo, la distancia adecuada para que no haya colisión entre ambas estructuras. ETABS permite definir estas juntas de manera explícita, y el programa considera las dos partes del edificio como independientes y que se puedan mover de la misma forma. Esta opción permite observar las interacciones globales entre las dos partes del edificio, se pueden visualizar con se comportan las dos estructuras con respecto a la junta sísmica y permite

un fácil manejo de las cargas compartidas, como las cargas de viento o cargas vivas, si se aplican a las dos partes del edificio al mismo tiempo. Se debe tomar en consideración el definir correctamente la junta sísmica como un espacio entre las dos partes del edificio, según las normativas locales, para evitar colisiones durante un sismo

2. Modelado de una Edificación con Juntas Sísmicas en Distinto Modelo

Cada parte del edificio se modela como una estructura independiente en su propio archivo de ETABS. No hay interacción directa entre los dos modelos. Esto tiene como ventaja la simplicidad del análisis y revisión de cada estructura por separado, como también puede evitar errores en la definición de la junta sísmica, dado a que las dos estructuras no están conectadas en el modelo. Se debe de considerar la interacción compartida tales como pueden ser las cargas aplicadas simultáneamente, de igual forma, se debe de considerar que no se puede ver con certeza la posibilidad de colisiones si la junta sísmica no es lo suficientemente grande.

III. Cálculos

Microsoft Excel es una herramienta de software ampliamente utilizadas para realizar cálculos en ingeniería y ciencia. La elección de estas herramientas es sólida, ya que Excel es ampliamente accesible y utilizado en la industria, mientras que Mathcad es excelente para documentar y resolver cálculos técnicos de manera legible

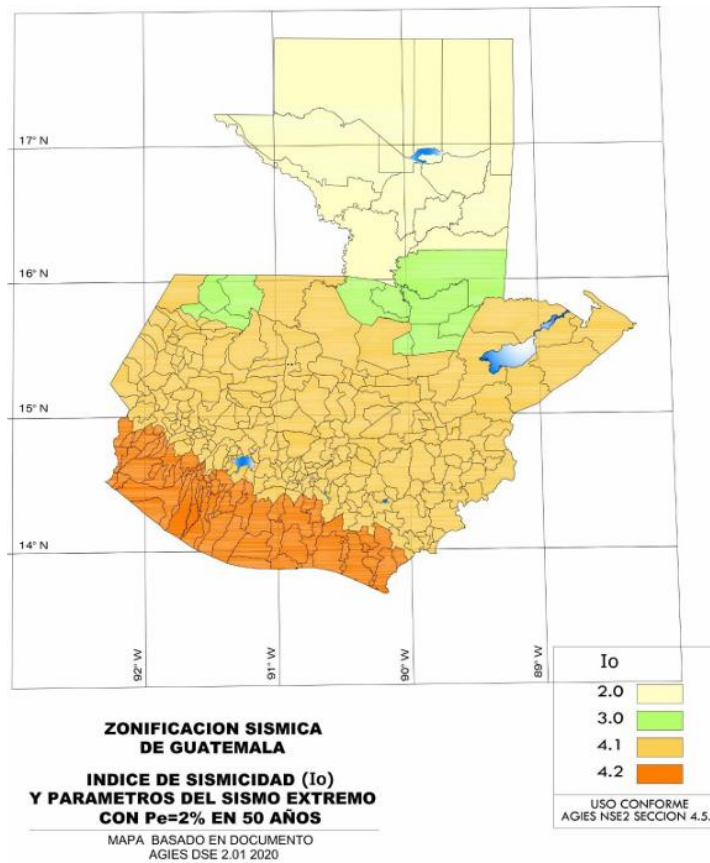
D. Sitio o medio:

I. Características sísmicas región

La Ciudad de Guatemala, al igual que todo el país, se encuentra en una región de alta actividad sísmica debido a la convergencia de placas tectónicas, por lo que tiene varios factores que pueden afectar a las estructuras de la región.

- Ubicación Tectónica
 - Cuenta con 3 placas tectónicas que chochan en su territorio.
- Sismicidad Frecuente
 - Dado a la posición de las placas, es frecuente el movimiento de estas
- Riesgo Sísmico
 - Las edificaciones requieren de sistemas para poder soportar las frecuentes actividades sísmicas con las que cuenta la región.

Figura 9. *Mapa de zonificación sísmica de Guatemala.*



Nota: obtenido de AGIES (2018).

II. Geología y topografía regional

Guatemala se encuentra en la convergencia de dos placas tectónicas: la Placa del Caribe y la Placa de Cocos. Esta convergencia es responsable de la alta actividad sísmica en la región. La Placa de Cocos se subduce por debajo de la Placa del Caribe, lo que genera una zona de subducción que puede generar terremotos y actividad volcánica (AGIES, 2018).

Guatemala es conocida por su actividad volcánica. Hay varios volcanes activos en las cercanías de la Ciudad de Guatemala, incluyendo el Volcán de Agua, el Volcán de Pacaya y el Volcán de Fuego. Estos volcanes han entrado en erupción en el pasado y representan un riesgo natural (AGIES, 2018).

La geología de la región incluye una variedad de formaciones geológicas, desde rocas ígneas y sedimentarias hasta depósitos de ceniza volcánica. Estas formaciones geológicas influyen en la topografía y la composición del suelo. Altitud Variable: La topografía de la Ciudad de Guatemala y sus alrededores es montañosa y caracterizada por una serie de valles y colinas. La altitud de la ciudad varía considerablemente, con elevaciones que van desde alrededor de 1,500 metros sobre el nivel del mar en el valle de la ciudad hasta más de 3,700 metros en las montañas circundantes (AGIES, 2018).

La ciudad se encuentra en un valle rodeado de montañas. Los valles y las áreas bajas a menudo están ocupados por asentamientos urbanos, mientras que las laderas de las montañas pueden ser empinadas y boscosas. De igual forma, se puede ver como varios ríos atraviesan la ciudad y sus alrededores, incluyendo el Río Motagua, el Río Guacalate y otros afluentes. Estos ríos desempeñan un papel importante en el drenaje de la región y la gestión de las aguas pluviales. La región de Guatemala también es conocida por sus cenotes y cavernas, que son formaciones geológicas subterráneas. Estos pueden desempeñar un papel importante en la gestión de recursos hídricos y el acceso a agua subterránea.

III. Condiciones ambientales y climáticas regionales

La Ciudad de Guatemala tiene un clima subtropical de altura. Debido a su altitud considerable (aproximadamente 1,500 metros sobre el nivel del mar), el clima es más templado en comparación con otras zonas de América Central. La estación seca y la estación lluviosa. La estación seca suele ser de diciembre a abril, mientras que la estación lluviosa se extiende de mayo a noviembre. Durante la estación lluviosa, la ciudad puede recibir lluvias intensas. Debido a su topografía montañosa, la Ciudad de Guatemala y sus alrededores pueden experimentar microclimas. La temperatura y las condiciones climáticas pueden variar significativamente entre las zonas urbanas y las áreas rurales en las montañas circundantes (SGCCC, 2019).

Las temperaturas en la Ciudad de Guatemala suelen ser moderadas durante todo el año. Las máximas promedio varían de 22°C a 28°C, y las mínimas promedio oscilan entre 12°C y 15°C. Las temperaturas pueden ser más frescas en las zonas montañosas circundantes (SGCCC, 2019).

La mayoría de las lluvias caen durante la estación lluviosa, especialmente en los meses de junio a septiembre. Durante este período, pueden ocurrir aguaceros intensos. La topografía de montañas circundantes puede dar lugar al efecto orográfico, que provoca que las nubes descarguen precipitaciones en las laderas de las montañas. Esto puede dar lugar a una mayor pluviosidad en ciertas áreas (SGCCC, 2019).

Debido a la topografía montañosa y las lluvias intensas durante la estación lluviosa, existe un riesgo de deslizamientos de tierra en algunas áreas de la ciudad. Las lluvias intensas pueden provocar inundaciones en ciertas zonas de la ciudad, especialmente en áreas urbanas mal drenadas. La actividad volcánica en la región, especialmente en volcanes cercanos como el Volcán de Fuego, puede influir en las condiciones climáticas y representar un riesgo natural (SGCCC, 2019).

IV. Historial de eventos sísmicos en la región

La región de la Ciudad de Guatemala ha experimentado una historia de eventos sísmicos significativos debido a su ubicación en una zona de alta actividad sísmica en América Central. A continuación, se presentan algunos de los eventos sísmicos más relevantes que han afectado a esta región:

a. Terremoto de Guatemala de 1976

- Este terremoto, ocurrido el 4 de febrero de 1976, es uno de los eventos sísmicos más devastadores de la historia de Guatemala. Tuvo una magnitud de 7.5 en la escala de Richter y causó una gran cantidad de víctimas y daños materiales en la Ciudad de Guatemala y sus alrededores. El terremoto generó extensos deslizamientos de tierra en las laderas de las montañas.

b. Terremoto de Guatemala de 1917

- El 17 de noviembre de 1917, un terremoto de magnitud 6.3 sacudió la Ciudad de Guatemala y causó daños significativos en la infraestructura. Fue uno de los eventos sísmicos más notables de principios del siglo XX.

c. Terremoto de Escuintla de 1918

- En 1918, otro terremoto importante, con una magnitud de 6.8, afectó la región de Escuintla, ubicada al sur de la Ciudad de Guatemala. El evento causó daños considerables y fue sentido en áreas cercanas.

d. Terremoto de Acatenango de 1976

- En el mismo año que el Terremoto de Guatemala de 1976, un terremoto de magnitud 5.5 afectó la región de Acatenango, cerca de la Ciudad de Guatemala. Este evento también causó daños locales.

La Ciudad de Guatemala y sus alrededores continúan experimentando sismicidad regular debido a la actividad tectónica en la zona. Los terremotos de menor magnitud son comunes, y la población está acostumbrada a sentir temblores con cierta frecuencia. Además de los eventos sísmicos, la región es propensa a la actividad volcánica. El Volcán de Fuego, ubicado cerca de la Ciudad de Guatemala, ha experimentado erupciones en los últimos años, lo que ha provocado evacuaciones y alertas (INSIVUMEH, s.f.).

V. METODOLOGÍA

Con los objetivos, se busca mostrar la comparación entre las edificaciones con y sin juntas sísmicas, es fundamental que la investigación se base en un análisis cuantitativo, dado a que esto proporciona datos objetivos sobre el comportamiento estructural.

I. Recopilación de información

En esta fase inicial de la investigación, se llevará a cabo una revisión de la literatura y se establecerá el marco teórico necesario para sustentar el estudio sobre edificaciones con irregularidad horizontal con juntas sísmicas de concreto reforzado. El objetivo de esta etapa es adquirir un conocimiento profundo y actualizado del campo de la ingeniería estructural y el diseño de edificaciones en regiones sísmicas, centrándose en la forma específica de las estructuras en L y su comportamiento ante cargas sísmicas.

Al final de esta fase, se ha de haber establecido una base teórica sólida que servirá como fundamento para la investigación en curso. La revisión de la literatura ha proporcionado una comprensión profunda de los conceptos y enfoques actuales en la ingeniería estructural y el diseño de edificaciones con irregularidad horizontal con juntas sísmicas de concreto reforzado. Además, se han de haber identificado claramente los puntos importantes que esta investigación propone abordar. Esta sólida base teórica es esencial para diseñar la investigación y fundamentar los hallazgos que se obtendrán en el estudio

II. Recopilación de datos y diseño experimental

En esta etapa de la investigación, se llevará a cabo los procesos de recopilación de datos y diseño experimental, que constituyen la base para la obtención de información empírica y el análisis estructural de edificaciones con irregularidad horizontal con juntas sísmicas de concreto reforzado. Esto al realizar una comparación entre una edificación con las juntas sísmicas y una sin. Siendo el objetivo principal de esta fase es planificar y

ejecutar un enfoque sistemático para la adquisición de datos relevantes y representativos. Temas entre los cuales se investigarán se encuentran los siguientes

- Definición de Variables y Parámetros
- Diseño Experimental
- Selección de Sitios de Muestreo
- Instrumentación y Equipamiento
- Procedimientos de Recopilación de Datos
- Control de Variables Externas
- Recopilación de Datos Empíricos
- Resultado Esperado

Con esto, se ha de haber establecido una base sólida de datos empíricos que se utilizarán en las etapas posteriores de la investigación. Estos datos representan edificaciones con irregularidad horizontal con juntas sísmicas de concreto reforzado en condiciones de la vida real en Guatemala. Estos datos son fundamentales para la realización de análisis estructurales y la evaluación de la respuesta de las edificaciones ante cargas estáticas y sísmicas. Esta fase de recopilación de datos y diseño experimental sienta las bases para una investigación sólida y basada en evidencia. La información adquirida es esencial para comprender cómo se comportan las edificaciones en condiciones reales y para evaluar su resistencia estructural. Estos datos respaldarán el análisis y las conclusiones de la investigación en curso.

III. Análisis y Modelización estructural

En esta fase central de la investigación, se llevará a cabo la modelización y el análisis estructural de edificaciones con irregularidad horizontal con juntas sísmicas de concreto reforzado. El objetivo primordial de esta etapa es desarrollar modelos estructurales realistas, con y sin juntas sísmicas, y realizar análisis detallados para comprender el comportamiento de estas edificaciones bajo diversas condiciones de carga, con un enfoque particular en cargas sísmicas. Al concluir esta fase, se ha logrado un profundo conocimiento del comportamiento estructural de las edificaciones con

irregularidad horizontal con juntas sísmicas de concreto reforzado y sin juntas sísmicas, por lo que se puede realizar una comparación. Se han desarrollado modelos realistas y se han realizado análisis detallados que proporcionan información valiosa sobre cómo estas estructuras resisten las cargas, especialmente las cargas sísmicas. Los resultados de los análisis servirán como base para las recomendaciones y conclusiones de la investigación.

En esta fase, se realizará el modelado del edificio con forma de L usando ETABS 21, con y sin juntas sísmicas. Se definirán las propiedades geométricas y de los materiales, incluyendo vigas, columnas y losas, siguiendo criterios normativos para su Pre-dimensionamiento. Las juntas sísmicas se modelarán para permitir el movimiento independiente de las partes del edificio durante un sismo.

Se aplicarán cargas gravitacionales (peso propio y carga viva), cargas de viento y cargas sísmicas, siguiendo las normas nacionales y tomando como guía la ACI 318-124. Luego, se llevará a cabo un análisis modal espectral para evaluar el comportamiento del edificio ante un sismo, comparando los modelos con y sin juntas sísmicas en términos de desplazamientos, derivas y fuerzas internas.

Finalmente, se calculará el refuerzo necesario de los elementos estructurales (vigas, columnas y muros) utilizando normas de diseño como ACI-318, garantizando que la estructura cumpla con los requisitos de resistencia y seguridad ante cargas sísmicas.

Esta fase es esencial para comprender el rendimiento estructural de las edificaciones y cómo se comportan bajo cargas críticas. La modelización y los análisis estructurales permiten evaluar la eficacia de las estrategias de diseño y refuerzo, y son fundamentales para abordar la seguridad y la eficiencia de estas estructuras en el contexto de la sismicidad local.

IV. Recopilación de Datos Experimentales

En esta fase crucial de la investigación, se procederá a la recopilación de datos experimentales para obtener información empírica sobre el comportamiento de edificaciones con irregularidad horizontal con juntas sísmicas de concreto reforzado. El

objetivo fundamental de esta etapa es la obtención de datos concretos y representativos a partir de pruebas realizadas. Por lo que, con esto, se llevarán a cabo pruebas, por medio de software, ETABS y se aplicarán cargas controladas a las edificaciones de muestra. Estas pruebas permitieran obtener datos en basados en simulaciones la vida real y evaluar el comportamiento estructural.

V. Análisis de Datos

En esta etapa crítica de la investigación, se procederá al análisis de los datos recopilados durante la fase de recopilación de datos experimentales. El objetivo principal de esta fase es examinar, interpretar y sacar conclusiones de los datos empíricos, con el propósito de comprender el comportamiento estructural de las edificaciones con irregularidad horizontal con juntas sísmicas de concreto reforzado en condiciones reales de carga. Con esto se busca que se haya logrado una comprensión sólida y basada en evidencia del comportamiento estructural de las edificaciones con irregularidad horizontal con juntas sísmicas de concreto reforzado. Los análisis de datos permitirán identificar patrones, tendencias y vulnerabilidades específicas, lo que es esencial para la formulación de recomendaciones de diseño y refuerzo.

VI. Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica

En esta fase fundamental de la investigación, se precederá a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones con irregularidad horizontal con juntas sísmicas de concreto reforzado. El objetivo central de esta etapa fue evaluar cómo estas estructuras responden a cargas sísmicas específicas, identificar posibles puntos de debilidad y determinar su capacidad para resistir eventos sísmicos. Por lo que se habrá evaluado la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones con irregularidad horizontal con juntas sísmicas de concreto reforzado en Guatemala. Los análisis de respuesta sísmica permitirán identificar cómo estas estructuras se comportan ante eventos sísmicos y si cumplen con los estándares de seguridad.

VI. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

A. Datos Generales de los Edificios

Materiales Utilizados

La tabla 9, de materiales del proyecto, presenta los valores del concreto (f_c) y del acero (f_y) en unidades de klb/plg^2 , que se utilizaron en el modelado estructural para el análisis de resistencia y comportamiento bajo cargas.

Tabla 9. *Materiales del proyecto.*

Materiales		
Concreto (f_c')	5000	Klb/plg ²
Acero (f_y')	60,000	Klb/plg ²

Nota: Elaboración propia.

Edificio sin juntas sísmicas

La tabla 10 presenta los datos generales del modelo base del edificio sin juntas sísmicas, incluyendo dimensiones y características esenciales para el análisis. La Tabla 11 detalla las condiciones del proyecto, como tipo de obra, factor de carga y ocupación. Mostrando el modelo en 3D se encuentra la figura 10.

Tabla 10. *Datos generales del modelo base.*

Datos Generales del Modelo Base	
Pisos	6 metros
X1	6 metros

Datos Generales del Modelo Base	
Y1	6 metros
Altura pisos	3.5 metros
Ubicación	Guatemala
Sitio	B

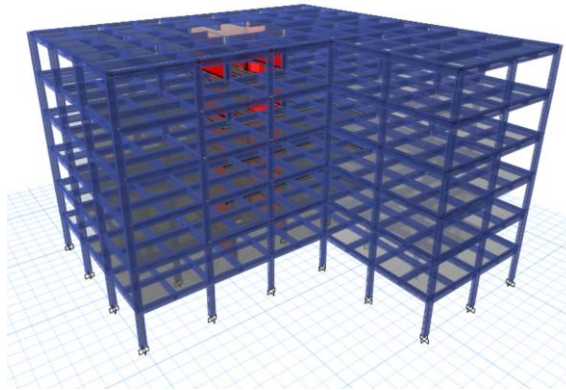
Nota: Elaboración propia.

Tabla 11. Datos del edificio sin juntas sísmicas

Datos del Edificio sin juntas sísmicas		
Ubicación:	Guatemala	
Clase de Obra:	II	
Clase de Sitio	D	
Tipo de Obra	Ordinaria	
Io	4.1	
Nivel de Protección Sísmica	D	
Probabilidad de excedencia	10	% en 50 años
Área de Construcción	4104	M ²
Factor de Carga	21	M ² /persona (Vivienda)
Carga de Ocupación	195	Personas

Nota: Elaboración propia.

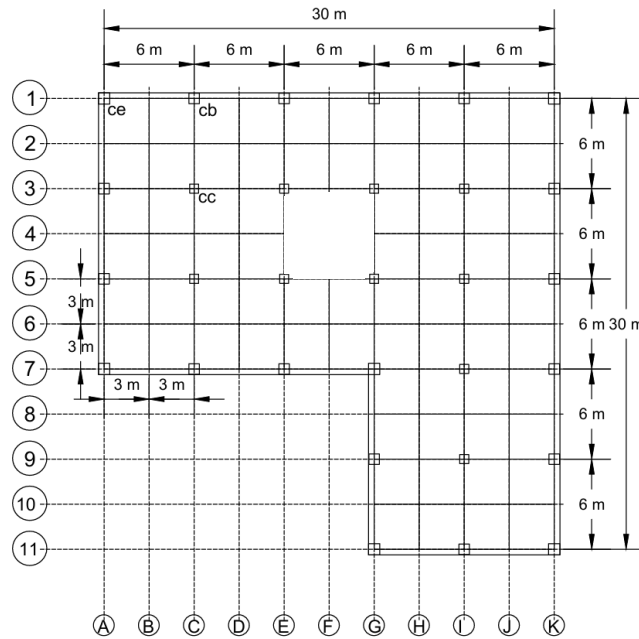
Figura 10. Vista 3D de edificio sin juntas sísmicas



Nota: Elaboración propia.

El edificio tiene 6 niveles y un diseño en forma de "L", con una separación de 6 metros entre columnas. Su área total de construcción es de 4104 m², lo que, al aplicar un factor de carga de 21 m² por persona, implica que el edificio está diseñado para una ocupación de 195 personas. Este edificio no cuenta con juntas sísmicas, lo que genera una irregularidad horizontal en su configuración estructural.

Figura 11. Vista edificio sin juntas sísmica



Nota: Elaboración propia.

Edificio con Juntas Sísmicas

La tabla 12 presenta los datos generales del modelo base del Edificio Sin Juntas Sísmicas Área A y Área B, incluyendo dimensiones y características esenciales para el análisis. La Tabla 13 detalla las condiciones del Área A, como tipo de obra, factor de carga y ocupación, mientras la Tabla 14 detalla las condiciones del Área B. Mostrando el modelo en 3D del Área A se encuentra la figura 12, de igual forma, se muestra el 3D del Área B con la figura 13.

Tabla 12. *Vista 3D de edificio con juntas sísmicas Área B*

Datos Generales del Modelo JS	
Pisos	6
X	6
Y	6
Hpiso	3.5
Ubicación	Guatemala
Sitio	B

Nota: Elaboración propia.

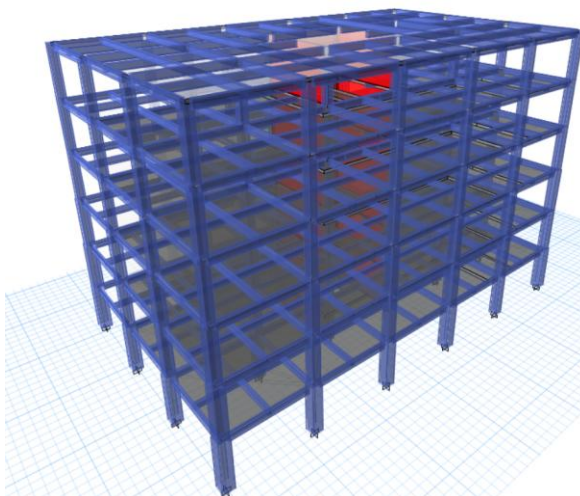
Tabla 13. *Vista 3D de edificio con juntas sísmicas área b*

Datos del Edificio con Juntas Sísmicas Área A		
Ubicación:	Guatemala	
Clase de Obra:	II	
Clase de Sitio	D	

Datos del Edificio con Juntas Sísmicas Área A		
Tipo de Obra	Ordinaria	
Io	4.1	
Nivel de Protección Sísmica	D	
Probabilidad de excedencia	10	% en 50 años
Área de Construcción	3240	M ²
Factor de Carga	21	M ² /persona (Vivienda)
Carga de Ocupación	154	Personas

Nota: Elaboración propia.

Figura 12. *Vista 3D de edificio con juntas sísmicas área*



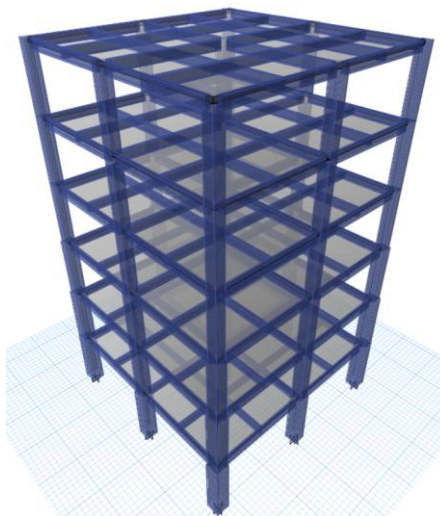
Nota: Elaboración propia.

Tabla 14. *Vista 3D de edificio con juntas sísmicas área B*

Datos del Edificio con Juntas Sísmicas Área B		
Ubicación:	Guatemala	
Clase de Obra:	II	
Clase de Sitio	D	
Tipo de Obra	Ordinaria	
Io	4.1	
Nivel de Protección Sísmica	D	
Probabilidad de excedencia	10	% en 50 años
Área de Construcción	864	M ²
Factor de Carga	21	M ² /persona (Vivienda)
Carga de Ocupación	41	Personas

Nota: Elaboración propia.

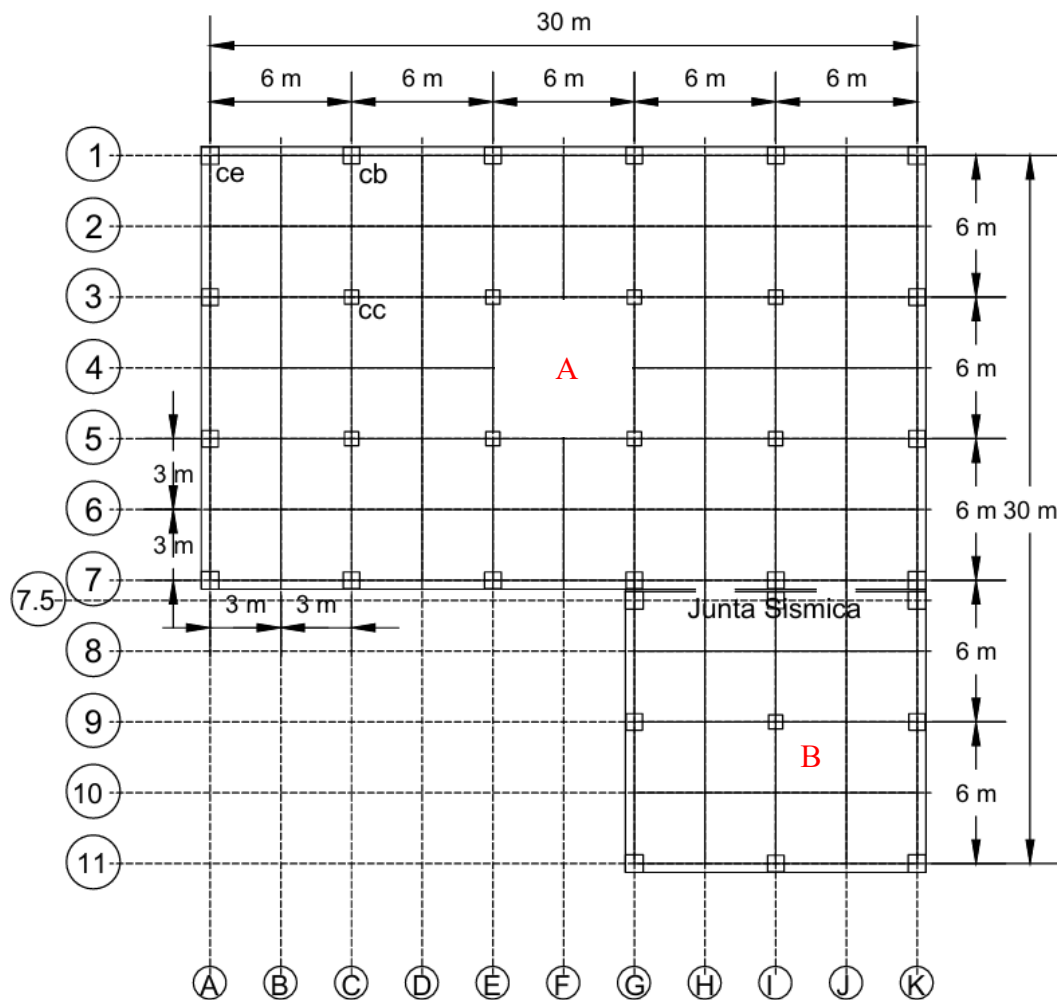
Figura 13. *Vista 3D de edificio con juntas sísmicas área B*



Nota: Elaboración propia.

El edificio tiene 6 niveles y un diseño en forma de "L", el cual ha sido dividido en dos edificios, unidos por juntas sísmicas. Cuenta con una separación de 6 metros entre columnas. Su área total de construcción es de 4104 m², lo que, al aplicar un factor de carga de 21 m² por persona, implica que el edificio está diseñado para una ocupación de 195 personas. Este edificio sí cuenta con juntas sísmicas, lo que evita una irregularidad horizontal en su configuración estructural. En la Figura 14 se puede diferenciar las Áreas A y B del edificio con juntas sísmicas.

Figura 14. *Vista edificio con juntas sísmicas*



Nota: Elaboración propia.

B. Cargas del Proyecto

La Tabla de Cargas Sísmicas del Proyecto presenta un resumen de las cargas aplicadas, tanto muertas como vivas, que se consideran en el análisis estructural. En la tabla 15 se muestran las cargas muertas asumidas para el proyecto, incluyendo techo, piso típico, entre otras áreas específicas de la edificación. En la tabla 15 se detallan, de igual forma, las cargas vivas asumidas para el proyecto. En Tabla 17 se detallan los materiales.

Tabla 15. *Vista Edificio sin juntas sísmicas*

Muertas		
<i>Techo</i>	45	Kg/m ²
<i>Piso típico</i>	40	Kg/m ²
<i>Sótano, Instalaciones</i>	150	Kg/m ²
<i>Fachadas, ascensor y gradas</i>	500	Kg/m

Nota: Elaboración propia.

Tabla 16. *Vista Edificio sin Juntas sísmica*

Vivas		
<i>Techo</i>	100	Kg/m ²
<i>Aptos</i>	200	Kg/m ²
<i>Balcón</i>	250	Kg/m ²
<i>Pasillos y Escaleras</i>	300	Kg/m ²
<i>Sótano</i>	250	Kg/m ²

Nota: Elaboración propia.

Tabla 17. *Cargas de materiales del proyecto*

Materiales		
Concreto (f_c')	350	Kg/m ²
Acero (f_y')	4200	Kg/m ²

Nota: Elaboración propia.

C. Análisis de Suelo

La Tabla 18 presenta los parámetros del sitio de estudio, ubicado en Guatemala, clasificado como suelo tipo B y con un sismo ordinario como evento de diseño. Estos datos son esenciales para definir el comportamiento sísmico esperado del terreno. La Tabla 19 muestra los resultados del pre-dimensionamiento de las vigas principales, incluyendo factores como S_1 , F_a , F_v , y los periodos característicos T_s , T_o y T_l , los cuales se utilizan para estimar las fuerzas sísmicas aplicadas al edificio. Por su parte, la Figura 15 ilustra el espectro de diseño correspondiente a un sismo ordinario para suelo tipo B en Guatemala, donde se observa la aceleración espectral en función del periodo estructural, herramienta clave para definir las cargas dinámicas en el análisis estructural.

Tabla 18. *Pre-dimensionamiento de Vigas principales*

Datos del Sitio	
País	Guatemala
Departamento	Guatemala
Clase de Suelo	B
Tipo de Sismo	Ordinario

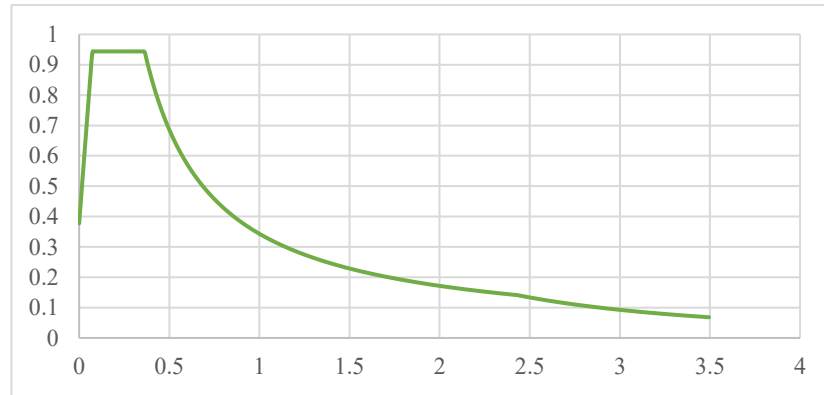
Nota: Elaboración propia.

Tabla 19. *Pre-dimensionamiento de vigas principales*

Análisis del suelo	
Scr	1.43
Fa	1
Scs	1.43
S1r	0.52
Fv	1
S1s	0.52
Kd	0.66
Scs	1.43
Scd	0.9438
Kd	0.66
S1s	0.52
S1d	0.3432
Factor Ts	0.36363636
Factor To	0.07272727
Factor Tl	2.43

Nota: Elaboración propia.

Figura 15. *Gráfica de espectro sísmico – Guatemala, Guatemala – Tipo de Suelo B – sismo ordinario*



Nota: Elaboración propia.

Las Tablas 20, 21 y 22 reúnen los parámetros estructurales y sísmicos más relevantes de los modelos analizados. La Tabla 20 muestra los valores de reducción de fuerza sísmica, sobre resistencia, coeficiente de desplazamiento y factor de participación para los edificios con y sin juntas sísmicas. La Tabla 21 presenta los coeficientes sísmicos obtenidos en dirección X y, donde se evidencia una mayor respuesta dinámica en los modelos con juntas sísmicas, especialmente en el edificio B.

Tabla 20. *Sistema estructural*

Sistema Estructural .			
NSE 3	Edificio con Juntas Sísmicas A	Edificio con Juntas Sísmicas B	Edificio sin juntas sísmicas
R	7	7	8
Ω_r	2.5	2.5	3
Cd	5.5	5.5	5.5
P	1.3	1	1

Nota: Elaboración propia.

Tabla 21. Coeficiente sísmico

Coeficiente Sísmico			
NSE 3	Edificio con Juntas Sísmicas A	Edificio con Juntas Sísmicas B	Edificio sin juntas sísmicas
TFX (Tx modelo)	0.405	1.268	0.453
TFy (Ty modelo)	0.398	1.267	0.405
Ed	1	1	1

Nota: Elaboración propia.

Tabla 22. Parámetros de los edificios ETABS

Parámetros del Edificio ETABS			
NSE 3	Edificio con Juntas Sísmicas A	Edificio con Juntas Sísmicas B	Edificio sin juntas sísmicas
Ws (tonnef)	3191.4537	974.15249	4065.4428
V1x (tonnef)	219.86263	26.18383	218.59743
V1y	259.29242	26.20251	281.8241
Irregularidades	NO	NO	SI

Nota: Elaboración propia.

D. Pre-dimensionamiento de los Elementos de los Edificios

Pre-dimensionamiento de Losas T

Las Tablas 23, 24 y 25 muestran el pre-dimensionamiento estructural de losas y vigas principales para los edificios analizados. En la Tabla 23, se indican las dimensiones base de las losas tipo T, con un espesor mínimo recomendado de 12 cm y un área útil de 3 x 3 metros.

Tabla 23. *Pre-dimensionamiento de losas T*

Pre-dimensionamiento de Losas T		
Espesor mínimo recomendado	12	Cm
Ancho L1	3	M
Largo L1	3	M
Espesor L1	12	Cm

Nota: Elaboración propia.

Pre-dimensionamiento de Vigas

Tabla 24. *Pre-dimensionamiento de vigas principales*

Pre-dimensionamiento de Vigas principales		
VP1		47.92
Factor de altura	12	(Entre 9 y 12)
Factor de base	1	Entre (0,5 y 0,3)
Luz Libre	6	M
H viga recomendado	60	Cm
B viga	30	Cm

Nota: Elaboración propia.

Tabla 25. Pre-dimensionamiento de vigas secundarias

Pre-dimensionamiento de Vigas secundarias		
VS1		41.07
Factor de altura	14	Recomendado 14
Factor de base	1	Entre (0,5 y 0,3)
Luz Libre	6	M
H viga recomendado	60	Cm
B viga	30	Cm

Nota: Elaboración propia.

Pre-dimensionamiento Columnas Centrales

Las Tablas 26 y 27 presentan el pre-dimensionamiento de elementos estructurales clave. La Tabla 26 expone los datos generales de las columnas centrales, incluyendo el área tributaria asignada, el peso unitario de carga y la resistencia del concreto ($f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$), datos esenciales para la verificación de capacidad axial. La Tabla 27 muestra las dimensiones asignadas a las columnas centrales por nivel, evidenciando cómo aumentan sus secciones en los niveles inferiores para resistir mayores cargas, utilizando columnas de hasta 0.60 m.

Tabla 26. Datos generales de columnas centrales

CC 60x60		
Área tributaria	58.5	M ²
Peso unitario	1000	Kg/m ²
F' _c	350	Kg/cm
	3500000	Kg/m ²

Nota: Elaboración propia.

Tabla 27. Dimensiones por utilizar de columnas centrales por nivel

CC				
Bajos	Altos	Nivel	A utilizar	
0.18	0.18	6	0.50	M
0.25	0.25	5	0.50	M
0.30	0.30	4	0.50	M
0.35	0.35	3	0.60	M
0.39	0.39	2	0.60	M
0.43	0.43	1	0.60	M

Nota: Elaboración propia.

Pre-dimensionamiento Columnas de Borde

Las Tablas 28 y 29 resumen el pre-dimensionamiento de columnas centrales y de borde. La Tabla 28 presenta los datos generales de las columnas de borde, incluyendo el área tributaria, peso unitario y resistencia del concreto. Complementando esta información, la Tabla 29 detalla el área a utilizar en columnas de borde por nivel, donde se observa un aumento progresivo desde 0.50 m² hasta 0.70 m², en función de la altura del edificio y las exigencias estructurales.

Tabla 28 Datos generales de columnas bordes

CB 60x60		
Área tributaria	36	M ²
Peso unitario	1000	Kg/m ²
F'c	350	Kg/cm

Nota: Elaboración propia.

Tabla 29. Área a utilizar de columnas bordes

CB			
Borde	Nivel	Por vigas	
0.218	1	0.500	M
0.308	2	0.500	M
0.377	3	0.500	M
0.435	4	0.600	M
0.486	5	0.600	M
0.533	6	0.700	M

Nota: Elaboración propia.

Pre-dimensionamiento de Columna Esquina

La Tabla 30 presenta los datos generales, como el área tributaria, el peso unitario aplicado y la resistencia del concreto utilizada. La Tabla 31 muestra cómo varía el área requerida para estas columnas en cada nivel, aumentando progresivamente hacia la base del edificio para responder adecuadamente a las mayores exigencias estructurales.

Tabla 30. Datos generales de columna de esquina

CE 60x60		
Área tributaria	18	M ²
Peso unitario	1000	Kg/m ²
F'c	350	Kg/cm
	$E = 4 \times 10^6$	Kg/m ²

Nota: Elaboración propia.

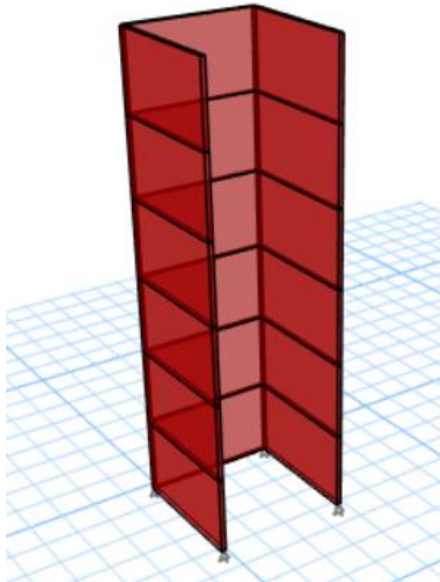
Tabla 31. Área de columnas de esquina a utilizar

CE			
Esquina	Nivel	Por vigas	
0.248	1	0.500	M
0.351	2	0.500	M
0.430	3	0.500	M
0.497	4	0.600	M
0.555	5	0.700	M
0.609	6	0.750	M

Nota: Elaboración propia.

Muros de Cortante

Figura 16. Deformaciones unitarias en la columna.



Nota: Elaboración propia.

E. Derivas de los Edificios

La separación entre los edificios para Juntas Sísmicas proporciona una guía sobre las dimensiones y la ubicación recomendadas para las juntas sísmicas en el diseño del edificio. Esta tabla detalla las separaciones necesarias entre las diferentes secciones del edificio en forma de "L" para permitir un movimiento adecuado durante eventos sísmicos. En este caso, el valor más grande es 13.14 cm en x. Por lo que se puede aproximar a **13.5 cm** en obra.

Tabla 32. Comparación del refuerzo de vigas principal

Separación Entre los Edificios						
Nivel	Desplazamiento	A	B	Separación (m)	Cm	Mm
6	U _x	0.012089	0.020068	0.023427944	2.342794368	23.42794368
	U _y	0.013343	0.019825	0.023896993	2.389699299	23.89699299
Nivel	Desplazamiento horizontal Según NSE 3	A	B	Separación (m)	Cm	Mm
6	Δ_{cy}	0.0664895	0.110374	0.12885369	12.88536902	128.8536902
	Δ_{cx}	0.0733865	0.109037	0.131433461	13.14334614	131.4334614

Nota: Elaboración propia.

F. Tablas de Comparación de Resultados

1. Reacciones en Vigas de los Edificios

En las reacciones en vigas se puede evidenciar la diferencia entre las fuerzas de los edificios, mostrando como las configuraciones de los edificios afectan a sus reacciones..

Tabla 33. Comparación de reacciones en vigas de los edificios

Comparación de Reacciones en Vigas de los Edificios								
Edificio con JS A			Edificio con JS B			Edificio sin JS		
CC								
50X50			50X50			50X50		
Pu	329.96	K	Pu	309.76	K	Pu	311.08	K
Mu	0.076324	Ft-k	Mu	6.9094	Ft-k	Mu	9.5156	Ft-k
60X60			60X60			60X60		
Pu	670.17	K	Pu	631.61	K	Pu	633.76	K
Mu	22.2763	Ft-k	Mu	2.7687	Ft-k	Mu	2.7547	Ft-k
CB								
50X50			50X50			50X50		
Pu	202.29	K	Pu	199.4	K	Pu	198.44	K
Mu	30.161	Ft-k	Mu	28.4269	Ft-k	Mu	9.2126	Ft-k
60X60			60X60			60X60		
Pu	377.12	K	Pu	348.4	K	Pu	348.65	K
Mu	12.5376	Ft-k	Mu	28.4269	Ft-k	Mu	9.2614	Ft-k
70X70			70X70			70X70		
Pu	457.3	K	Pu	423.26	K	Pu	423.74	K
Mu	16.5727	Ft-k	Mu	26.6358	Ft-k	Mu	27.4557	Ft-k

Comparación de Reacciones en Vigas de los Edificios								
Edificio con JS A			Edificio con JS B			Edificio sin JS		
CE								
50X50			50X50			50X50		
Pu	135.75	K	Pu	127.52	K	Pu	126.04	K
Mu	16.8466	Ft-k	Mu	14.8493	Ft-k	Mu	14.6028	Ft-k
60X60			60X60			60X60		
Pu	186.33	K	Pu	172.87	K	Pu	172.33	K
Mu	17.2038	Ft-k	Mu	16.099	Ft-k	Mu	15.9568	Ft-k
70X70			70X70			70X70		
Pu	186.33	K	Pu	172.87	K	Pu	172.33	K
Mu	17.2038	Ft-k	Mu	16.099	Ft-k	Mu	15.9568	Ft-k
75X75			75X75			75X75		
Pu	186.33	K	Pu	172.87	K	Pu	172.33	K
Mu	17.2038	Ft-k	Mu	16.099	Ft-k	Mu	15.9568	Ft-k

Nota: Elaboración propia.

2. Vigas De los Edificios

A continuación, se presentan las tablas de las vigas de los edificios, como resultados. Las Tablas 34 a 37 presentan el análisis de refuerzo y dimensiones de las vigas principales en los tres modelos estructurales estudiados. La Tabla 34 resume las dimensiones de las vigas por nivel, siendo constantes de 60 x 30 cm para todos los casos. Las Tablas 35, 36 y 37 detallan el refuerzo longitudinal y transversal de las vigas principales en los edificios con juntas sísmicas A y B, y sin juntas sísmicas, respectivamente. Se observa que el edificio con juntas sísmicas A utiliza varillas No. 8 y

No. 6 de forma regular, mientras que el edificio B presenta una mayor variación de bastones positivos y negativos en niveles inferiores. En contraste, el modelo sin juntas muestra un refuerzo más uniforme, con presencia de varilla No. 5 y No. 7 según el nivel.

Tabla 34. *Dimensiones y niveles de vigas*

Comparación del Refuerzo de Vigas Principal	
Nivel	Dimensiones (cm)
1	60 x 30
2	60 x 30
3	60 x 30
4	60 x 30
5	60 x 30
6	60 x 30

Nota: Elaboración propia.

Tabla 35. *Refuerzo de vigas en edificio con juntas sísmicas A*

Edificio con Juntas Sísmicas A			
Armado corrido negativo	Bastones negativos	Armado corrido negativo	Bastones positivos
3 # No.8	-	3 # No.6	-
3 # No.8	-	3 # No.6	-

Edificio con Juntas Sísmicas A			
Armado corrido negativo	Bastones negativos	Armado corrido negativo	Bastones positivos
3 # No.8	-	3 # No.6	-
3 # No.8	-	3 # No.6	-
3 # No.8	-	3 # No.6	-
3 # No.8	-	3 # No.6	-

Nota: Elaboración propia.

Tabla 36. Refuerzo de vigas en edificio con juntas sísmicas B

Edificio con Juntas Sísmicas B			
Armado negativo	Bastones negativos	Armado negativo	Bastones positivos
3 # No.7	-	3# No.6	-
3 # No.7	-	3# No.6	-
3 # No.7	-	3# No.6	-
3 # No.7	2 # No.7	3 # No.6	1 # No.5
3 # No.7	2 # No.7	3 # No.6	1 # No.5
3 # No.7	2 # No.7	3 # No.6	1 # No.5

Nota: Elaboración propia.

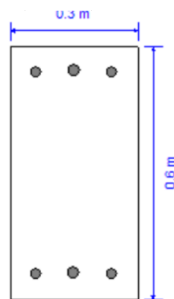
Tabla 37. Refuerzo de vigas en edificio sin juntas sísmicas

Edificio sin juntas sísmicas			
Armado negativo	Bastones negativos	Armado negativo	Bastones positivos
3 # No.5	No.5	3 # No.5	No.5
3 # No.5	No.5	3 # No.5	No.5
3 # No.5	No.5	3 # No.5	No.5
3 # No.7	-	3 # No.6	-
3 # No.7	-	3 # No.6	-
3 # No.7	-	3 # No.6	-

Nota: Elaboración propia.

Las figuras muestran los detalles geométricos de una viga típica utilizada en los edificios analizados. La Figura 17 ilustra la sección transversal de la viga con una altura de 0.6 m y un ancho de 0.3 m, así como la disposición de los refuerzos longitudinales. La Figura 18 presenta una vista lateral de la viga con una longitud de 6 metros, apoyada en sus extremos, representando su comportamiento estructural típico en los modelos utilizados.

Figura 17. Detalle de viga de los edificios



Nota: Elaboración propia.

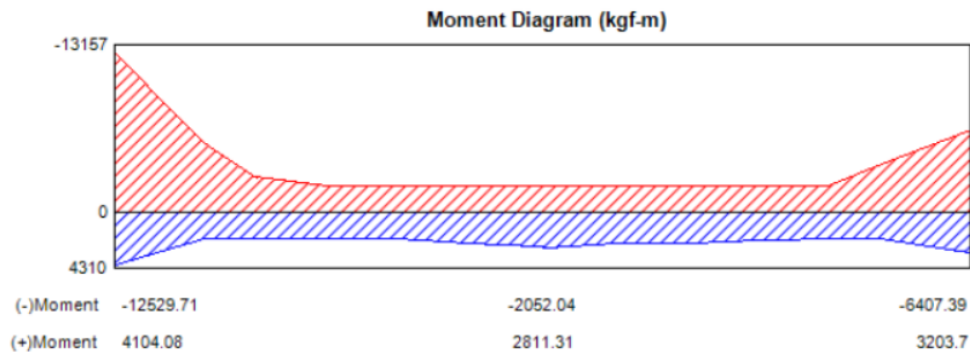
Figura 18. *Detalle de viga de los edificios*



Nota: Elaboración propia.

La Figura 19 muestra el diagrama de momentos flectores generado en una de las vigas del edificio. Se observa una distribución de momentos negativos en los extremos (valores negativos) y momentos positivos en el centro del claro. Este comportamiento es característico de vigas simplemente apoyadas con cargas distribuidas, y permite dimensionar adecuadamente el acero superior e inferior para resistir dichas solicitaciones.

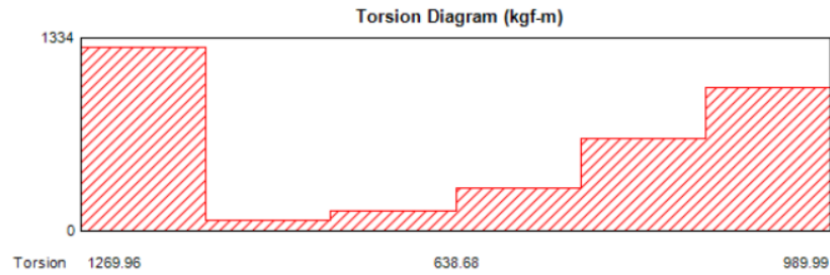
Figura 19. *Ejemplo de diagrama de momentos de una viga de los edificios*



Nota: Elaboración propia.

En esta figura se presenta el diagrama de torsión, indicando las solicitaciones torsionales a lo largo de la viga. Los valores varían a lo largo del eje, lo cual puede atribuirse a la distribución asimétrica de cargas o a la interacción estructural entre vigas y columnas en edificios con irregularidades geométricas. Estas torsiones deben ser consideradas en el diseño para garantizar la seguridad estructural.

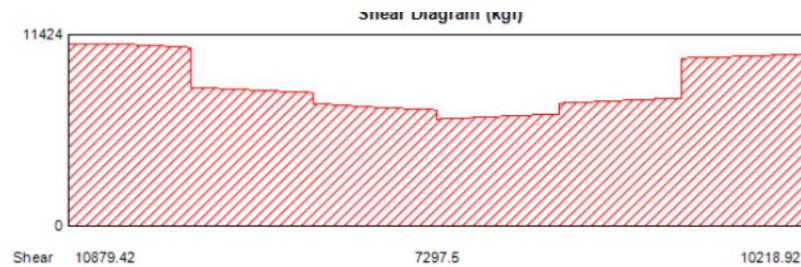
Figura 20. Ejemplo de diagrama de torsión de una viga de los edificios



Nota: Elaboración propia.

La Figura 21 corresponde al diagrama de cortantes. Se aprecia una distribución típica donde las máximas fuerzas cortantes ocurren cerca de los apoyos. Estos valores son fundamentales para el diseño del refuerzo transversal (estribos), asegurando que la viga resista adecuadamente las fuerzas internas inducidas por las cargas gravitacionales y sísmicas.

Figura 21. Ejemplo de diagrama de cortante de una viga de los edificios



Nota: Elaboración propia.

3. Columnas de los Edificios

Las Tablas 38 y 39 presentan una comparación del refuerzo requerido en columnas céntricas para tres configuraciones distintas de edificaciones: con juntas sísmicas A, con juntas sísmicas B y sin juntas sísmicas. La Tabla 38 muestra el número y tipo de varillas utilizadas por nivel y configuración, observándose que el Edificio con Juntas Sísmicas A requiere mayor cantidad de varillas, mientras que el Edificio con Juntas Sísmicas B presenta un diseño con menor cantidad, pero de mayor diámetro. La Tabla 39 complementa

esta información al mostrar las áreas de acero requerida, evidenciando que los edificios con juntas sísmicas B demandan mayor refuerzo en los primeros niveles, mientras que hacia los niveles superiores las diferencias se reducen.

Tabla 38. Comparación del refuerzo de columnas céntrica

Comparación del Refuerzo de Columnas Céntrica				
Nivel	Dimensiones (cm)	Edificio con Juntas Sísmicas A	Edificio con Juntas Sísmicas B	Edificio sin juntas sísmicas
1	60 x 60	9 # 14	10 # 14	10 # 14
2	60 x 60	9 # 14	10 # 14	10 # 14
3	60 x 60	9 # 14	10 # 14	10 # 14
4	50 x 50	12 # 11	5 # 18	9 # 14
5	50 x 50	12 # 11	5 # 18	9 # 14
6	50 x 50	12 # 11	5 # 18	9 # 14

Nota: Elaboración propia.

Tabla 39. Comparación del refuerzo de columnas céntrica

Comparación del Refuerzo de Columnas Céntrica				
Nivel	Dimensiones (cm)	Edificio con Juntas Sísmicas A (in2)	Edificio con Juntas Sísmicas B (in2)	Edificio sin juntas sísmicas (in2)
1	60 x 60	20.25	22.50	22.50
2	60 x 60	20.25	22.50	22.50
3	60 x 60	20.25	22.50	22.50

Comparación del Refuerzo de Columnas Céntrica				
Nivel	Dimensiones (cm)	Edificio con Juntas Sísmicas A (in2)	Edificio con Juntas Sísmicas B (in2)	Edificio sin juntas sísmicas (in2)
4	50 x 50	18.74	20.00	20.25
5	50 x 50	18.74	20.00	20.25
6	50 x 50	18.74	20.00	20.25

Nota: Elaboración propia.

La Figura 22 ilustra gráficamente la comparación del área de acero utilizada en las columnas céntricas de los tres tipos de edificaciones a lo largo de sus seis niveles. Se observa que el Edificio con Juntas Sísmicas B presenta los valores más altos en los primeros niveles, seguido por el Edificio sin juntas sísmicas, mientras que el Edificio con Juntas Sísmicas A muestra menores requerimientos. A medida que se asciende en altura, las diferencias entre las configuraciones disminuyen, lo que evidencia una reducción gradual en la demanda estructural para las columnas superiores. Esta representación visual permite identificar rápidamente la influencia de las juntas sísmicas en el diseño de refuerzo.

Figura 22. Comparación del refuerzo de columnas céntricas.



Nota: Elaboración propia.

La Tabla 40 muestra los cambios porcentuales en el refuerzo de columnas de borde de edificios con juntas sísmicas comparados con el edificio sin juntas. Se observa una reducción mínima (de hasta -0.0746%) en los niveles superiores. La Tabla 41 presenta el tipo de varillas usadas por nivel en columnas de borde, donde se aprecia que el edificio sin juntas requiere refuerzos levemente mayores en el primer nivel. En la Tabla 42 se cuantifican estos datos en área de acero, evidenciando que el edificio sin juntas requiere más acero especialmente en el primer nivel (48 in² frente a 44 in² en los otros).

Tabla 40. *Cambios porcentuales en comparación con edificio sin juntas sísmicas - borde*

Cambios porcentuales en comparación con el edificio sin juntas sísmicas - céntrica		
Nivel	Edificio con Juntas Sísmicas A (%)	Edificio con Juntas Sísmicas B (%)
1	0	0.00
2	0	0.00
3	0	0.00
4	-0.0746	-0.01
5	-0.0746	-0.01
6	-0.0746	-0.01

Nota: Elaboración propia

Tabla 41. *Comparación del refuerzo de columnas borde*

Comparación del Refuerzo de Columnas Borde				
Nivel	Dimensiones (cm)	Edificio con JS A	Edificio con JS B	Edificio sin JS
1	70 x 70	11 # 18	11 # 18	12 # 18

Comparación del Refuerzo de Columnas Borde				
Nivel	Dimensiones (cm)	Edificio con JS A	Edificio con JS B	Edificio sin JS
2	60 x 60	14 # 14	14 # 14	14 # 14
3	60 x 60	14 # 14	14 # 14	14 # 14
4	50 x 50	14 # 14	11 # 14	11 # 14
5	50 x 50	11 # 14	11 # 14	11 # 14
6	50 x 50	11 # 14	11 # 14	11 # 14

Nota: Elaboración propia.

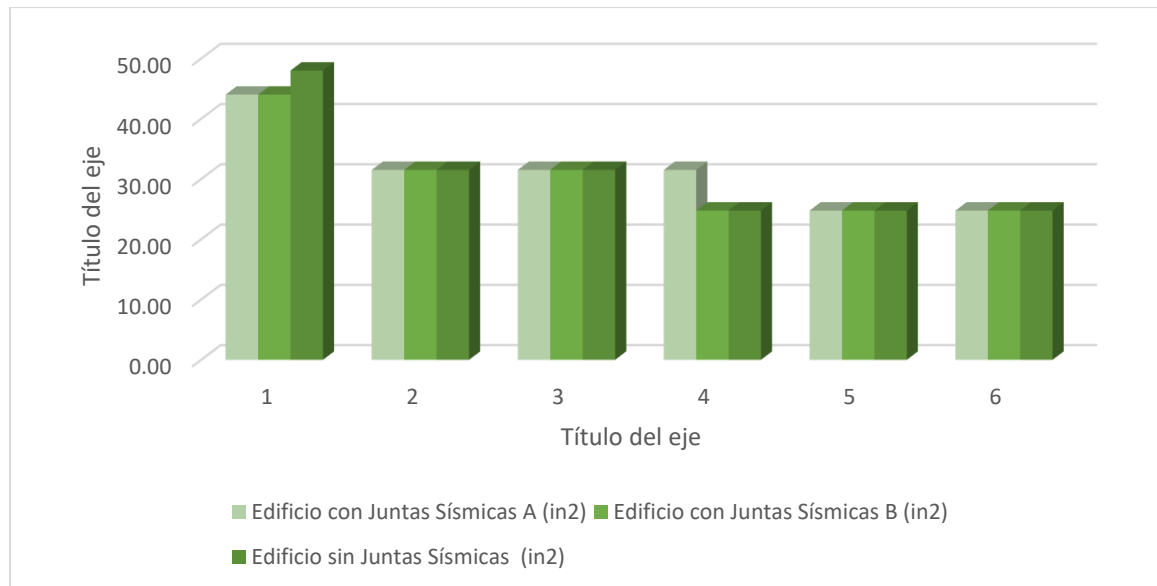
Tabla 42. Comparación del refuerzo de columnas céntrica

Comparación del Refuerzo de Columnas Borde				
Nivel	Dimensiones (cm)	Edificio con Juntas Sísmicas A (in2)	Edificio con Juntas Sísmicas B (in2)	Edificio sin juntas sísmicas (in2)
1	70 x 70	44.00	44.00	48.00
2	60 x 60	31.50	31.50	31.50
3	60 x 60	31.50	31.50	31.50
4	50 x 50	31.50	24.75	24.75
5	50 x 50	24.75	24.75	24.75
6	50 x 50	24.75	24.75	24.75

Nota: Elaboración propia.

La Figura 23 representa gráficamente estas diferencias, mostrando cómo el edificio sin juntas requiere mayor refuerzo en la base, mientras que los edificios con juntas sísmicas logran una reducción constante en los niveles superiores.

Figura 23. Comparación del refuerzo de columnas borde.



Nota: Elaboración propia.

Las Tablas 43, 44 y 45 presentan una comparación del refuerzo de columnas en esquina para tres edificaciones: una con juntas sísmicas A, otra con juntas sísmicas B y una sin juntas sísmicas. La Tabla 43 muestra los cambios porcentuales en el refuerzo de columnas de esquina de edificios con juntas sísmicas comparados con el edificio sin juntas. En la Tabla 44 se indican las dimensiones de las columnas y el tipo y cantidad de refuerzo por nivel, mientras que la Tabla 45 muestra el área de acero total en pulgadas cuadradas (in²). Se observa que del nivel 1 al 3, los tres edificios tienen refuerzos similares, con un área constante de 22.25 in². A partir del nivel 4, el edificio con juntas sísmicas A presenta un aumento en el refuerzo (hasta 18.74 in²), mientras que los otros dos edificios mantienen un área mayor (hasta 20.25 in² en el nivel 6), lo que refleja que, aunque los refuerzos son similares en los primeros niveles, las diferencias se acentúan en los superiores.

Tabla 43. Cambios porcentuales en comparación con edificio sin juntas sísmicas – borde

Cambios porcentuales en comparación con el edificio sin juntas sísmicas - Borde		
Nivel	Edificio con Juntas Sísmicas A (%)	Edificio con Juntas Sísmicas B (%)
1	-0.0833	-0.08
2	0	0.00
3	0	0.00
4	0.2727	0.00
5	0	0.00
6	0	0.00

Nota: Elaboración propia.

Tabla 44. Comparación del refuerzo de columnas esquina

Comparación del Refuerzo de Columnas Esquina				
Nivel	Dimensiones (cm)	Edificio con Juntas Sísmicas A	Edificio con Juntas Sísmicas B	Edificio sin juntas sísmicas
1	75 x 75	9 # 14	10 # 14	10 # 14
2	70 x 70	9 # 14	10 # 14	10 # 14
3	60 x 60	9 # 14	10 # 14	10 # 14
4	50 x 50	12 # 11	5 # 18	9 # 14
5	50 x 50	12 # 11	5 # 18	9 # 14
6	50 x 50	12 # 11	5 # 18	9 # 14

Nota: Elaboración propia.

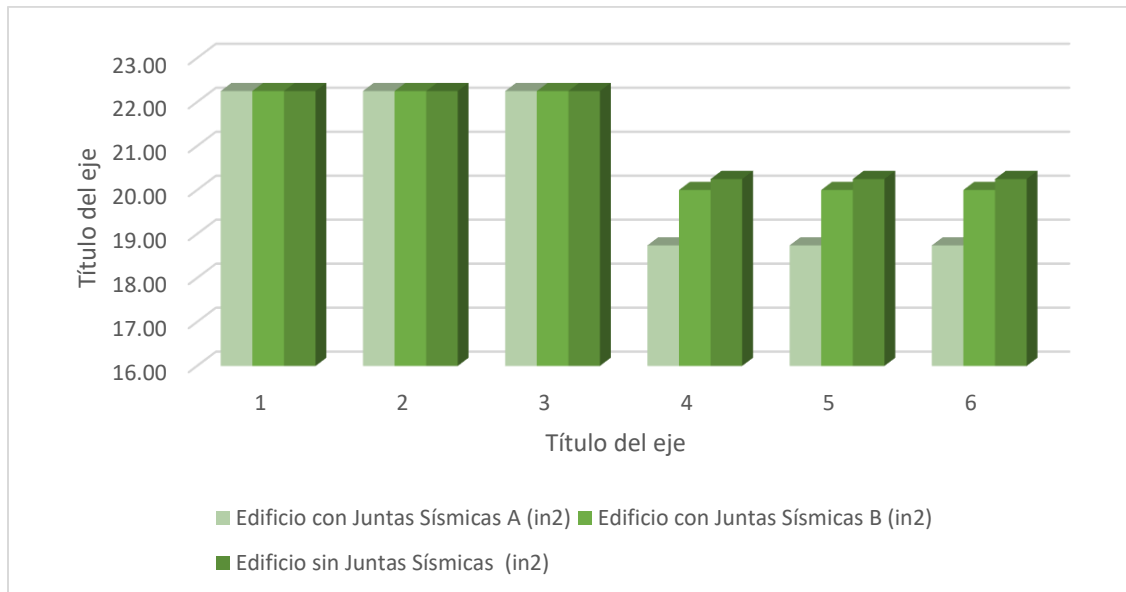
Tabla 45. Comparación del refuerzo de columnas esquina

Comparación del Refuerzo de Columnas Esquina				
Nivel	Dimensiones (cm)	Edificio con Juntas Sísmicas A (in2)	Edificio con Juntas Sísmicas B (in2)	Edificio sin juntas sísmicas (in2)
1	75 x 75	22.25	22.25	22.25
2	70 x 70	22.25	22.25	22.25
3	60 x 60	22.25	22.25	22.25
4	50 x 50	18.74	20.00	20.25
5	50 x 50	18.74	20.00	20.25
6	50 x 50	18.74	20.00	20.25

Nota: Elaboración propia.

La Figura 24 visualiza gráficamente los valores mostrados en la Tabla 45. Se nota que los tres edificios tienen un comportamiento idéntico en los tres primeros niveles, con áreas de refuerzo iguales. Sin embargo, en los niveles 4 al 6 se evidencia una diferencia progresiva, donde el edificio sin juntas sísmicas requiere una mayor área de refuerzo que los edificios con juntas. Este comportamiento puede atribuirse a la distribución de cargas y disipación de energía que ofrecen las juntas sísmicas, lo cual permite una optimización del refuerzo estructural en los niveles superiores.

Figura 24. Comparación del refuerzo de columnas esquina.



Nota: Elaboración propia.

Tabla 46. Cambios porcentuales en comparación con el edificio sin juntas sísmicas – esquina

Cambios porcentuales en comparación con el edificio sin juntas sísmicas - Esquina		
Nivel	Edificio con Juntas Sísmicas A (%)	Edificio con Juntas Sísmicas B (%)
1	-0.1	0.00
2	-0.1	0.00
3	-0.1	0.00
4	-0.0746	-0.01
5	-0.0746	-0.01
6	-0.0746	-0.01

Nota: Elaboración propia.

Las columnas ubicadas en el centro del edificio muestran un comportamiento muy contrastante. En el edificio A, aunque hay un pequeño aumento en la carga axial (Pu), el momento resistente (Mu) se ve severamente afectado, especialmente en columnas de 50x50, con una reducción del -99.20%. Esto indica un mal desempeño ante cargas sísmicas. El edificio B, en cambio, presenta variaciones mínimas.

Tabla 47. *Comparación de columnas de centro entre edificios con cargas sísmicas (A y B) y el edificio sin juntas sísmicas*

CC (Centro-Centro):				
Dimensiones	Pu A (%)	Pu B (%)	Mu A (%)	Mu B (%)
50x50	6.08%	-0.42%	-99.20%	-27.37%
60x60	5.75%	-0.34%	708.79%	0.51%

Nota: Elaboración propia.

En esta zona, las columnas muestran aumentos considerables en carga axial (Pu), especialmente en el edificio A, alcanzando más del 8%. Los momentos (Mu) también aumentan en algunas columnas, como la de 50x50, pero en otras disminuyen. Esto sugiere que la respuesta estructural es más irregular y depende del tamaño de la columna.

Tabla 48. *Comparación de borde de esquina entre edificios con cargas sísmicas (A y B) y el edificio sin juntas sísmicas*

CB (Centro-Borde):				
Dimensiones	Pu A (%)	Pu B (%)	Mu A (%)	Mu B (%)
50x50	1.94%	0.48%	227.44%	208.55%
60x60	8.17%	-0.07%	35.36%	207.02%
70x70	7.92%	-0.11%	-39.63%	-2.99%

Nota: Elaboración propia.

Las columnas en las esquinas tienen un comportamiento más uniforme. Tanto en el edificio A como en el B, las variaciones en carga axial y momento son menores. El edificio A presenta ligeros aumentos en μ , mientras que el edificio B mantiene valores muy estables, lo que indica mejor control en esta zona.

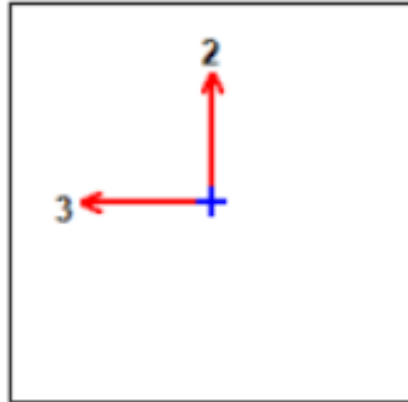
Tabla 49. Comparación de columnas de esquina entre edificios con cargas sísmicas (A y B) y el edificio sin juntas sísmicas

CE (Centro-Esquina):				
Dimensiones	Pu A (%)	Pu B (%)	Mu A (%)	Mu B (%)
50x50	7.71%	1.18%	15.37%	1.69%
60x60	8.13%	0.31%	7.82%	0.89%
70x70	8.13%	0.31%	7.82%	0.89%
75x75	8.13%	0.31%	7.82%	0.89%

Nota: Elaboración propia.

La Figura 25 muestra el modelo de sección de vigas utilizado en el análisis estructural, representando los ejes locales 2 y 3, que indican las direcciones principales del momento flector y del cortante. Esta visualización es esencial para entender cómo se orientan las secciones en el modelo tridimensional y cómo interactúan con las cargas aplicadas.

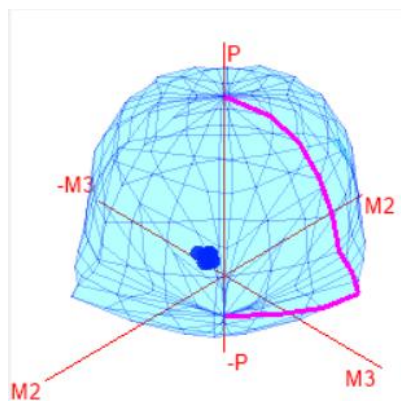
Figura 25. *Modelo de sección de vigas en el modelo, dimensiones variantes.*



Nota: Elaboración propia.

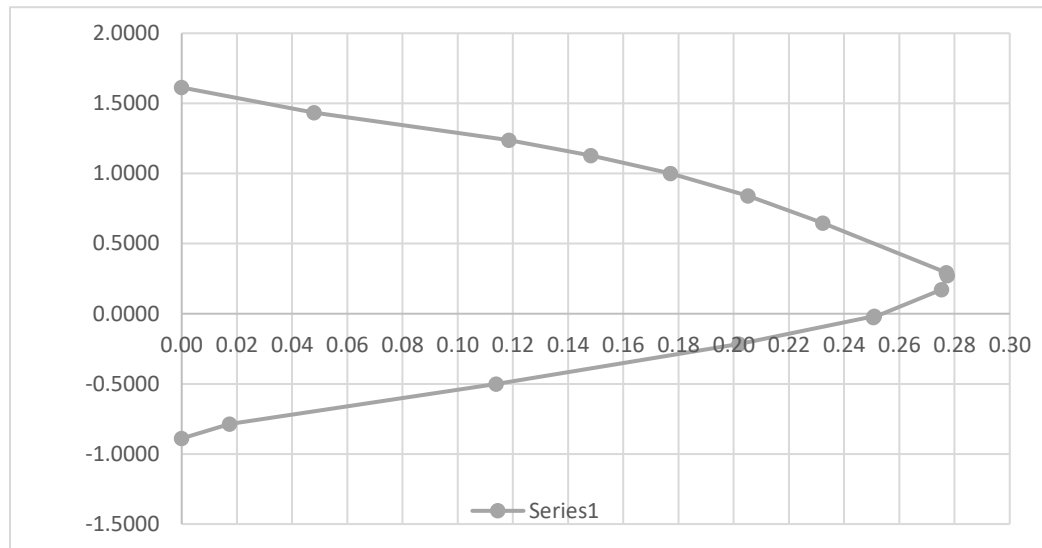
Las Figuras 26 y 27 presentan ejemplos de diagramas de interacción de vigas resultantes en los edificios. La Figura 26 muestra un modelo tridimensional del dominio de interacción entre los momentos y la carga axial, mientras que la Figura 27 representa la misma interacción en un gráfico bidimensional, útil para interpretar el comportamiento estructural de las vigas ante combinaciones de cargas.

Figura 26. *Ejemplo de diagrama 3D de interacción de vigas resultantes en los edificios.*



Nota: Elaboración propia.

Figura 27. Ejemplo de diagrama de interacción de vigas resultantes en los edificios.

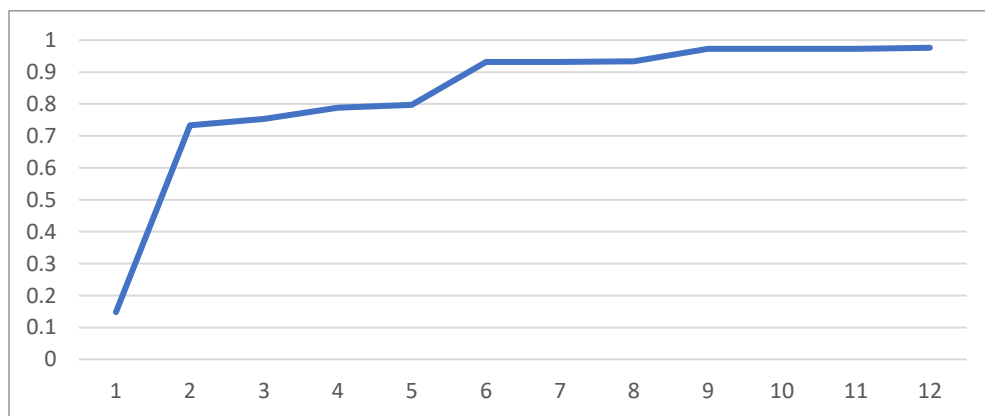


Nota: Elaboración propia.

4. Modo de vibración vs masa modal participante Y - Edificio A

La gráfica muestra cómo la masa modal participante en dirección X para el Edificio A alcanza rápidamente valores altos desde los primeros modos de vibración, superando el 90% en el modo 4. Esto indica una buena representación de la masa en los primeros modos, característica deseable para un análisis dinámico efectivo.

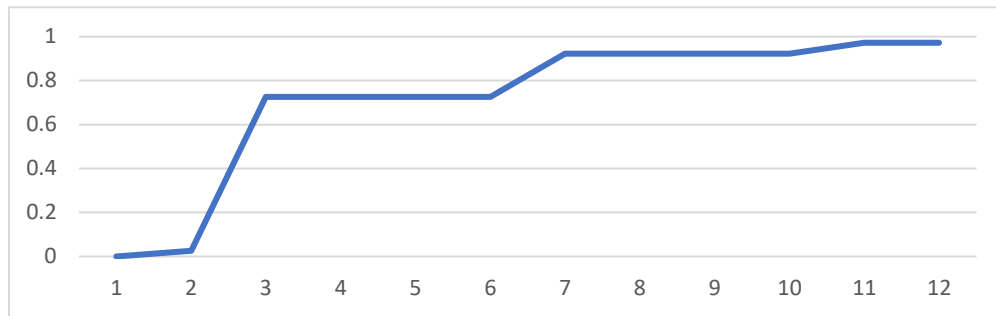
Figura 28. Modo de vibración vs masa modal participante X - Edificio A



Nota: Elaboración propia.

En dirección Y, el Edificio A presenta un comportamiento similar, alcanzando también un alto porcentaje de masa modal en los primeros modos. Se observa una acumulación eficiente de masa en el modo 3 y una estabilización posterior.

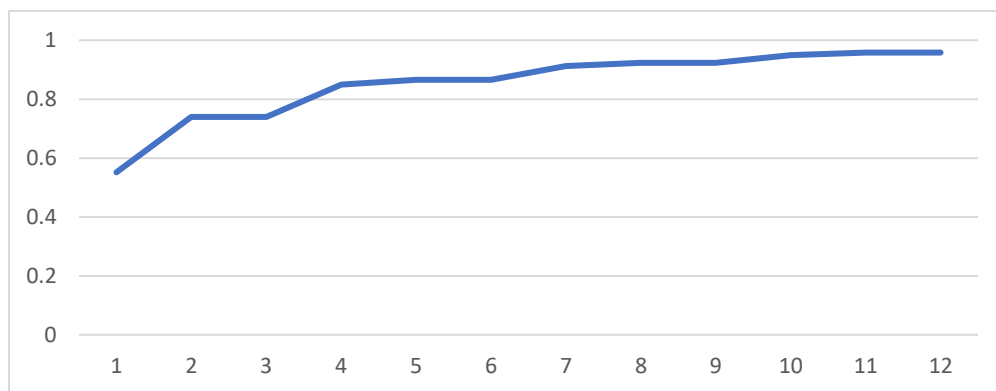
Figura 29. *Modo de vibración vs masa modal participante Y - edificio A*



Nota: Elaboración propia.

Para el Edificio B, la masa modal en dirección X presenta un crecimiento progresivo, alcanzando más del 90% a partir del modo 6. Esto sugiere una participación ligeramente más distribuida de la masa entre varios modos, en comparación con el Edificio A.

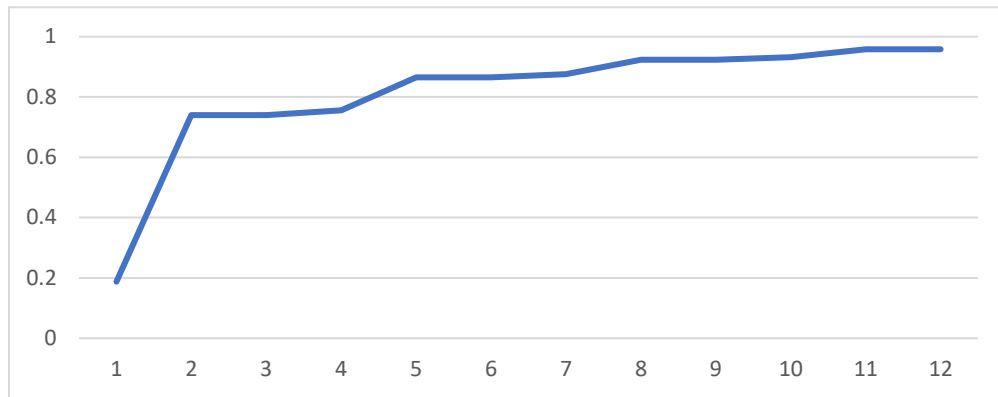
Figura 30. *Modo de vibración vs masa modal participante X edificio B*



Nota: Elaboración propia.

En dirección Y, el Edificio B muestra una tendencia similar a la de la dirección X, con acumulación gradual de masa modal. La participación alcanza el 90% cerca del modo 6, manteniendo un buen nivel de respuesta dinámica.

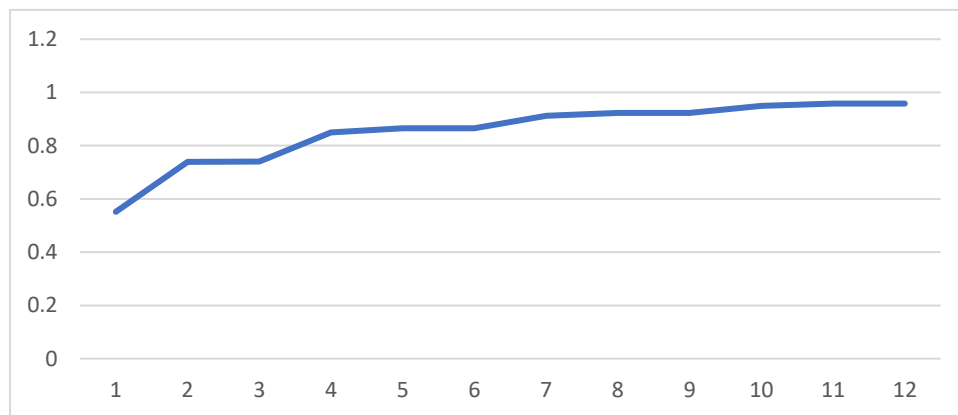
Figura 31. *Modo de vibración vs masa modal participante Y edificio B*



Nota: Elaboración propia.

La gráfica del Edificio Base en dirección X revela una participación de masa modal que supera el 90% en los primeros 6 modos. Se evidencia una respuesta estructural eficiente, aunque con una progresión más paulatina que en los edificios con juntas.

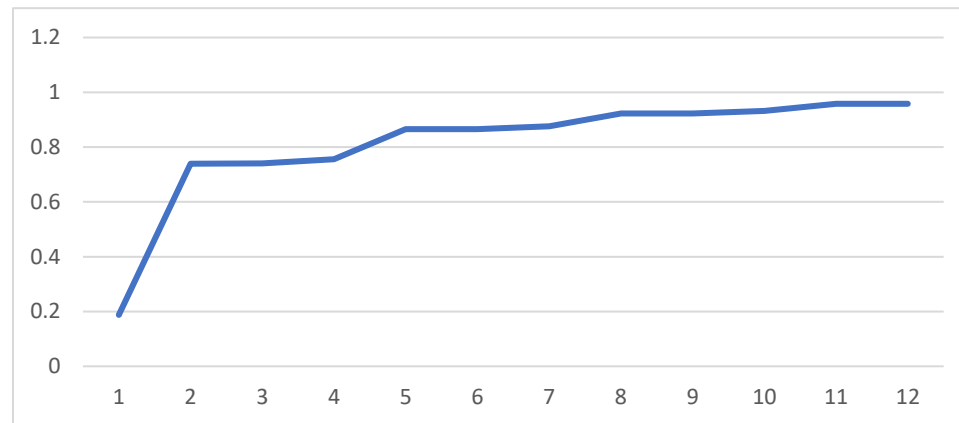
Figura 32. *Modo de vibración vs masa modal participante X edificio base*



Nota: Elaboración propia.

En la dirección Y, el Edificio Base también muestra una acumulación progresiva de masa modal, alcanzando un comportamiento similar al de la dirección X. La distribución es efectiva, aunque menos abrupta que en los otros modelos.

Figura 33. *Modo de vibración vs masa modal participante Y Edificio Base*



Nota: Elaboración propia.

Discusión de los Resultados

El análisis estructural de los edificios se realizó considerando las condiciones sísmicas del suelo. Para este análisis, el suelo fue clasificado como tipo B conforme a la NSE 2, lo que corresponde a suelos con características intermedias entre suelos rígidos y suelos blandos. El movimiento de este suelo influye directamente en el comportamiento estructural del edificio. El diseño sísmico basado en esta clasificación debe tener en cuenta las posibles amplificaciones de aceleraciones que se presentarán durante un evento sísmico.

En cuanto al espectro sísmico utilizado, se ha adoptado el espectro de diseño elástico basado en las normativas locales las NSE 1, 2.1, 2 y 3. Estos códigos establecen los parámetros sísmicos específicos de la región, incluyendo factores como la aceleración espectral, la amplificación del sitio y la respuesta estructural para los edificios en diferentes clases de suelo y tipos de ocupación. Para el proyecto, se consideraron los siguientes

parámetros, basados en los factores presentados en los resultados de la investigación, tabla 19, basados en Guatemala, Guatemala:

- $S_{cr} = 1.43$
- $F_a = 1.00$
- Factor $T_I = 2.43$

Estos valores fueron utilizados para calcular las fuerzas sísmicas que actúan sobre el edificio, así como para determinar los desplazamientos máximos permitidos y los requisitos de refuerzo en función del tipo de estructura y la regularidad del edificio.

Se modelaron tres edificios, uno sin juntas sísmicas, el cual presenta irregularidad horizontal debido a su geometría en forma de L, y dos edificios con juntas sísmicas (A y B) que presentan configuraciones regulares. El uso de juntas sísmicas en los edificios A y B se incorporó para mejorar el desempeño sísmico y permitir un comportamiento más simple durante un evento sísmico. Las juntas permiten que el edificio se divida en segmentos más pequeños, reduciendo los esfuerzos y momentos en la estructura.

El análisis de los tres edificios, dos con juntas sísmicas y uno sin ellas, se realizó con el objetivo de evaluar las diferencias en su comportamiento estructural frente a cargas externas, así como determinar los efectos de las juntas sísmicas en el diseño. Todos los edificios tienen una altura de 6 pisos, con una distancia entre pisos de 3.5 metros, resultando en una altura total de 21 metros. Las dimensiones en planta para cada uno de los edificios varían dependiendo de si cuenta con juntas sísmicas y de la configuración de la estructura.

El Edificio sin juntas sísmicas, presenta una geometría en forma de L, lo cual lo clasifica como un edificio con irregularidad horizontal. Esta geometría genera concentraciones de esfuerzos en las esquinas y puntos críticos donde el edificio cambia de dirección, lo que puede incrementar los desplazamientos y deformaciones durante un evento sísmico.

Edificio con Juntas Sísmicas, presenta juntas sísmicas que dividen el edificio en dos segmentos estructurales, el edificio A y el edificio B, como se puede ver en la Figura 34 del presente trabajo. La geometría se simplifica al eliminar las irregularidades

horizontales, y las juntas permiten que los segmentos se muevan de manera independiente durante un sismo, reduciendo así la interacción entre diferentes partes del edificio. El Edificio A, cuenta con una disposición diferente, resultando en una configuración más regular en comparación con los otros edificios, además de que no cuenta con muros de cortante.

En cuanto a los materiales utilizados, se seleccionaron concretos y aceros que cumplen con las especificaciones de las normas internacionales y locales. El concreto tiene una resistencia especificada de 5,000 klb/plg² y el acero de refuerzo posee una resistencia de 60,000 klb/plg², ambos cumpliendo con la norma ACI 318-14.

El software ETABS 21 fue utilizado para realizar los modelos de los tres edificios. Este programa permite realizar análisis estáticos y dinámicos, simulando el comportamiento de la estructura bajo diferentes tipos de cargas. Siempre cumpliendo con las especificaciones de la norma ACI 318-14, al igual que el

En cuanto a los elementos estructurales, las vigas fueron redimensionadas con una altura de 60 cm y un ancho de 30 cm en los tres edificios. Estas dimensiones son estándar para edificios de concreto reforzado con características similares a las del presente proyecto. Las vigas son responsables de resistir las cargas que se transfieren desde las losas y las columnas, y su refuerzo se calculó en función de las cargas aplicadas y los requisitos sísmicos.

El pre-dimensionamiento de las columnas varió según su ubicación (centro, borde o esquina) y el nivel del edificio. En el modelo base, las columnas en el centro tienen dimensiones de 0.50 x 0.50 m en los primeros tres niveles, aumentando a 0.60 x 0.60 m en los tres niveles inferiores, hasta 0.75 x 0.75 cm en los últimos pisos en algunas columnas. Las columnas en el borde y en las esquinas siguen un patrón similar, pero con incrementos mayores en sus dimensiones para resistir las fuerzas adicionales generadas por su ubicación y por las cargas sísmicas.

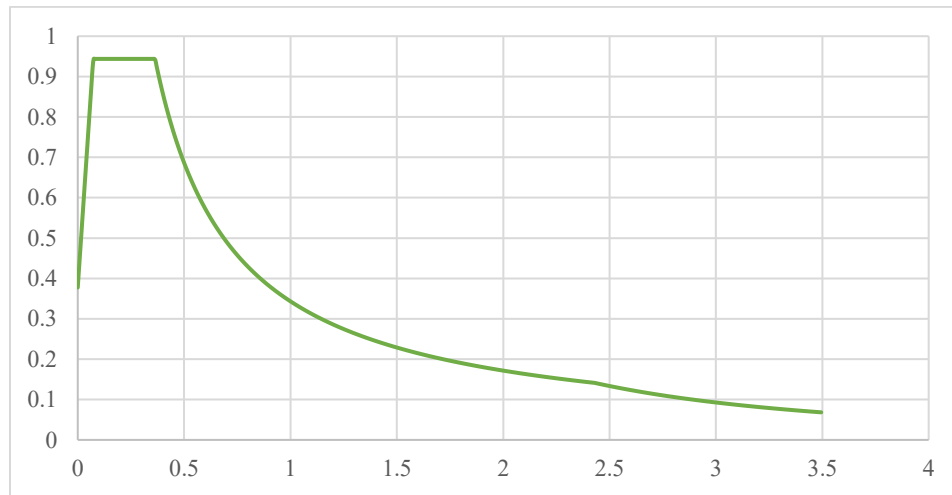
Las losas de piso y techo fueron modeladas con un espesor uniforme, y su refuerzo fue calculado con base en las cargas vivas y muertas definidas para cada tipo de uso. Para

los pisos típicos, las cargas muertas son de 40 kg/m², mientras que las cargas vivas oscilan entre 200 y 500 kg/m² dependiendo de la zona del edificio de apartamentos.

Los análisis realizados en ETABS 21 incluyeron:

- Análisis modal espectral para determinar las frecuencias naturales de vibración y los modos de oscilación del edificio.

Figura 35. *Espectro sísmico - Guatemala, Guatemala - tipo de suelo B - sismo ordinario.*



- Análisis estático para obtener las reacciones y momentos en las vigas y columnas bajo cargas gravitacionales.
- Análisis dinámico que simula el comportamiento del edificio durante un sismo, aplicando las aceleraciones espectrales correspondientes.

En este apartado, se presenta una comparación detallada del refuerzo estructural utilizado en los tres edificios analizados: el edificio sin juntas sísmicas, el edificio A con juntas sísmicas y el edificio B con juntas sísmicas. La comparación incluye el análisis de las vigas, losas y columnas, destacando las diferencias en cuanto a la cantidad de acero de refuerzo, las dimensiones y los requisitos normativos para cada caso.

Las vigas en los tres modelos fueron dimensionadas siguiendo las especificaciones de la ACI 318-14 y las normas locales de diseño sísmico NSE. La altura de las vigas se fijó en 60 cm, con un ancho de 30 cm, como pre-dimensionamiento general. Sin embargo, la cantidad de refuerzo de acero cambia con respecto a lo eventos en los distintos modelos, dependiendo de las cargas y el comportamiento sísmico esperado para cada edificio.

En el edificio sin juntas sísmicas, dado a que este presenta una geometría irregular en planta (en forma de L), ciertas vigas, en especial en los extremos sufren mayores esfuerzos, lo que se traduce en una mayor necesidad de refuerzo. Las vigas en las esquinas y en zonas críticas del edificio sin juntas sísmicas requieren un mayor número de varillas para resistir los momentos y los esfuerzos generados durante un sismo.

En el edificio A con Juntas Sísmicas, las juntas sísmicas permiten que los segmentos del edificio se muevan de manera independiente, reduciendo los esfuerzos en las vigas en comparación con el edificio sin juntas. Teniendo así, una reducción en la cantidad de acero de refuerzo necesario en las vigas. En general, las vigas presentan menos varillas en las zonas de transición entre segmentos y las zonas de borde.

El edificio B tiene una configuración que optimiza el comportamiento estructural, resultando en un refuerzo de vigas menor al del edificio sin juntas. Sin embargo, la cantidad de refuerzo sigue siendo mayor en comparación con el edificio A debido a la configuración específica del edificio y a las mayores demandas en algunos puntos de conexión entre segmentos.

Las columnas en los tres modelos son elementos estructurales importantes para la estabilidad del edificio, ya que soportan las cargas verticales y laterales. Las columnas fueron diseñadas con diferentes dimensiones según su ubicación en el edificio (centrales, de borde o de esquina) y su nivel en la estructura.

En el edificio sin juntas sísmicas, las columnas en este edificio deben resistir mayores fuerzas debido a la geometría irregular y a la falta de juntas sísmicas. Como resultado, se requiere un refuerzo más robusto en las columnas centrales y de esquina, con más varillas y una mayor cantidad de estribos para resistir los esfuerzos de compresión y cortante.

En el edificio A con Juntas Sísmicas, la reducción de las solicitaciones en las columnas debido a la presencia de juntas permite que el refuerzo en las columnas sea menor en comparación con el edificio sin juntas. Las columnas de borde y de esquina presentan menos varillas y una menor cantidad de estribos.

El caso con el edificio B, es similar al edificio A, aunque con algunas diferencias en la disposición del refuerzo en las columnas de esquina, que requieren un poco más de refuerzo debido a las características del diseño estructural.

En este punto se presentan los resultados obtenidos a partir de los análisis realizados en los modelos estructurales con y sin juntas sísmicas. Se comparan las deformaciones, los esfuerzos, y los puntos críticos de rendimiento en los elementos principales para los tres edificios analizados. Estos resultados permiten evaluar cómo las juntas sísmicas impactan en el comportamiento estructural y en la necesidad de refuerzo.

Las deformaciones y los esfuerzos en vigas, losas, y columnas son indicadores importantes del rendimiento estructural de los edificios, esto en situaciones de sismo. En los tres modelos, se evaluaron las deformaciones totales y los esfuerzos máximos utilizando los métodos de análisis sísmico basado en la norma ACI 318-14 y las NSE 1, 2, 2.1 y 3.

En el Edificio sin juntas, se experimentó las mayores deformaciones debido a su forma de L, que genera una concentración de esfuerzos en las zonas de esquina y en las transiciones de dirección. Las deformaciones fueron importantes en las vigas ubicadas en las intersecciones, donde los momentos flectores fueron mayores. Los esfuerzos en las columnas también fueron más altos en comparación con los edificios con juntas sísmicas, ya que el edificio no contaba con la capacidad de desacoplarse durante un evento sísmico. Esto resultó en una mayor demanda de esfuerzo de cortante y compresión, especialmente en las columnas de esquina.

En el edificio A, dado a las juntas sísmicas de las juntas sísmicas, las deformaciones en este modelo fueron considerablemente menores en comparación con el edificio sin juntas. Las juntas permitieron que los segmentos del edificio se desplazaran de manera independiente, reduciendo las concentraciones de esfuerzos. Los esfuerzos en las vigas y columnas también disminuyeron, particularmente en las columnas de borde y de esquina,

donde la flexibilidad adicional proporcionada por las juntas permitió una redistribución más equilibrada de las cargas.

En el Edificio B, se mostró un comportamiento estructural intermedio en cuanto a sus deformaciones. Aunque las juntas sísmicas redujeron las deformaciones en comparación con el edificio sin juntas, las deformaciones fueron ligeramente mayores que en el edificio A debido a la configuración geométrica y a la disposición de las juntas. Los esfuerzos en las vigas y columnas también se mantuvieron dentro de los límites aceptables, con una mejor distribución en las zonas de borde y esquina. No obstante, se observó una mayor demanda en algunas columnas de esquina, debido a la disposición del refuerzo y a las características específicas del diseño.

En todos los modelos, se identificaron puntos críticos donde los elementos estructurales experimentaron las mayores solicitaciones, tanto por cargas gravitacionales como sísmicas. Estos puntos son clave para el diseño de refuerzos adicionales y para evitar fallas estructurales bajo cargas extremas.

En el Edificio sin juntas sísmicas, los puntos críticos se concentraron en las esquinas y en las zonas donde la forma irregular del edificio genera concentraciones de esfuerzos. En estas áreas, las vigas y columnas experimentaron mayores momentos flectores y esfuerzos de cortante, lo que requerirá mayor refuerzo en comparación con los edificios con juntas.

En el modelo del Edificio A, los puntos críticos fueron menores gracias a la presencia de juntas sísmicas que permitieron una distribución más uniforme de las cargas. Los puntos de mayor esfuerzo se encontraron en las zonas cercanas a las juntas, aunque la magnitud de los esfuerzos fue menor en comparación con el edificio sin juntas.

En el modelo el Edificio B, se mostró un comportamiento similar al edificio A, pero con algunas diferencias en los puntos críticos. Las columnas de esquina, en particular, experimentaron esfuerzos ligeramente mayores debido a la disposición geométrica y a la ubicación de las juntas.

La comparación entre los tres modelos indica que las juntas sísmicas tienen un impacto en el comportamiento estructural de los edificios bajo cargas sísmicas. Los edificios con juntas sísmicas experimentaron menores deformaciones y esfuerzos en comparación con el edificio sin juntas, aunque el refuerzo no disminuye en todos los niveles, sí se puede ver una reducción de entre 1% a 10% de reducción, lo que sugiere que las juntas permiten una mejor distribución de las cargas y reducen la demanda de refuerzo en los elementos estructurales.

Sin embargo, las diferencias en la configuración geométrica y en la disposición de las juntas entre los edificios A y B también influyeron en los resultados. Aunque ambos modelos mostraron un mejor comportamiento estructural en comparación con el edificio sin juntas, el edificio A tuvo una ventaja en términos de menores deformaciones y esfuerzos, lo que sugiere que los muros de cortante y el número de juntas sísmicas pueden optimizar aún más el rendimiento estructural.

VII. CONCLUSIONES

- Las edificaciones con irregularidad horizontal, particularmente aquellas en forma de "L", presentan desafíos significativos, como esfuerzos y momentos torsionales que afectan su comportamiento estructural, especialmente en situaciones sísmicas. Las juntas sísmicas resultan ser un elemento crítico para mitigar estos efectos, permitiendo una mejor adaptación a las deformaciones durante un sismo.
- La evaluación de puntos críticos de desempeño estructural mediante análisis de sensibilidad ha permitido identificar variables clave que afectan la respuesta de las estructuras. Se observó que la ubicación y el tamaño de las juntas sísmicas son determinantes en la efectividad del diseño estructural, sugiriendo que un diseño cuidadoso de estas juntas puede mejorar significativamente el comportamiento estructural.
- El análisis comparativo entre edificaciones con y sin juntas sísmicas ha evidenciado que la inclusión de juntas en el diseño mejora la capacidad de resistencia a sismos. Los edificios con juntas mostraron menores deformaciones y esfuerzos, lo que resalta la importancia de integrar juntas sísmicas en edificaciones en zonas sísmicas para garantizar un comportamiento estructural más seguro.
- La aplicación de normas vigentes como la ACI-318 14, en complemento con la norma nacional, NSE, ha sido fundamental en la evaluación estructural. El uso de software especializado como ETABS permitió realizar análisis precisos, destacando la relevancia de estas herramientas en la práctica de diseño estructural. Esto subraya la necesidad de seguir actualizando las metodologías de diseño basadas en evidencias obtenidas a través de simulaciones y análisis.

VIII. RECOMENDACIONES

- Se recomienda la inclusión de juntas sísmicas en el diseño de edificaciones con irregularidad horizontal, especialmente en aquellas con formas complejas como la "L". Esto ayudará a mejorar el comportamiento estructural durante eventos sísmicos y a reducir las deformaciones en los elementos estructurales.
- Es esencial que los ingenieros estructurales se mantengan actualizados sobre las normativas vigentes, como la ACI-318 14, ASCE y las NSE relacionadas. Esto asegurará que las edificaciones cumplan con los estándares de seguridad requeridos y que se utilicen las mejores prácticas de diseño.
- Se sugiere realizar análisis de sensibilidad más detallados en proyectos futuros para identificar otras variables que puedan influir en el comportamiento estructural. Esto permitirá optimizar el diseño y los recursos utilizados en la construcción.
- Es recomendable emplear software de análisis estructural avanzado, como SCI ETABS, para realizar simulaciones que consideren diferentes condiciones de carga y escenarios sísmicos. Esto proporcionará una mejor comprensión del comportamiento de la estructura ante diversas situaciones.
- Se aconseja implementar un programa de monitoreo y mantenimiento de edificaciones existentes con irregularidades. Este monitoreo permitirá detectar deformaciones o daños a lo largo del tiempo y tomar medidas correctivas de manera oportuna.
- Se recomienda continuar la investigación sobre nuevos materiales y técnicas constructivas que puedan mejorar la resistencia y durabilidad de las edificaciones frente a sismos. La utilización de tecnologías innovadoras podría ser un factor clave para aumentar la seguridad estructural.
- Se sugiere fomentar un enfoque de diseño integral que incluya la colaboración entre arquitectos, desarrolladores e ingenieros estructurales. Esto garantizará que todos los aspectos del diseño se consideren desde las etapas iniciales del proyecto.
- Se recomienda el considerar muros de cortante, dado a que ayudan en la estabilidad y resistencia estructural de un edificio, especialmente en zonas de alta sismicidad como la Ciudad de Guatemala.

IX. REFERENCIAS

- Agies. (2018a). *Nse 2 demandas estructurales y condiciones de sitio*. Obtenido de asociación guatemalteca de ingeniería estructural y sísmica:
https://conred.gob.gt/normas/nrd1/nse_2_07112018.pdf
- Agies. (2018b). *Nse 2.1 estudios geotécnicos*. Obtenido de asociación guatemalteca de ingeniería estructural y sísmica:
https://conred.gob.gt/normas/nrd1/nse_2.1_2018_estudios_geotecnicos.pdf
- Agies. (2018c). *Nse 3 diseño estructural de edificaciones*. Obtenido de asociación guatemalteca de ingeniería estructural y sísmica:
https://conred.gob.gt/normas/nrd1/nse_3_2018_diseno_estructural_de_edificaciones.pdf
- Agies. (2018d). *Nse1 generalidades, administración de las normas y supervisión técnica*. Obtenido de asociación guatemalteca de ingeniería estructural y sísmica:
https://conred.gob.gt/normas/nrd1/nse_1_2018_generalidades_administracion_de_las_normas.pdf
- Cargliano, s. (22 de abril de 2015). *¿qué es el análisis estructural?* . Obtenido de skyciv:
<https://skyciv.com/es/education/what-is-structural-analysis/>
- Disipa ingenieros. (10 de febrero de 2021). *Soluciones de protección sísmica óptimas y confiables*. Obtenido de grupo prisma :
<http://www.disipaing.com/blog/soluciones-de-proteccion-sismica-óptimas-y-confiables/>
- Escobedo, d. (septiembre de 2018). *El papel de la ingeniería ante los sismos*. Obtenido de revista ciencia:
https://www.revistaciencia.amc.edu.mx/images/revista/69_3/pdf/ingenieriasismos_1.pdf
- Galistar. (s.f.). *Conoce todo sobre el concreto reforzado*. Obtenido de galistar espana:
<https://www.galistar.es/concreto-reforzado/>

- García, a. O. (4 de diciembre de 2018). *La forma general de los edificios*. . Obtenido de <https://www.seiscubos.com/conocimiento/la-forma-general-de-los-edificios>
- Muñoz, j. (19 de junio de 2023). *Normas astm más importantes para aceros, concreto y otros materiales de construcción*. Obtenido de aceros crea: <https://aceroscrea.com/blog/normas-astm-para-aceros-y-concreto-las-mas-importantes/>
- Samira fuentes, l. G. (12 de septiembre de 2018). *Considerations about the design resistant earthquake of steel buildings in cuba*. Obtenido de ciget: <https://www.redalyc.org/journal/1813/181358509002/html/#:~:text=en%20el%20dise%c3%bl o%20de%20estructuras%20sismorresistentres%20se%20utilizan%20dis%c3%admiles%20materiales,a%20un%20comportamiento%20linealmentre%20el%c3%alstico.>
- Suárez, l. (febrero de 2020). *El problema del golpeteo entre dos estructuras*. Obtenido de universidad de puerto rico (upr): <https://www.uprm.edu/riseup/wp-content/uploads/sites/223/2020/02/golpeteo.pdf>
- Terán, a. S. (junio de 2008). *Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la zona del lago del distrito federal: ejemplo de aplicación*. Obtenido de scielo : https://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=s0185-092x2008000100003
- Vitorino, p. (12 de noviembre de 2023). *Bim y el diseño estructural*. . Obtenido de konstruedu: <https://konstruedu.com/es/blog/bim-y-el-diseno-estructural>

X. ANEXOS

A. Anexo 1

Este anexo presenta un conjunto de tablas técnicas utilizadas en el proceso de diseño estructural y evaluación sísmica de edificaciones en Guatemala. Las tablas incluyen datos de cuantificación de varillas por número y diámetro, parámetros de refuerzo balanceado para diferentes grados de acero y resistencias del concreto, límites de deriva lateral según la normativa se para diversas categorías de obra, y un listado de amenazas sísmicas y velocidad básica del viento por municipio. Esta información es esencial para aplicar correctamente los criterios de seguridad estructural y normativos en proyectos de ingeniería civil.

1. Valores de r balanceado, r para lograr diversos valores de e_t y r mínimo para flexión.

Tabla 50. valores de r balanceado, r para lograr diversos valores de e_t y r mínimo para flexión.

Número de varillas	Designación del tamaño de la varilla										
	#3	#4	#5	#6	#7	#8	#9	#10	#11	#14	#18
2	0.22	0.39	0.61	0.88	1.20	1.57	2.00	2.54	3.12	4.50	8.00
3	0.33	0.59	0.92	1.33	1.80	2.36	3.00	3.81	4.68	6.75	12.00
4	0.44	0.79	1.23	1.77	2.41	3.14	4.00	5.08	6.24	9.00	16.00
5	0.55	0.98	1.53	2.21	3.01	3.93	5.00	6.35	7.80	11.25	20.00
6	0.66	1.18	1.84	2.65	3.61	4.71	6.00	7.62	9.36	13.50	24.00
7	0.77	1.37	2.15	3.09	4.21	5.50	7.00	8.89	10.92	15.75	28.00
8	0.88	1.57	2.45	3.53	4.81	6.28	8.00	10.16	12.48	18.00	32.00
9	0.99	1.77	2.76	3.98	5.41	7.07	9.00	11.43	14.04	20.25	36.00
10	1.10	1.96	3.07	4.42	6.01	7.85	10.00	12.70	15.60	22.50	40.00
11	1.21	2.16	3.37	4.86	6.61	8.64	11.00	13.97	17.16	24.75	44.00
12	1.33	2.36	3.68	5.30	7.22	9.42	12.00	15.24	18.72	27.00	48.00
13	1.44	2.55	3.99	5.74	7.82	10.21	13.00	16.51	20.28	29.25	52.00
14	1.55	2.75	4.30	6.19	8.42	11.00	14.00	17.78	21.84	31.50	56.00
15	1.66	2.95	4.60	6.63	9.02	11.78	15.00	19.05	23.40	33.75	60.00
16	1.77	3.14	4.91	7.07	9.62	12.57	16.00	20.32	24.96	36.00	64.00
17	1.88	3.34	5.22	7.51	10.22	13.35	17.00	21.59	26.52	38.25	68.00
18	1.99	3.53	5.52	7.95	10.82	14.14	18.00	22.86	28.08	40.50	72.00
19	2.10	3.73	5.83	8.39	11.43	14.92	19.00	24.13	29.64	42.75	76.00
20	2.21	3.93	6.14	8.84	12.03	15.71	20.00	25.40	31.20	45.00	80.00
21	2.32	4.12	6.44	9.28	12.63	16.49	21.00	26.67	32.76	47.25	84.00
22	2.43	4.32	6.75	9.72	13.23	17.28	22.00	27.94	34.32	49.50	88.00

2. Derivas últimas δ ub máximas tolerables

Tabla 51 derivas últimas δ ub máximas tolerables

Estructura	Clasificación de obra		
	Categoría II	Categoría III	Categoría IV
Edificaciones NSE 7.4	0.007h _p	0.007h _p	0.007h _p
Edificaciones NSE 7.9	0.010h _p	0.010h _p	0.010h _p
Edificaciones en general	0.020h _p	0.020h _p	0.015h _p

h_p es la altura del piso para el que se calcula la deriva.^[1]

3. Valores de r balanceado, r para lograr diversos valores de e y r mínimo para flexión.

Tabla 52. Tabla a.7 valores de r balanceado, r para lograr diversos valores de e y r mínimo para flexión.

f_c	f'_c	3 000 lb/plg ² $\beta_1 = 0.85$	4 000 lb/plg ² $\beta_1 = 0.85$	5 000 lb/plg ² $\beta_1 = 0.80$	6 000 lb/plg ² $\beta_1 = 0.75$
		ρ balanceado	ρ balanceado	ρ balanceado	ρ balanceado
Grado 40 40 000 lb/plg ² (275.8 MPa)	ρ cuando $e_f = 0.004$	0.0371	0.0495	0.0582	0.0655
	ρ cuando $e_f = 0.005$	0.0232	0.0310	0.0364	0.0410
	ρ cuando $e_f = 0.0075$	0.0203	0.0271	0.0319	0.0359
	ρ cuando $e_f = 0.0075$	0.0155	0.0206	0.0243	0.0273
	ρ mínimo para flexión	0.0050	0.0050	0.0053	0.0058
Grado 50 50 000 lb/plg ² (344.8 MPa)	ρ balanceado	0.0275	0.0367	0.0432	0.0486
	ρ cuando $e_f = 0.004$	0.0186	0.0248	0.0291	0.0328
	ρ cuando $e_f = 0.005$	0.0163	0.0217	0.0255	0.0287
	ρ cuando $e_f = 0.0075$	0.0124	0.0165	0.0194	0.0219
	ρ mínimo para flexión	0.0040	0.0040	0.0042	0.0046
Grado 60 60 000 lb/plg ² (413.7 MPa)	ρ balanceado	0.0214	0.0285	0.0335	0.0377
	ρ cuando $e_f = 0.004$	0.0155	0.0206	0.0243	0.0273
	ρ cuando $e_f = 0.005$	0.0136	0.0181	0.0212	0.0239
	ρ cuando $e_f = 0.0075$	0.0103	0.0138	0.0162	0.0182
	ρ mínimo para flexión	0.0033	0.0033	0.0035	0.0039
Grado 75 75 000 lb/plg ² (517.1 MPa)	ρ balanceado	0.0155	0.0207	0.0243	0.0274
	ρ cuando $e_f = 0.004$	0.0124	0.0165	0.0194	0.0219
	ρ cuando $e_f = 0.005$	0.0108	0.0144	0.0170	0.0191
	ρ cuando $e_f = 0.0075$	0.0083	0.0110	0.0130	0.0146
	ρ mínimo para flexión	0.0027	0.0027	0.0028	0.0031

4. Listado de amenaza sísmica y velocidad básica del viento por municipio para la república de Guatemala

Tabla 53. Listado de amenaza sísmica y velocidad básica del viento por municipio para la república de Guatemala

No.	Municipio	Departamento	I ₀	Suelo Tipo A			Suelo Tipo B			Suelo Tipo C			Suelo Tipo D			Suelo Tipo E			Velocidad básica del viento (km/h)
				S _{cr}	S _{1r}	T _L	S _{cr}	S _{1r}	T _L	S _{cr}	S _{1r}	T _L	S _{cr}	S _{1r}	T _L	S _{cr}	S _{1r}	T _L	
76	Guanagazapa	Escuintla	4.2	1.68	0.51	3.58	1.68	0.57	3.06	1.80	0.74	3.09	1.77	1.16	3.84	1.59	1.92	3.90	110
77	Guastatoya	El Progreso	4.1	1.16	0.43	3.48	1.38	0.48	3.43	1.87	0.71	2.90	1.63	1.19	3.48	1.31	1.65	3.75	100
78	Guatemala	Guatemala	4.1	1.28	0.47	2.48	1.43	0.52	2.43	1.53	0.68	2.69	1.43	0.88	3.26	1.28	1.66	3.49	100

B. Anexo 2

Este anexo incluye información esencial para la correcta selección, diseño y disposición del acero de refuerzo en estructuras de concreto reforzado. Se presentan tablas con datos normalizados sobre el diámetro, área de sección transversal y peso unitario de las varillas de refuerzo, según el sistema estadounidense de unidades. Además, se incluye una tabla con los anchos mínimos requeridos del alma para el acomodo de múltiples varillas en un solo lecho, considerando estribos con forma de u del #3 y del #4, lo cual es indispensable para asegurar una colocación adecuada y segura del refuerzo.

5. Designaciones, áreas, perímetros y pesos de varillas estándar

Tabla 54. Designaciones, áreas, perímetros y pesos de varillas estándar

	Unidades usuales en EUA		
Varilla núm.	Diámetro (plg)	Área de sección transversal (plg ²)	Peso unitario (lb/pie)
3	0.375	0.11	0.376
4	0.500	0.20	0.668
5	0.625	0.31	1.043
6	0.750	0.44	1.502
7	0.875	0.60	2.044
8	1.000	0.79	2.670
9	1.128	1.00	3.400
10	1.270	1.27	4.303
11	1.410	1.56	5.313
14	1.693	2.25	7.650
18	2.257	4.00	13.600

6. Ancho mínimo del alma (pulgadas) para múltiples vigas

Tabla 55. *Ancho mínimo del alma (pulgadas) para múltiples vigas*

Tamaño de varillas	Estribos con forma de U del # 3 Número de varillas en un solo lecho					Estribos con forma de U del # 4 Número de varillas en un solo lecho					Adición por cada varilla adicional (plg)
	2	3	4	5	6	2	3	4	5	6	
#4	6.75	8.25	9.75	11.25	12.75	7.50	9.00	10.50	12.00	13.50	1.50
#5	6.88	8.50	10.13	11.75	13.38	7.63	9.25	10.88	12.50	14.13	1.63
#6	7.00	8.75	10.50	12.25	14.00	7.75	9.50	11.25	13.00	14.75	1.75
#7	7.13	9.00	10.88	12.75	14.63	7.88	9.75	11.63	13.50	15.38	1.88
#8	7.25	9.25	11.25	13.25	15.25	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00	2.00
#9	7.51	9.76	12.02	14.27	16.53	8.26	10.51	12.77	15.02	17.28	2.26
#10	7.79	10.33	12.87	15.41	17.95	8.54	11.08	13.62	16.16	18.70	2.54
#11	8.07	10.89	13.71	16.53	19.35	8.82	11.64	14.46	17.28	20.10	2.82
#14	8.83	12.22	15.60	18.99	22.37	9.39	12.77	16.16	19.54	22.93	3.39
#18	10.52	15.04	19.55	24.06	28.58	10.77	15.29	19.80	24.31	28.83	4.51

C. Anexo 3

Este anexo recopila información técnica clave para el diseño estructural, especialmente en zonas sísmicas como Guatemala. Se incluyen parámetros normativos, coeficientes de diseño y criterios de carga que permiten una adecuada caracterización sísmica, así como el dimensionamiento y la verificación estructural de edificaciones según el tipo de obra y su uso previsto.

La tabla 56 presenta el nivel de protección sísmica en función del índice de sismicidad y clase de obra, estableciendo las probabilidades de exceder el sismo de diseño en un periodo de 50 años. Las tablas 57 a 59 contienen las cargas vivas recomendadas, distancias máximas entre sondeos y áreas mínimas de exploración para proyectos estructurales según el tipo de edificación.

Las tablas 60 y 61 incluyen los coeficientes de reducción de fuerza (r), factores de sobre resistencia (ω) y de ductilidad (cd), así como los límites de altura aplicables para diversos sistemas estructurales sismo-resistentes según su materialidad y nivel de protección requerido.

Las tablas 62 a 64 detallan límites de deformación vertical permisibles, factores de comportamiento a largo plazo (k) según el tipo de material, y el factor KD utilizado para ajustar la demanda sísmica de acuerdo con la severidad esperada del evento.

7. Nivel de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño

Tabla 56. Nivel de protección sísmica y probabilidad del sismo 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]

8. Cargas vivas para edificaciones

Tabla 57. Cargas vivas para edificaciones

Tipo de ocupación o uso	Wv (kg/m ²)	Pv (kg)
Vivienda		
Balcones	300 [R]	
Habitaciones y pasillos	200 [R]	
Escaleras	300	

9. Distancias máximas entre puntos de reconocimiento y profundidades mínimas recomendadas para edificaciones

Tabla 58. Distancias máximas entre puntos de reconocimiento y profundidades mínimas recomendadas para edificaciones

Tipo de Obra	d_{max} (m)	Clasificación del tipo de sitio		d_{max} (m)	Profundidad (m)
		T1	T2		
		Profundidad (m)	Profundidad (m)		
Utilitarias	40	6	30	10	
Ordinarias	35	8	25	12	
Importantes	30	10	20	15	
Esenciales	25	15	15	30	

10. Puntos de reconocimiento por metros cuadrados de edificación y profundidades de exploración para edificaciones

Tabla 59. Puntos de reconocimiento por metros cuadrados de edificación y profundidades de exploración para edificaciones

Tipo de Obra	Clasificación del tipo de sitio	
	T1 Área por Sondeo (m ²)	T2 Área por Sondeo (m ²)
Utilitarias	1000	400
Ordinarias	750	350
Importantes	650	350
Esenciales	400	300

11. Coeficientes y factores para diseño de sistemas sismo-resistentes

Tabla 60. coeficientes y factores para diseño de sistemas sismo-resistentes

SISTEMA ESTRUCTURAL Sección 1.6 [a]		Norma	R	Ω_R	C_d	Límite de altura en metros SL - sin límite NP - no permitido				notas
						Nivel de protección				
						B	C	D	E	
E1	SISTEMA DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO	1.6.2								
	Marcos dúctiles DA									
	De concreto reforzado	NSE 7.1	8	3	5.5	SL	SL	SL	SL	[b]
	De acero estructural	NSE 7.5	8	3	5.5	SL	SL	SL	SL	--
	Compuestos acero-concreto	NSE 7.1 / 7.5	8	3	5.5	SL	SL	SL	SL	[g]
	Ductilidad intermedia DI									
	De concreto reforzado	NSE 7.1	5	3	4.5	33	20	12	NP	[b]
	De acero estructural	NSE 7.5	4.5	3	4	55	33	20	NP	--
	Compuestos acero-concreto	NSE 7.1 / 7.5	4.5	3	4.5	33	20	12	NP	[g]
	Sistemas aislados	NSE 7.7	5	3	4.5	75	75	75	75	[n]
	Ductilidad Baja DB									
	De concreto reforzado	NSE 7.1	3	3	2.5	20	NP	NP	NP	[b]
	De acero estructural	NSE 7.5	3.5	3	3	33	12	NP	NP	--
	Compuestos acero-concreto	NSE 7.1 / 7.5	3	3	2.5	33	NP	NP	NP	[g]

12. Continuación — coeficientes y factores para diseño de sistemas sismo-resistentes

Tabla 61. *continuación — coeficientes y factores para diseño de sistemas sismo-resistentes*

SISTEMA ESTRUCTURAL Sección 1.6 [a]	Norma	R	Ω_R	C_d	Limite de altura en metros SL - sin límite NP - no permitido Nivel de protección				notas
					B	C	D	E	
E3 SISTEMA GENERAL	1.6.4								
Marcos y muros estructurales									
De concreto reforzado DA	NSE 7.1	6	2.5	5	SL	SL	SL	SL	[b]
De concreto reforzado DL	NSE 7.9	4	2.5	3	[d]	[d]	[d]	[d]	[c]
De concreto reforzado DB	N/A			3	NP	NP	NP	NP	--
De mampostería reforzada DA	NSE 7.4	4	3	3.5	[f]	[f]	[f]	[f]	[e]
Paneles de concreto prefabricado	NSE 7.3	4	3	3.5	[j]	[j]	[j]	[j]	[j]

13. Valores máximos de deformación vertical

Tabla 62. *valores máximos de deformación vertical*

Tipo de miembro	Solo carga viva V	Carga viva + muerta (V + K*M)
Techos o pisos que soportan cielos con repello que pueden agrietarse.	L/360	L/240
Techos que soportan cielos flexibles que no sufren agrietamiento	L/240	L/180
Techos sin cielo	L/180	L/120

14. Valores máximos de deformación vertical

Tabla 63. *tabla de factor de deformación a largo plazo*

Madera sin tratar	Madera tratada	Concreto reforzado	Acero
K = 1	K = 0.5	K = T/(1+50*p')	K = 0

15. Factores KD de acuerdo con el nivel de sismo

Tabla 64. factores KD de acuerdo con el nivel de sismo

Nivel de sismo	Factor K _d
Sismo ordinario — 10% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.66
Sismo severo — 5% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.80
Sismo extremo — 2% probabilidad de ser excedido en 50 años	1.00
Sismo mínimo — condición de excepción	0.55

D. Anexo 4

Este anexo presenta un conjunto de tablas de referencia que fueron empleadas durante el análisis y diseño estructural del proyecto. Las tablas incluyen propiedades físicas de elementos estructurales, factores normativos y parámetros de diseño sísmico, todas ellas fundamentales para una correcta modelación y dimensionamiento según las normativas vigentes en Guatemala y estándares internacionales.

16. Tabla de factores de irregularidad

Tabla 65. tabla de factores de irregularidad

Tipo de irregularidad	Descripción	Nivel de Protección al que aplica	Sección de referencia
H1-A	Irregularidad torsional: Existe irregularidad torsional cuando la deriva máxima del nivel en un extremo de la estructura, incluyendo la torsión accidental, es mayor a 1.20 veces el promedio de las derivas en ambos extremos de la estructura, en la dirección de análisis.	B, C, D, E	1.8.3 a ◀
		C, D, E	1.8.2 a ◀
H1-B	Irregularidad torsional extrema: Existe irregularidad torsional extrema cuando la deriva máxima del nivel en un extremo de la estructura, incluyendo la torsión accidental, es mayor a 1.40 veces el promedio de las derivas en ambos extremos de la estructura, en la dirección de análisis.	E	1.8.3 b ✕
		B, C, D	1.8.3 b ◀
		C, D, E	1.8.2 a ◀
H2	Esquina entrante: Esta irregularidad existe cuando ambas proyecciones de la estructura en planta poseen un reentrante mayor al 15% de la dimensión.	C, D, E	1.8.2 a ◀ 1.8.6 ◀
H3	Diafragma discontinuo: el diafragma tiene menos del 50% del área del rectángulo que circunscribe al piso o si cambia rigidez en más de 50% de un piso al siguiente	C, D, E	1.8.2 a ◀
		B	1.8.2 b ◀
H4	Desfase lateral: Existe cuando se produce una discontinuidad en la ruta de la carga del sistema de resistencia lateral, tal que al menos uno de sus elementos verticales se encuentra desfasados del plano de los elementos de los niveles superiores o inferiores.	C, D, E	1.8.1 --
		B, C, D, E	1.9.3 Ω _r
H5	Sistema no-paralelo: Esta irregularidad se presenta cuando los elementos verticales del sistema de resistencia lateral no son paralelos a los ejes principales de la estructura.	B, C, D, E	1.8.5 --

17. Tipos de irregularidad

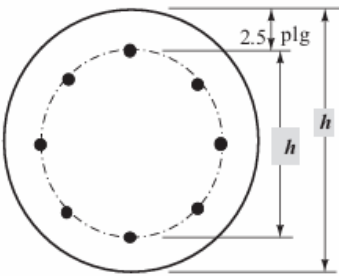
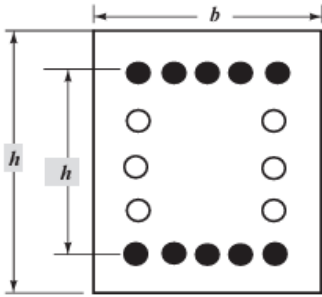
Tabla 66. tipos de irregularidad

Tipo de irregularidad	Descripción	Nivel de Protección al que aplica	Sección de referencia
V1 A	Piso flexible: La rigidez lateral de un piso es menos que 70% de la rigidez del piso de encima; o menos que 80% de la rigidez promedio de los 3 pisos encima – ver Inciso C de la Sección 1.9.2 (2).	D, E	1.9.3 a ◀
V1 B	Piso flexible – caso extremo: La rigidez lateral de un piso es menos que 60% de la rigidez del piso de encima; o menos que 70% de la rigidez promedio de los 3 pisos encima – ver Inciso C de la Sección 1.9.3.	D E	1.9.3 b ◀ 1.9.3 b ✕
V2	Masa irregular verticalmente: el peso sísmico de un piso es más del 150% del peso sísmico de cualquier piso adyacente. No necesita considerarse un techo que es más liviano que su piso inferior.	C, D, E	1.9.3 c ◀
V3	Geometría vertical escalonada: Esta condición existe cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia lateral en cualquier nivel es un 130% de la dimensión horizontal de un nivel adyacente.	C, D, E	1.9.3 a ◀
V4	Discontinuidad en el plano vertical: Existe cuando uno de los sistemas sismo-resistentes verticales sufre un desfase o reducción en su propio plano que resulta en demandas de volteo en los elementos estructurales que lo soportan.	B, C, D, E	1.9.3 Ω _R
V5	Condiciones de potencial debilidad: Existe cuando un muro o tramo arriostrado superior se interrumpe y queda soportado en columnas	D, E	1.9.4 Ω _R
V6	Discontinuidad en la resistencia lateral: Piso débil Existe cuando la resistencia lateral de un nivel es menor al 80% de la del nivel superior. La resistencia lateral del nivel es la resistencia lateral total de todos los elementos del sistema de resistencia lateral que resisten el cortante del nivel en la dirección en consideración.	C,D,E	1.9.3
V7	Discontinuidad en la resistencia lateral: Piso extremadamente débil Existe cuando la resistencia lateral de un nivel es menor al 65% de la del nivel superior. La resistencia lateral del nivel, es la resistencia lateral total de todos los elementos del sistema de resistencia lateral que resisten el cortante del nivel en la dirección en consideración.	C,D,E	1.9.3

18. Datos de tipos de columnas

Tabla 67. *datos de tipos de columnas*

Columna circular						Columna cuadrada							
h	Área	Peso	I_c	A_s^*	I_s^*	$b = h$	Área	Peso	I_c	A_s^*	$I_{s1}, \text{plg}^{4 \times 1}$	$I_{s2}, \text{plg}^{4 \times 1}$	
plg	plg ²	lb/pie	plg ⁴	plg ²	plg ⁴	plg	plg ²	lb/pie	plg ⁴	plg ²	acero dispuesto en		
											2 Caras	4 Caras	
12	113	118	1018	1.13	6.93	12	144	150	1728	1.44	17.64	11.76	
13	133	138	1402	1.33	10.62	13	169	176	2380	1.69	27.04	18.03	
14	154	160	1886	1.54	15.59	14	196	204	3201	1.96	39.69	26.46	
15	177	184	2485	1.77	22.09	15	225	234	4219	2.25	56.25	37.50	
16	201	209	3217	2.01	30.41	16	256	267	5461	2.56	77.44	51.63	
17	227	236	4100	2.27	40.86	17	289	301	6960	2.89	104.04	69.36	
18	254	265	5153	2.54	53.76	18	324	338	8748	3.24	136.89	91.26	
19	284	295	6397	2.84	69.46	19	361	376	10860	3.61	176.89	117.93	
20	314	327	7854	3.14	88.36	20	400	417	13333	4.00	225.00	150.00	
21	346	361	9547	3.46	110.84	21	441	459	16207	4.41	282.24	188.16	
22	380	396	11499	3.80	137.32	22	484	504	19521	4.84	349.69	233.13	
23	415	433	13737	4.15	168.27	23	529	551	23320	5.29	428.49	285.66	
24	452	471	16286	4.52	204.14	24	576	600	27648	5.76	519.84	346.56	
25	491	511	19175	4.91	245.44	25	625	651	32552	6.25	625.00	416.67	
26	531	553	22432	5.31	292.68	26	676	704	38081	6.76	745.29	496.86	
27	573	596	26087	5.73	346.40	27	729	759	44287	7.29	882.09	588.06	
28	616	641	30172	6.16	407.17	28	784	817	51221	7.84	1036.8	691.23	
29	661	688	34719	6.61	475.58	29	841	876	58940	8.41	1211.0	807.36	
30	707	736	39761	7.07	552.23	30	900	938	67500	9.00	1406.3	937.50	
32	804	838	51472	8.04	732.87	32	1024	1067	87381	10.24	1866.2	1244.2	
34	908	946	65597	9.08	954.45	34	1156	1204	111361	11.56	2430.5	1620.3	
36	1018	1060	82448	10.18	1222.7	36	1296	1350	139968	12.96	3113.6	2075.8	
38	1134	1181	102354	11.34	1543.8	38	1444	1504	173761	14.44	3931.3	2620.9	
40	1257	1309	125664	12.57	1924.2	40	1600	1667	213333	16.00	4900.0	3266.7	

E. Anexo 5

Este anexo presenta información técnica fundamental para el diseño estructural del proyecto, incluyendo parámetros geométricos, resistencia de materiales, irregularidades estructurales y cálculos detallados de vigas y columnas.

La tabla 65, tabla 66 y tabla 67 muestran los tipos de irregularidades estructurales horizontales y verticales según el nivel de protección requerido, así como las dimensiones y propiedades de columnas circulares y cuadradas con diferentes cantidades de acero longitudinal. Estas tablas permiten una rápida referencia durante el análisis de estabilidad global del edificio.

Las figuras 36 a 42 corresponden al cálculo detallado de vigas y columnas. Estas figuras documentan el proceso de pre-dimensionamiento, verificación de flexión, cortante y torsión, así como la comprobación de esfuerzos y armado requerido según los parámetros de diseño. También se incluyen las áreas de acero necesarias, la distribución del refuerzo, y los resultados de carga obtenidos del modelo estructural en ETABS.

Toda esta información respalda el diseño estructural propuesto, garantizando que las secciones seleccionadas cumplen con los requisitos establecidos por la normativa ACI 318-14 y las especificaciones sísmicas aplicables en Guatemala.

19. Cálculo vigas.

Figura 36. *Cálculo vigas.*

Vigas

Predimensionamiento de Vigas principales

VP1		47.92
Factor de altura	12	(Entre 9 y 12)
Factor de base	0.5	Entre (0.5 y 0.3)
Luz Libre	5.75	m
Viga recomendado	60	cm
B viga	30	cm

2.26378075 in

23.62206 in

11.81103 in

1800

180

70.86618

As min

2.6114

Es	2100000	kg/cm2
Eo	282500	kg/cm2
n	7	

EDIFICIO SIN JUNTAS SISMICAS - N1-N3

Comprobación a Flexión

Diseño de Viga Doblemente Reforzada con Concreto agrietado

(Área transformada dobl)

Nombre	Valor	Dimensional
Esfuerzo de concreto	f_c	5000 psi
Esfuerzo del acero	f_y	60000 psi
Base	b	11.81103 in
Altura	h	23.62206 in
Recubrimiento	REC	2.5 in
Relación de modulo de elasticidad	n	7
Momento flexionante	M	22,072.51 lb'ft
Altura del acero en tensión a la fibra extrema en	d'	21.12206 in
Área de acero	A_s	1.8 in ²
Área de acero a compresión	A_s'	1.32 in ²
Área seco transformada	nA_s'	12.6 in ²
	$(2n - 1)A_s$	17.2 in ²
a	a	5.9
b	b	29.8
c	c	-309
Eje neutro 1	x_1	5.14 in
Eje neutro 2	x_2	-10.18 in
Eje neutro general	x	5.14 in
Inercia de seco	I_{un}	3873 in ⁴
Esfuerzo concreto	σ_c	352 psi
Esfuerzo acero a tensión	σ_s	7651 psi
Esfuerzo acero a	σ_s'	2528 psi

1.233

10503.05

75368.56

As			As'		
No de varilla	Cantidad	Área	No de varilla	Cantidad	Área
3	0	0	3	0	0
4	0	0	4	0	0
5	0	0	5	0	0
6	0	0	6	3	1.32
7	3	1.8	7	0	0
8	0	0	8	0	0
9	0	0	9	0	0
10	0	0	10	0	0
11	0	0	11	0	0
14	0	0	14	0	0
18	0	0	18	0	0
Total		1.8	Total		1.32

Material de la Viga

	Cantidad
Acero a tensión	12.75%
Acero a compresión	4.21%
Concreto	7.03%
Comprobación	Ok

20. Cálculo vigas 2.

Figura 37. *Cálculo vigas 2.*

Corriente y Torsión

Nombre	Valor	Unidades
$V_u =$	23.1553	k
$T_u =$	22.07	ft-k
$N_u =$	0	k
$f_c =$	5000	psi
$l =$	2.263781	in.
$b =$	11.81103	in.
$h =$	23.62206	in.
$cover =$	2.5	in.
$stirrup\ dia. =$	0.5	in.
$A_s =$	3.12	in ²
$f_u =$	60,000	psi
$f =$	0.75	
$A_{sc} =$	279.00	in ²
$p_g =$	70.87	in.
$consider\ torsion\ si\ T_u <$	131872	in-lb =
10.989	ft-k	< T_u , consideración torsión
$x_2 =$	6.31	in.
$y_2 =$	18.12	in.
$A_{sh} =$	114.37	in ²
$A_s =$	97.21	in ²
$d =$	20.12206	in.
$p_h =$	48.87	in.
$V_u =$	76087	lb
Eq. 11-18 left	590	
Eq. 11-18 right	664	Perfecto tamaño de sección
$A_s/s =$	0.0303	in ² /in for 2 legs of stirrup
$V_u > \phi V_n/2$?	no es necesario el refuerzo a cortante	
$V_u =$	-45213	lb
$A_s/s =$	-0.0374	in ² /in for 2 legs of stirrup
$A_{sh}/s =$	0.0231	in ² /in for 2 legs of stirrup
$s =$	135.12	in.
$s \leq p_h/8 =$	6.11	in.
$s \leq 12 =$	12.00	in.
$s =$	6.11	in.
Use $s =$	6.00	in.
Eq. 11-23 $0.75\sqrt{f_c'} \leq \phi v_f$	0.063	< $A_v + 2A_t$ - OK
$A_t =$	1.48	in ²
Min $A_t =$	0.16	OK

Longitudes		
Luz viga 1	6	m
Bastones de los extremos	1.5	m
Bastones intermedios	4.0	m
Bastones entre vigas	1.5	m
Luz viga 2	6	m
Bastones de los extremos	1.5	m
Bastones intermedios	4.0	m
Bastones entre vigas	1.5	m

De cada lado

De cada lado

Se tomó en consideración en el modelaje de ETABS

21. Cálculo vigas 3.

Figura 38. *Cálculo vigas 3.*

[illegible]

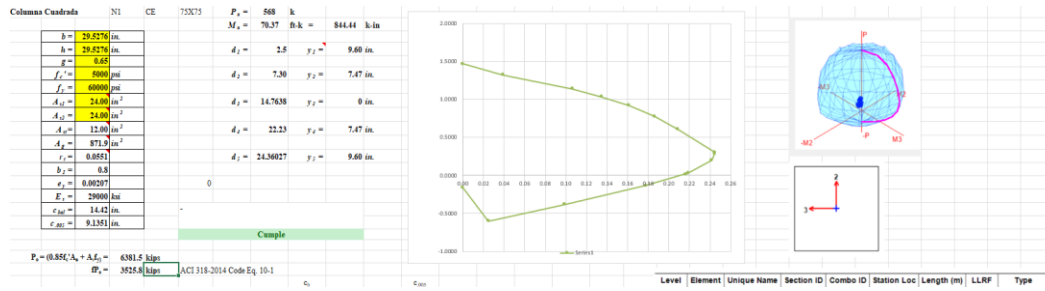
22. Cálculo columnas.

Figura 39. *Cálculo columnas.*

Columnas		Predimensionamiento		$f_c =$ 4000 ψ $f_y =$ 60000 ψ		A_s ψ ρ	
CC 6x6 Área tributaria: 36 m ² Peso unitario: 1000 kg/m ² ρ_c : 350 kg/cm ² 3500000 kg/m ²				(Va aprox de 1-1.5 ton/m ²)			
Área requerida m²				CC			
Nivel	P (kg)	Centro bajo	Centro Alto	Bajos	Altos	Nivel	A utilizar
6	36000	0.03	0.03	0.18	0.18	6	0.50 m
5	72000	0.06	0.06	0.25	0.25	5	0.50 m
4	108000	0.09	0.09	0.30	0.30	4	0.50 m
3	144000	0.12	0.12	0.35	0.35	3	0.60 m
2	180000	0.15	0.15	0.39	0.39	2	0.60 m
1	216000	0.19	0.19	0.43	0.43	1	0.60 m
Capacidad de una Columna Cuadrada				N1-N3			
$P_u =$	633.76	kips					
$f_c =$	5000	ψ	350 kg/cm ²				
$f_y =$	60000	ψ	4200 kg/cm ²				
ρ_c	1	ψ					
$A_g =$	253.5	in ²					
$b =$	15.92	in					
$\phi b =$	23.622047	in					
$A_{st} =$	20.68	in ²					
No. of bars				Bar size			
$\phi b =$	10		# 13	$A_{st} =$	22.50	in ²	Área Suficiente de Barras
As				Bar dia.			
Vo de varilla	Cantidad	Área		$r_s =$ 0.0403			
3	0	0		$A_{st} + A_s (f_y) =$ 3625.9 kips			
4	0	0		$\phi P_n =$ 1885.5 kips			
5	0	0		<--- ACI 318-2014 Table 22.4.2.1a Capacidad Suficiente			
6	0	0					
7	0	0					
8	0	0					
9	0	0					
10	0	0					
11	0	0					
14	10	22.5					
18	0	0					
	Total	22.5		CC60X60 # 14			

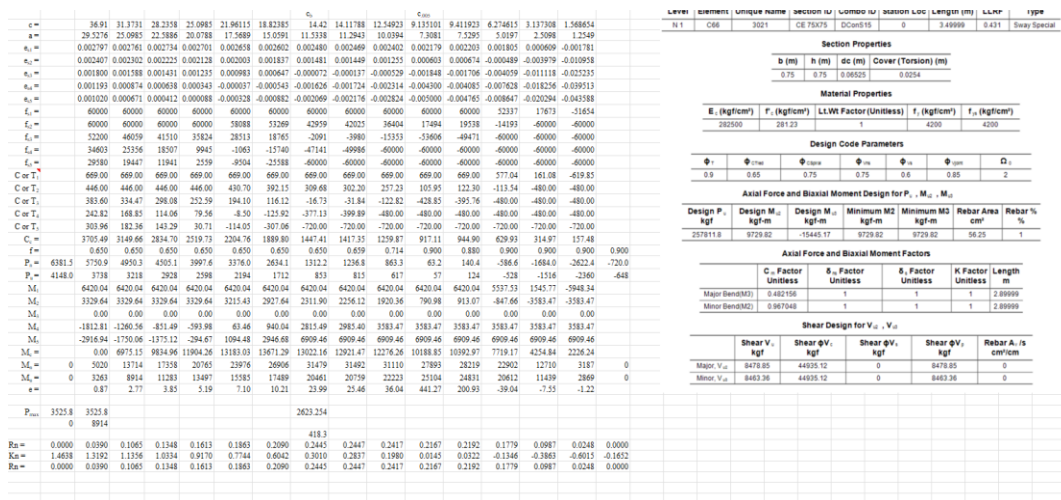
23. Cálculo vigas 4.

Figura 40. Cálculo vigas 4.



24. Cálculo vigas 5.

Figura 41. Cálculo vigas 5.



25. Cálculo de cargas del proyecto.

Figura 42. Cálculo de cargas del proyecto.

Fachadas, ascensor y gradas	500 kg/m			
Muertas				
Techo	45 kg/m ²	N6	LISTO	LISTO
Piso Tipico	40 kg/m ²	N1-N5	LISTO	EN PROCESO
Fachadas, ascensor y gradas	500 kg/m		LISTO	FALTA
Vivas				
Techo	100 kg/m ²	N1-N5	LISTO	
Aptas	200 kg/m ²	N2-N5	LISTO	
Pavillos	250 kg/m ²	N2-N5	LISTO	
Veitibulos publicos	500 kg/m ²	N1	LISTO	
Zonas de asientos fijos	400 kg/m ²	N1	LISTO	
Salones sin asiento fijo	500 kg/m ²	N1	LISTO	
Escaleras	300 kg/m ²	N1-N5	LISTO	
Materiales				
Concreto (f'c)	4000 klb/plg ²	Todos	LISTO	
Acero (f'y)	60000 klb/plg ²	Todos	LISTO	

F. Anexo 6

En las figuras presentadas se ilustran los principales cálculos y parámetros empleados en el desarrollo del análisis sísmico y estructural del edificio, de acuerdo con los lineamientos establecidos por las normas de seguridad estructural de Guatemala (nse-1, nse-2 y nse-3). Se inicia con la caracterización del suelo (figura 43), en donde se definen factores como el tipo de sitio, coeficientes de amplificación sísmica y espectros de diseño en función de la ubicación y condiciones geotécnicas del proyecto.

Posteriormente, en la figura 44 se muestra el análisis sísmico general del edificio sin juntas, con base en la clasificación de uso, área construida y carga de ocupación, lo que permite determinar factores como el s_e , s_1 y los coeficientes resultantes SCD y s_1d . La figura 45 presenta el cálculo del sistema estructural, en donde se identifican los valores de periodo fundamental y pseudoaceleración máxima, a partir de los parámetros estructurales y geométricos.

En la figura 46 se realiza un análisis sísmico específico para el edificio a con juntas sísmicas, empleando criterios similares pero adaptados a su configuración. Las figuras 47 y 48 presentan el análisis detallado del sistema estructural y coeficientes sísmicos mínimos, validando que los valores de diseño cumplen con las exigencias de estabilidad lateral, incluyendo cortantes sísmicos y estáticos, así como la revisión de irregularidades.

Las figuras 49 a 51 documentan los factores de calibración y las correcciones por derivas, evaluando el comportamiento del edificio en función de sus deformaciones y esfuerzos laterales, según las exigencias del capítulo 3.5.2 de la nse-3. Finalmente, se incluye un conjunto complementario de resultados (figuras 52 a 55), donde se detallan comparativas entre edificaciones con y sin juntas sísmicas, coeficientes finales, derivadas estáticas, y parámetros globales obtenidos del modelo ETABS.

26. Cálculo análisis de suelo.

Figura 43. *Cálculo análisis de suelo.*

Análisis de Suelo	
Datos del Sitio	
País	Guatemala
Departamento	Guatemala
Clase de Suelo	B
Tipo de Sismo	Ordinario

Factores Scs = $S_{cr} * F_a$

Factores Slc = $S_{ls} = S_{lr} * F_v$

Análisis del suelo	
Scr	1.43
Fa	1
Scs	1.43

Slr	0.52
Fv	1
Slc	0.52

Factores Scd = $K_d * S_{cs}$

Factores Sld = $S_{ld} = K_d * S_{lc}$

Kd	0.66
Scs	1.43
Scd	0.9438

Kd	0.66
Slc	0.52
Sld	0.3432

Factor Is	0.36363636
Factor Io	0.07272727
Factor Il	2.43

No.	Municipio	Departamento	Suelo Tipo B	cs	lc	ts
76	Guamagosa	Escuintla	1.68	0.57	1.06	
77	Guatemala	El Progreso	1.38	0.46	3.43	
78	Guatemala	Guatemala	1.43	0.52	2.43	

Tabla A-1, Anexos NSE 2

Se sabe el tipo de suelo por

Tabla A-1 — Clasificación del tipo de suelo

Clase de suelo	Nombre Perfil de Suelo	Velocidad de onda de corte, Vs (m/s)	Resistencia a la compresión, q _{ult} (kg/cm ²)	Resistencia al corte, q _{ult} (kg/cm ²)
A	Resaca	V _s > 1700	N/A	N/A
B	Barro	170 < V _s < 1000	N/A	N/A
C	Suave hasta firme	100 < V _s < 1700	W < 10	q _{ult} < 100
D	Pedra de suave hasta firme	100 < V _s < 100	10 < W < 10	100 < q _{ult} < 1000
E	Pedra de suave hasta firme	100 < V _s < 100	W < 10	q _{ult} < 100

Calcular perfil con corte de 1 metro de largo, con 10 cm de ancho.

1. Tabla de plasticidad (PI vs. LI).

2. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

3. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

4. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

5. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

6. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

7. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

8. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

9. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

10. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

11. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

12. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

13. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

14. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

15. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

16. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

17. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

18. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

19. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

20. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

21. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

22. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

23. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

24. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

25. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

26. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

27. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

28. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

29. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

30. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

31. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

32. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

33. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

34. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

35. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

36. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

37. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

38. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

39. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

40. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

41. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

42. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

43. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

44. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

45. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

46. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

47. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

48. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

49. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

50. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

51. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

52. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

53. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

54. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

55. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

56. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

57. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

58. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

59. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

60. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

61. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

62. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

63. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

64. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

65. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

66. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

67. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

68. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

69. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

70. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

71. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

72. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

73. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

74. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

75. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

76. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

77. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

78. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

79. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

80. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

81. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

82. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

83. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

84. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

85. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

86. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

87. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

88. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

89. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

90. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

91. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

92. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

93. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

94. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

95. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

96. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

97. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

98. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

99. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

100. Clasificación de suelos (PI vs. LI).

Un sismo importante es 5% en 50 años

Se sabe por

Índice de Sismicidad %	Especial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
I _s = 4	E	O	D	C
I _s = 3	D	C	C	B
I _s = 2	C	B	B	A

Probabilidad de exceder el sismo de diseño %

5% en 50 años %

5% en 50 años %

10% en 50 años

Sismo mínimo %

$T_s = S_{Is} / S_{Ic}$

$T_o = 0.2 T_s$

27. Análisis sísmico.

Figura 44. *Análisis sísmico.*

ANÁLISIS SÍSMICO		NSE 2	NSE 1
Edificio sin JS			
Edificio A y B			
Ubicación:	Guatemala		
Clase de Obra:	II		
Clase de Sitio:	D		
Tipo de Obra:	Ordinaria		
Io	4.1		
Nivel de Protección Sísmica	D		
Probabilidad de excedencia	10 % en 50 años		
Área de Construcción	4104 m ²		
Factor de Carga	21 m ² /persona (Vivienda)		
Carga de Ocupación	195 personas		
1. Factores que Vienen del Espectro de Diseño (Hoja 1)			
Scr	1.43		
Fa	1.00		
Scs	1.43		
S1r	0.52		
Fv	1.00		
S1s	0.52		
Factores Scd		$S_{cd} = K_d \cdot S_{cs}$	
Factores S1d		$S_{1d} = K_d \cdot S_{1s}$	
Kd	0.66 *		
Scs	1.43		
Scd	0.94		
Kd	0.66 *		
S1s	0.52		
S1d	0.34		

Área	
4104 m ²	

Tabla 3.1.7.1		
X	6	5
Y	6	5
H	6	
X	6	2
Y	6	3
H	6	

21 m² / persona

28. Cálculo sistema estructural

Figura 45. *Cálculo sistema estructural*

Sistema Estructural			
NSE 3 - TABLA 1.6.14.1			
R	7.0	E4	
Ω_r	2.5		
Cd	5.5		
ρ	1.3		
Altura Estructura de Base a Techo			
hm	21.00 m		
Chequeo Carga Estática Equivalente			
NSE 3 - Cap 2.1.6			
Sistema Estructural		E4	
Kt	0.049		
x	0.75		
Ta	0.48 s	NSE 3 - 2.1.9	
Tmax	0.67 s		
Sa	0.552337741	pseudoaceleración en base a Tmax (Usamos el espectro) - Ya esta automatizado con las hojas	

29. Análisis sísmico JS

Figura 46. *Análisis sísmico JS.*

ANÁLISIS SÍSMICO		Edificio con JS	NSE
Edificio A			
Ubicación:	Guatemala		
Clase de Obra:	II		
Clase de Sitio	D		
Tipo de Obra	Ordinaria		
Io	4.1		
Nivel de Protección Sísmica	D		
Probabilidad de excedencia	10 % en 50 años		
Área de Construcción	3240 m2		
Factor de Carga	21 m2/persona (Escogimos 1)		
Carga de Ocupación	154 personas		Nota:
1. Factores que Vienen del Espectro de Diseño (Hoja 1)			
Scr	1.43		
Fa	1.00		
Scs	1.43		
S1r	0.52		
Fv	1.00		
S1s	0.52		
Factores Scd	$S_{cd} = K_d * S_{cs}$		
Factores S1d	$S_{1d} = K_d * S_{1s}$		
Kd	0.66 *		
Scs	1.43		
Scd	0.94		
Kd	0.66 *		
S1s	0.52		
S1d	0.34		
Factor Ts	0.36		
Factor To	0.07		
Factor Tl	2.43		

30. Sistema estructural de análisis sísmico.

Figura 47. Sistema estructural de análisis sísmico.

Sistema Estructural			
NSE 3 - TABLA 1.6.14.1			
R	7.0		E4
Ω_r	2.5		
Cd	5.5		
ρ	1.0	El edificio con Juntas sísmicas A	
Altura Estructura de Base a Techo			
hm	21.00	m	(Mínimo permitido)
Chequeo Carga Estática Equivalente			
NSE 3 - Cap 2.1.6			
Sistema Estructural		E4	De esto depende
Kt	0.049		
x	0.75		
Ta	0.48	s	
Tmax	0.67	s	NSE 3 - 2.1.9
Sa	0.552337741	pseudoaceleración en base a Tmax	
Coeficiente sísmico			
NSE 3 - 3.3.2			
Csm			
TFx (Tx modelo)	0.405	<1.4 Ta (Tmáx)	
Tx	0.67		
Sax	0.371942446	<1.4 Sa	
TFy (Ty modelo)	0.398	<1.4 Ta (Tmáx)	
Ty	0.67		
Say	0.333907427	<1.4 Sa	
Csmx	0.053		
Csmy	0.048		
Coeficiente sísmico MÍNIMO			

31. Coeficientes sísmicos y parámetros del edificio.

Figura 48. Coeficientes sísmicos y parámetros del edificio.

Coeficiente sísmico MÍNIMO			
β_d	1.00	Estructura Convenciona (NSE 3 - 2.1)	
F_{dx}'	1.52		
F_{dy}'	1.53		
Fd debe estar entre 2/3kd Y 1, COMPROBAR, los anteriores se llaman prim			
F_{dx}	1.00		
F_{dy}	1.00		
$C_{smin\ 1\ F_{dx}}$	0.042		
$C_{smin\ 1\ F_{dy}}$	0.042		
$C_{smin\ 2\ F_{dx}}$	0.042428571	(No Aplica por $I_o=4.1$)	
$C_{smin\ 2\ F_{dy}}$	0.042428571		
CS FINALES			
$C_s\ x$	0.053134635		
C_{sy}	0.047701061		
Parámetros del Edificio (ETABS)			
Ws (peso sísmico)	3191.45369	Tonnef	(Generalmente u
Cortantes Sísmicos			
V_{1x}	219.86263	Tonnef	
V_{1y}	259.29242	Tonnef	
Cosrtantes Estáticos			
V_{Ex}	169.5767274	Tonnef	(Cortante Basal al
V_{Ey}	152.2357273	Tonnef	(Cortante Basal al
Cortante de Diseño			
Irregularidades	NO	Poner SI o NO para modificar la fórmu	
V_{dis}	$V_1 \geq$	0.85	VE
$V_{dis\ x}$	219.9	Tonnef	
$V_{dis\ y}$	259.3	Tonnef	

32. Factores de calibración.

Figura 49. Factores de calibración.

Cortante de Diseño				
Irregularidades	NO	Poner SI o NO para modificar la fórmula		
Vdis	V1>=	0.85	VE	
Vdis x	219.9	Tonnef		
Vdis y	259.3	Tonnef		
Factores de Calibración				
fx	1.00	Factores que se multiplican al espectro que le e		
fy	1.00			
Corrección para Derivas (NSE 3 - 3.5.2)				
Csx min 2x	0.042428571			
Csy min 2y	0.042428571			
Cortante estático de derivas				
Ved x	135.4088208	tonnef	fx d'	1.00
Ved y	135.4088208	tonnef	fy d'	1.00

33. Coeficientes mínimos y coeficientes sísmicos basados en NSE 3.

Figura 50. Coeficientes mínimos y coeficientes sísmicos basados en NSE 3.

Coeficiente sísmico		
NSE 3 - 3.3.2		
Csm		
TFx (Tx modelo)	0.453	<1.4 Ta (Tmáx)
Tx	0.67	
Sax	0.371942446	<1.4 Sa
TFy (Ty modelo)	0.405	<1.4 Ta (Tmáx)
Ty	0.67	
Say	0.333907427	<1.4 Sa
Csmx	0.053	
Csmy	0.048	
Coeficiente sísmico MÍNIMO		
βd	1.00	Estructura Convenciona (NSE 3 - 2.1.4)
Fdx'	1.42	
Fdy'	1.52	
Fdx	1.00	
Fdy	1.00	
Csmin 1 Fdx	0.042	
Csmin 1 Fdy	0.042	
Csmin 2 Fdx	0.042428571	(No Aplica por Io=4.1)
Csmin 2 Fdy	0.042428571	
CS FINALES		
Cs x	0.053134635	
Cs y	0.047701061	

34. Parámetros del edificio (ETABS).

Parámetros del Edificio (ETABS)				
Ws (peso sismico)	4065.44279	Tonref		
Cortantes Sísmicos				
Vlx	218.59743	Tonref		
Vly	281.8241	Tonref		
Costantes Estáticos				
VEx	216.0158194	Tonref		
VEy	193.9259347	Tonref		
Cortante de Diseño				
Irregularidades	SI			
Vdis	V1>=		1	VE
Vdis x	218.6	Tonref		
Vdis y	281.8	Tonref		
Factores de Calibración				
fx	1.00			
fy	1.00			
Corrección para Derivas (NSE 3 - 3.5.2)				
Csx min 2x	0.042428571			
Csy min 2y	0.042428571			
Cortante estático de derivas				
Ved x	172.4909298	tonnef	fx d'	1.00
Ved y	172.4909298	tonnef	fy d'	1.00

Figura 51. *Parámetros del edificio (ETABS).*

G. Anexo 6

En este anexo se presentan las hojas de cálculo utilizadas para el análisis sísmico del edificio, conforme a las especificaciones de las normas para la reducción de desastres (se) de Guatemala. Se incluye el análisis del tipo de suelo (figura 43), el análisis sísmico general de los edificios con y sin juntas sísmicas (figuras 44 y 46), así como el cálculo del sistema estructural empleado (figuras 45 y 47). A continuación, se muestran los coeficientes sísmicos mínimos y finales obtenidos (figura 48 y figura 50), los parámetros derivados del modelo estructural en ETABS (figuras 48, 49 y 51) y los factores de calibración aplicados al análisis. Estos cálculos permiten verificar el cumplimiento de los requisitos de seguridad estructural ante eventos sísmicos, y son base fundamental para el dimensionamiento y validación del diseño estructural propuesto.

35. Cálculo modificación de columnas (ETABS).

Figura 52. Cálculo modificación de columnas (ETABS)

Modificador de Columnas			As	1%	
Modificador de Columna 50 X 50 cm			Modificador de Columna 60 X 60 cm		
Variable	Valor	Dimensional	Variable	Valor	Dimensional
Dimensiones de Columnas	50	cm2	Dimensiones de Columnas	60	cm2
A col	2500	cm2	A col	3600	cm2
A con	2475	cm2	A con	3564	cm2
A As	25	cm2	A As	36	cm2
Es	2100000	kg/cm2	Es	2100000	kg/cm2
Ec	282500	kg/cm2	Ec	282500	kg/cm2
n	7		n	7	
A As Equi	186	cm2	A As Equi	268	cm2
A total	2661	cm2	A total	3832	cm2
Factor	1.0643		Factor	1.0643	

36. Cálculo parámetros ETABS.

Figura 53. Cálculo parámetros ETABS.

Edificio Base											
Model Participating Mass Ratios											
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
Model	1	1.102	0.2319	0.0113	0	0.0073	0.1111	0.4881	0.0073	0.1111	0.4881
Model	2	0.451	0.0727	0.4902	0	0.0046	0.6505	0	0.4329	0.0486	0.006
Model	3	0.405	0.4091	0.0621	0	0.7136	0.7125	0	0.049	0.2795	0.2781
Model	4	0.326	0.0798	0.0029	0	0.7994	0.7155	0	0.0042	0.0468	0.07
Model	5	0.165	0.0103	0.0011	0	0.8037	0.7166	0	0.0018	0.0138	0.0453
Model	6	0.125	0.1128	0.0347	0	0.9165	0.7513	0	0.0154	0.2813	0.0264
Model	7	0.113	0.0158	0.0089	0	0.9323	0.9201	0	0.2769	0.0571	0.0166
Model	8	0.105	0.0059	0.0001	0	0.9382	0.9202	0	0.0004	0.0121	0.0247
Model	9	0.077	0.0046	0.0002	0	0.9428	0.9205	0	0.0002	0.0097	0.0106
Model	10	0.066	0.0004	0.0003	0	0.9732	0.924	0	0.0071	0.0613	0.0087
Model	11	0.057	0.0019	0.0474	0	0.9751	0.9714	0	0.0088	0.0041	0.001
Model	12	0.056	0.004	0.0004	0	0.9791	0.9717	0	0.0007	0.0092	0.0165
Base Reactions											
TABLE: Base Reactions											
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
Dead	LoadStatic		0	0	4067442.79	72144.71762	-68486.82904	0	0	0	0
Live	LoadStatic		0	0	10401043	18405922.56	-18902554.86	0	0	0	0
Sp E X	LoadRespSpec	Max	218197.43	88686.28	0	1329175.81	3123234.57	5802834.89	0	0	0
Sp E Y	LoadRespSpec	Max	88686.28	201824.1	0	4198742.91	1312867.14	6168893.48	0	0	0
TABLE: Base Reactions											
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
Dead	LoadStatic		0	0	4067442.79	72144.71762	-68486.82904	0	0	0	0
Live	LoadStatic		0	0	10401043	18405922.56	-18902554.86	0	0	0	0
Sp E X	LoadRespSpec	Max	218197.43	88686.28	0	1329175.81	3123234.57	5802834.89	0	0	0
Sp E Y	LoadRespSpec	Max	88686.28	201824.1	0	4198742.91	1312867.14	6168893.48	0	0	0
Base Reactions con Corrección											
TABLE: Base Reactions											
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
Dead	LoadStatic		0	0	4067442.79	72144.71762	-68486.82904	0	0	0	0
Live	LoadStatic		0	0	10401043	18405922.56	-18902554.86	0	0	0	0
Sp E X	LoadRespSpec	Max	218197.43	88686.28	0	1329175.81	3123234.57	5802834.89	0	0	0
Sp E Y	LoadRespSpec	Max	88686.28	201824.1	0	4198742.91	1312867.14	6168893.48	0	0	0

37. Cálculo parámetros ETABS 2.

Figura 54. Cálculo parámetros ETABS 2.

Joint Drifts														
TABLE: Joint Drifts														
Story	Label	Joint	Node	Case	Case Type	Step Type	Disp X m	Disp Y m	Drift X rad	Drift Y rad	VER Drift X	VER Drift Y		
N 6	102	1124	Sp Der X	LinRespSpcMax			0.020068	0.002231	0.000842	0.00009	CORRECTO	CORRECTO	0.02	0.00046368
N 6	102	1124	Sp Der Y	LinRespSpcMax			0.001906	0.019825	0.000077	0.000034	CORRECTO	CORRECTO		
N 6	103	1132	Sp Der X	LinRespSpcMax			0.018045	0.002231	0.000762	0.00009	CORRECTO	CORRECTO		
N 6	103	1132	Sp Der Y	LinRespSpcMax			0.000063	0.019825	0.000002	0.000034	CORRECTO	CORRECTO		
N 6	104	1076	Sp Der X	LinRespSpcMax			0.019006	0.002231	0.000081	0.00009	CORRECTO	CORRECTO		
N 6	104	1076	Sp Der Y	LinRespSpcMax			0.001886	0.019825	0.000078	0.000034	CORRECTO	CORRECTO		
N 6	105	1143	Sp Der X	LinRespSpcMax			0.019006	0.000054	0.000081	0.000002	CORRECTO	CORRECTO		
N 6	105	1143	Sp Der Y	LinRespSpcMax			0.001886	0.018048	0.000078	0.000763	CORRECTO	CORRECTO		
N 6	107	1082	Sp Der X	LinRespSpcMax			0.019006	0.002229	0.000081	0.000091	CORRECTO	CORRECTO		
N 6	107	1082	Sp Der Y	LinRespSpcMax			0.001886	0.019264	0.000078	0.000019	CORRECTO	CORRECTO		
N 6	108	1088	Sp Der X	LinRespSpcMax			0.020068	0.002229	0.000842	0.000091	CORRECTO	CORRECTO		
N 6	108	1088	Sp Der Y	LinRespSpcMax			0.001906	0.019264	0.000077	0.000019	CORRECTO	CORRECTO		
N 6	111	1131	Sp Der X	LinRespSpcMax			0.018045	0.002229	0.000762	0.000091	CORRECTO	CORRECTO		
N 6	111	1131	Sp Der Y	LinRespSpcMax			0.000063	0.019264	0.000002	0.000019	CORRECTO	CORRECTO		
N 6	120	1421	Sp Der X	LinRespSpcMax			0.020068	0.000054	0.000842	0.000002	CORRECTO	CORRECTO		
N 6	120	1421	Sp Der Y	LinRespSpcMax			0.001906	0.018048	0.000077	0.000763	CORRECTO	CORRECTO		
N 6	123	1439	Sp Der X	LinRespSpcMax			0.018045	0.000054	0.000762	0.000002	CORRECTO	CORRECTO		
N 6	123	1439	Sp Der Y	LinRespSpcMax			0.000063	0.018048	0.000002	0.000763	CORRECTO	CORRECTO		
Joint Displacements														
TABLE: Joint Displacements														
Story	Label	Joint	Node	Case	Case Type	Step Type	Ux m	Uy m	Rx rad	Ry rad	Rz rad			
N 6	102	1124	Sp Der X	LinRespSpcMax			0.020068	0.002231	0.00007	0.000072	0.000043	0.000371		
N 6	102	1124	Sp Der Y	LinRespSpcMax			0.001906	0.019825	0.00007	0.000037	0.000062	0.000316		
N 6	103	1132	Sp Der X	LinRespSpcMax			0.018045	0.002231	0.00011	0.000058	0.000032	0.000371		
N 6	103	1132	Sp Der Y	LinRespSpcMax			0.000063	0.019825	5E-07	0.000036	0.000001	0.000316		
N 6	104	1076	Sp Der X	LinRespSpcMax			0.019006	0.002231	0.000064	0.000067	0.000018	0.000371		
N 6	104	1076	Sp Der Y	LinRespSpcMax			0.001886	0.019825	0.000064	0.000037	0.000063	0.000316		
N 6	105	1143	Sp Der X	LinRespSpcMax			0.019006	0.000054	3.07E-07	0.000001	0.000002	0.000371		
N 6	105	1143	Sp Der Y	LinRespSpcMax			0.001886	0.018048	0.000111	0.000033	0.000005	0.000316		
N 6	107	1082	Sp Der X	LinRespSpcMax			0.019006	0.002229	0.000064	0.000067	0.000018	0.000371		
N 6	107	1082	Sp Der Y	LinRespSpcMax			0.001886	0.019264	0.000064	0.000037	0.000063	0.000316		
N 6	108	1088	Sp Der X	LinRespSpcMax			0.020068	0.002229	0.000064	0.000073	0.000042	0.000371		
N 6	108	1088	Sp Der Y	LinRespSpcMax			0.001906	0.019264	0.000064	0.000025	0.000057	0.000316		
N 6	111	1131	Sp Der X	LinRespSpcMax			0.018045	0.002229	0.00011	0.000058	0.000032	0.000371		
N 6	111	1131	Sp Der Y	LinRespSpcMax			0.000063	0.019264	3.33E-07	0.000026	0.000001	0.000316		
N 6	121	1221	Sp Der X	LinRespSpcMax			0.019006	0.002229	0.000055	0.000025	0.000011	0.000371		
N 6	121	1221	Sp Der Y	LinRespSpcMax			0.000061	0.019264	0.00005	0.000012	0.000008	0.000316		
N 6	122	1222	Sp Der X	LinRespSpcMax			0.019006	0.002231	0.000057	0.000034	0.000111	0.000371		
N 6	122	1222	Sp Der Y	LinRespSpcMax			0.000061	0.019825	0.000049	0.000015	0.000008	0.000316		
Joint Displacements														
TABLE: Joint Displacements														
Story	Label	Joint	Node	Case	Case Type	Step Type	Ux m	Uy m	Uz m	Rx rad	Ry rad	Rz rad		
N 6	102	1124	Sp Der X	LinRespSpcMax			0.020068	0.002231	0.00007	0.000072	0.000043	0.000371		
N 6	102	1124	Sp Der Y	LinRespSpcMax			0.001906	0.019825	0.00007	0.000037	0.000062	0.000316		
N 6	108	1088	Sp Der X	LinRespSpcMax			0.020068	0.002229	0.000064	0.000073	0.000042	0.000316		
N 6	108	1088	Sp Der Y	LinRespSpcMax			0.001906	0.019264	0.000064	0.000025	0.000057	0.000316		
Displacement														
							Ux	0.020068	Uy	0.001906	Uz	0.000067	Rx	0.000072
							Uy	0.019825	Ux	0.002231	Uz	0.000062	Ry	0.000037
							Uz	0.00007	Ux	0.000043	Uy	0.000062	Rz	0.0000316

38. Base modal edificio base

Figura 55. Base modal edificio base

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
sec														
Modal	1	1.268	0.5516	0.1876	0	0.5516	0.1876	0	0.0745	0.2188	0.0015	0.0745	0.2188	0.0015
Modal	2	1.267	0.1879	0.5523	0	0.7394	0.7399	0	0.2194	0.0746	0.00003021	0.2939	0.2933	0.0015
Modal	3	1.052	0.0009	0.0003	0	0.7403	0.7402	0	0.0001	0.0005	0.7209	0.294	0.2939	0.7225
Modal	4	0.395	0.1097	0.0154	0	0.85	0.7556	0	0.0485	0.3452	0.0001	0.3425	0.6391	0.7226
Modal	5	0.395	0.0154	0.1099	0	0.8655	0.8655	0	0.3452	0.0485	0	0.6876	0.6876	0.7226
Modal	6	0.336	0.0002	0.00003587	0	0.8656	0.8655	0	0.0001	0.0003	0.1337	0.6877	0.6879	0.8563
Modal	7	0.201	0.0472	0.0105	0	0.9129	0.876	0	0.0177	0.08	0.0001	0.7054	0.7679	0.8563
Modal	8	0.201	0.0105	0.0473	0	0.9233	0.9233	0	0.08	0.0177	0.000000884	0.7854	0.7856	0.8563
Modal	9	0.172	0.0001	0.00001448	0	0.9234	0.9233	0	0.00001652	0.0001	0.0609	0.7854	0.7857	0.9173
Modal	10	0.122	0.0265	0.0083	0	0.9499	0.9315	0	0.0236	0.0758	0.00004415	0.809	0.8615	0.9173
Modal	11	0.122	0.0083	0.0266	0	0.9582	0.9581	0	0.0759	0.0236	0.000001445	0.8849	0.8851	0.9173
Modal	12	0.104	0.0000404	0.00001457	0	0.9582	0.9581	0	0.00003867	0.0001	0.0369	0.885	0.8852	0.9542

39. Base modal edificio a

Figura 56. Base modal edificio a

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
sec														
Modal	1	1.268	0.5516	0.1876	0	0.5516	0.1876	0	0.0745	0.2188	0.0015	0.0745	0.2188	0.0015
Modal	2	1.267	0.1879	0.5523	0	0.7394	0.7399	0	0.2194	0.0746	3.021E-06	0.2939	0.2933	0.0015
Modal	3	1.052	0.0009	0.0003	0	0.7403	0.7402	0	0.0001	0.0005	0.7209	0.294	0.2939	0.7225
Modal	4	0.395	0.1097	0.0154	0	0.85	0.7556	0	0.0485	0.3452	0.0001	0.3425	0.6391	0.7226
Modal	5	0.395	0.0154	0.1099	0	0.8655	0.8655	0	0.3452	0.0485	0	0.6876	0.6876	0.7226
Modal	6	0.336	0.0002	0.00003587	0	0.8656	0.8655	0	0.0001	0.0003	0.1337	0.6877	0.6879	0.8563
Modal	7	0.201	0.0472	0.0105	0	0.9129	0.876	0	0.0177	0.08	0.0001	0.7054	0.7679	0.8563
Modal	8	0.201	0.0105	0.0473	0	0.9233	0.9233	0	0.08	0.0177	8.84E-07	0.7854	0.7856	0.8563
Modal	9	0.172	0.0001	0.00001448	0	0.9234	0.9233	0	0.00001652	0.0001	0.0609	0.7854	0.7857	0.9173
Modal	10	0.122	0.0265	0.0083	0	0.9499	0.9315	0	0.0236	0.0758	0.00004415	0.809	0.8615	0.9173
Modal	11	0.122	0.0083	0.0266	0	0.9582	0.9581	0	0.0759	0.0236	1.445E-06	0.8849	0.8851	0.9173
Modal	12	0.104	0.0000404	0.00001457	0	0.9582	0.9581	0	0.00003867	0.0001	0.0369	0.885	0.8852	0.9542

40. Base modal edificio b

Figura 57. Base modal edificio b

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0.849	0.148	0.0001	0	0.148	0.0001	0	0.000034	0.0571	0.6032	0.000034	0.0571	0.6032
Modal	2	0.446	0.5854	0.0255	0	0.7334	0.0256	0	0.0106	0.2121	0.1572	0.0107	0.2692	0.7604
Modal	3	0.441	0.0199	0.7007	0	0.7533	0.7262	0	0.2953	0.0073	0.0072	0.3059	0.2765	0.7676
Modal	4	0.265	0.0353	0.00003017	0	0.7886	0.7263	0	0.00003582	0.0619	0.1074	0.306	0.3384	0.875
Modal	5	0.142	0.0092	0.00001166	0	0.7978	0.7263	0	0.00002266	0.039	0.0642	0.306	0.3774	0.9392
Modal	6	0.136	0.134	0.0000333	0	0.9317	0.7263	0	0.0001	0.4206	0.0017	0.3061	0.7979	0.9409
Modal	7	0.119	0.00001711	0.1966	0	0.9317	0.9229	0	0.4659	0.0001	0.00003353	0.7719	0.798	0.9409
Modal	8	0.093	0.0025	0.000004961	0	0.9342	0.923	0	0.0000122	0.0073	0.0244	0.772	0.8053	0.9653
Modal	9	0.074	0.0382	0.000004147	0	0.9725	0.923	0	0.00001082	0.1006	0.0021	0.772	0.9059	0.9674
Modal	10	0.072	0.000001492	0.000002031	0	0.9725	0.923	0	0.000005014	0.00002812	0.0136	0.772	0.906	0.9811
Modal	11	0.06	0.000001013	0.0493	0	0.9725	0.9222	0	0.1352	0.000002855	0.00001014	0.9072	0.906	0.9812
Modal	12	0.054	0.0037	0.000006078	0	0.9761	0.9722	0	0.0000161	0.0117	0.0132	0.9072	0.9177	0.9943

41. Tablas ETABS edificio JS b 1

Figura 58. Tablas ETABS edificio JS b 1

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	1.289	0.9558	0.1876	0	0.9558	0.1876	0	0.111	0.3283	0.0095	0.111	0.3283	0.0095
Modal	2	0.626	0.1873	0.8388	0	0.7394	0.7399	0	0.3272	0.112	0.0398	0.4382	0.4375	0.0095
Modal	3	0.562	0.0003	0.0003	0	0.7403	0.7402	0	0.0002	0.0007	0.721	0.4384	0.4383	0.7225
Modal	4	0.395	0.1097	0.0054	0	0.895	0.7656	0	0.0391	0.2782	0.0001	0.4775	0.7185	0.7226
Modal	5	0.395	0.0954	0.1099	0	0.8655	0.8655	0	0.2701	0.0391	0	0.7556	0.7556	0.7226
Modal	6	0.336	0.0002	3.587E-05	0	0.8656	0.8655	0	4.322E-05	0.0002	0.1337	0.7556	0.7556	0.6963
Modal	7	0.201	0.0472	0.0005	0	0.9323	0.876	0	0.0133	0.0001	0.0001	0.7699	0.8159	0.8963
Modal	8	0.201	0.0005	0.0473	0	0.9323	0.9323	0	0.0601	0.0133	6.703E-07	0.8231	0.8232	0.8963
Modal	9	0.172	0.0001	14.48E-05	0	0.9324	0.9323	0	0.117E-05	0.00004473	0.0609	0.8231	0.8232	0.9173
Modal	10	0.122	0.0265	0.0003	0	0.9439	0.9315	0	0.0186	0.0605	0.00004345	0.8479	0.8938	0.9173
Modal	11	0.122	0.0003	0.0266	0	0.9502	0.9501	0	0.0606	0.0609	0.00000044	0.9005	0.9006	0.9173
Modal	12	0.104	0.0000404	14.57E-05	0	0.9502	0.9501	0	0.304E-05	0.0001	0.0363	0.9005	0.9007	0.9542

Output Case	Case Type	Step	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m	m	m	m
Dead	LnDratio	0	0	97452.49	5820517.9	-23369.63	0	0	0	0	0
Live	LnDratio	0	0	230400	1382400	-5526000	0	0	0	0	0
Sp EX	LnRespSpc Max	2693.63	64.74	0	872.41	343626.09	176320.41	0	0	0	0
Sp EY	LnRespSpc Max	64.74	26202.51	0	344094.73	873.66	646366.67	0	0	0	0

Output Case	Case Type	Step	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			Tonnesf	Tonnesf	Tonnesf	Tonnesf-m	Tonnesf-m	Tonnesf-m	m	m	m
Dead	LnDratio	0	0	974.5249	5820.5179	-23369.63	0	0	0	0	0
Live	LnDratio	0	0	2304	13824	-5526	0	0	0	0	0
Sp EX	LnRespSpc Max	26.9363	0.06474	0	0.87241	343.82009	176.32041	0	0	0	0
Sp EY	LnRespSpc Max	0.06474	26.20251	0	344.09473	0.87366	646.36667	0	0	0	0

Output Case	Case Type	Step	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			Tonnesf	Tonnesf	Tonnesf	Tonnesf-m	Tonnesf-m	Tonnesf-m	m	m	m
Dead	LnDratio	0	0	974.5249	5820.5179	-23369.63	0	0	0	0	0
Live	LnDratio	0	0	2304	13824	-5526	0	0	0	0	0
Sp EX	LnRespSpc Max	26.9363	0.06474	0	0.87241	343.82009	176.32041	0	0	0	0
Sp EY	LnRespSpc Max	0.06474	26.20251	0	344.09473	0.87366	646.36667	0	0	0	0

42. Tablas ETABS edificio JS b 2

Figura 59. Tablas ETABS edificio JS b 2

Joint Drifts												
TABLE: Joint Drifts												
Story	Label	Input	Output	Case	Type	Step	Drift X	Drift Y	Drift Z	UFR Drift X	UFR Drift Y	UFR Drift Z
							m	m	m			
N6	702	704	Sp Dr X	LnRespSpc Max	0.020066	0.002231	0.000042	0.000093	CORRECTO	CORRECTO		
N6	702	704	Sp Dr Y	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	CORRECTO	CORRECTO		
N6	703	702	Sp Dr X	LnRespSpc Max	0.000045	0.002231	0.000070	0.000093	CORRECTO	CORRECTO		
N6	703	702	Sp Dr Y	LnRespSpc Max	0.000003	0.000025	0.000002	0.000093	CORRECTO	CORRECTO		
N6	704	703	Sp Dr X	LnRespSpc Max	0.000006	0.002231	0.000091	0.000093	CORRECTO	CORRECTO		
N6	704	703	Sp Dr Y	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	CORRECTO	CORRECTO		
N6	705	704	Sp Dr X	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	CORRECTO	CORRECTO		
N6	705	704	Sp Dr Y	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	CORRECTO	CORRECTO		
N6	706	705	Sp Dr X	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	CORRECTO	CORRECTO		
N6	706	705	Sp Dr Y	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	CORRECTO	CORRECTO		
N6	707	706	Sp Dr X	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	CORRECTO	CORRECTO		
N6	707	706	Sp Dr Y	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	CORRECTO	CORRECTO		
N6	708	707	Sp Dr X	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	CORRECTO	CORRECTO		
N6	708	707	Sp Dr Y	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	CORRECTO	CORRECTO		
N6	709	708	Sp Dr X	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	CORRECTO	CORRECTO		
N6	709	708	Sp Dr Y	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	CORRECTO	CORRECTO		
N6	710	709	Sp Dr X	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	CORRECTO	CORRECTO		
N6	710	709	Sp Dr Y	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	CORRECTO	CORRECTO		
N6	711	710	Sp Dr X	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	CORRECTO	CORRECTO		
N6	711	710	Sp Dr Y	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	CORRECTO	CORRECTO		
N6	712	711	Sp Dr X	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	CORRECTO	CORRECTO		
N6	712	711	Sp Dr Y	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	CORRECTO	CORRECTO		
N6	713	712	Sp Dr X	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	CORRECTO	CORRECTO		
N6	713	712	Sp Dr Y	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	CORRECTO	CORRECTO		
N6	714	713	Sp Dr X	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	CORRECTO	CORRECTO		
N6	714	713	Sp Dr Y	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	CORRECTO	CORRECTO		

Joint Displacements

TABLE: Joint Displacements

Story	Label	Input	Output	Case	Type	Step	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz
							m	m	m	rad	rad	rad
N6	702	704	Sp Dr X	LnRespSpc Max	0.020066	0.002231	0.000042	0.000093	0.000071	0.000072	0.000072	0.000072
N6	702	704	Sp Dr Y	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	0.000071	0.000072	0.000072	0.000072
N6	703	702	Sp Dr X	LnRespSpc Max	0.000045	0.002231	0.000070	0.000093	0.000071	0.000072	0.000072	0.000072
N6	703	702	Sp Dr Y	LnRespSpc Max	0.000003	0.000025	0.000002	0.000093	0.000071	0.000072	0.000072	0.000072
N6	704	703	Sp Dr X	LnRespSpc Max	0.000006	0.002231	0.000091	0.000093	0.000071	0.000072	0.000072	0.000072
N6	704	703	Sp Dr Y	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	0.000071	0.000072	0.000072	0.000072
N6	705	704	Sp Dr X	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	0.000071	0.000072	0.000072	0.000072
N6	705	704	Sp Dr Y	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	0.000071	0.000072	0.000072	0.000072
N6	706	705	Sp Dr X	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	0.000071	0.000072	0.000072	0.000072
N6	706	705	Sp Dr Y	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	0.000071	0.000072	0.000072	0.000072
N6	707	706	Sp Dr X	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	0.000071	0.000072	0.000072	0.000072
N6	707	706	Sp Dr Y	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	0.000071	0.000072	0.000072	0.000072
N6	708	707	Sp Dr X	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	0.000071	0.000072	0.000072	0.000072
N6	708	707	Sp Dr Y	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	0.000071	0.000072	0.000072	0.000072
N6	709	708	Sp Dr X	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	0.000071	0.000072	0.000072	0.000072
N6	709	708	Sp Dr Y	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	0.000071	0.000072	0.000072	0.000072
N6	710	709	Sp Dr X	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	0.000071	0.000072	0.000072	0.000072
N6	710	709	Sp Dr Y	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	0.000071	0.000072	0.000072	0.000072
N6	711	710	Sp Dr X	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	0.000071	0.000072	0.000072	0.000072
N6	711	710	Sp Dr Y	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	0.000071	0.000072	0.000072	0.000072
N6	712	711	Sp Dr X	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	0.000071	0.000072	0.000072	0.000072
N6	712	711	Sp Dr Y	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	0.000071	0.000072	0.000072	0.000072
N6	713	712	Sp Dr X	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	0.000071	0.000072	0.000072	0.000072
N6	713	712	Sp Dr Y	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	0.000071	0.000072	0.000072	0.000072
N6	714	713	Sp Dr X	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	0.000071	0.000072	0.000072	0.000072
N6	714	713	Sp Dr Y	LnRespSpc Max	0.000006	0.000025	0.000077	0.000093	0.000071	0.000072	0.000072	0.000072

43. Tablas ETABS edificio JS b 3

Figura 60. Tablas ETABS edificio JS b 3

Story	Input	Case	Type	Step	Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
							kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
N6	Sp E X	Ln Resp	Sp	Max	Top		0	1035.13	27.35	73640.34	0	0
N6	Sp E X	Ln Resp	Sp	Max	Bottom		0	1035.13	27.35	73640.34	95.72	38202.84
N6	Sp E Y	Ln Resp	Sp	Max	Top		0	27.11	10325.33	265953.32	0	0
N6	Sp E Y	Ln Resp	Sp	Max	Bottom		0	27.11	10325.33	265953.32	38239.54	94.88
N5	Sp E X	Ln Resp	Sp	Max	Top		0	15217.46	37.01	102726.22	95.72	38202.84
N5	Sp E X	Ln Resp	Sp	Max	Bottom		0	15217.46	37.01	102726.22	203.32	87973.19
N5	Sp E Y	Ln Resp	Sp	Max	Top		0	36.06	15230.63	375024.41	38239.54	94.88
N5	Sp E Y	Ln Resp	Sp	Max	Bottom		0	36.06	15230.63	375024.41	88055.95	202.43
N4	Sp E X	Ln Resp	Sp	Max	Top		0	17632.22	44.89	176951.67	203.32	87973.19
N4	Sp E X	Ln Resp	Sp	Max	Bottom		0	17632.22	44.89	176951.67	339.01	14900.92
N4	Sp E Y	Ln Resp	Sp	Max	Top		0	44.87	17645.8	439521.2	88055.95	202.43
N4	Sp E Y	Ln Resp	Sp	Max	Bottom		0	44.87	17645.8	439521.2	142025.34	338.81
N3	Sp E X	Ln Resp	Sp	Max	Top		0	20365.52	52.96	174055.63	339.01	14900.92
N3	Sp E X	Ln Resp	Sp	Max	Bottom		0	20365.52	52.96	174055.63	498.82	20082.04
N3	Sp E Y	Ln Resp	Sp	Max	Top		0	53	20362.06	503026.2	142025.34	338.81
N3	Sp E Y	Ln Resp	Sp	Max	Bottom		0	53	20362.06	503026.2	200371.54	498.27
N2	Sp E X	Ln Resp	Sp	Max	Top		0	23771.09	58.09	160091.66	498.82	20082.04
N2	Sp E X	Ln Resp	Sp	Max	Bottom		0	23771.09	58.09	160091.66	676.56	268690.66
N2	Sp E Y	Ln Resp	Sp	Max	Top		0	58.14	23791.29	586931.65	267097.5	677.63
N2	Sp E Y	Ln Resp	Sp	Max	Bottom		0	58.14	23791.29	586931.65	267097.5	677.63
N1	Sp E X	Ln Resp	Sp	Max	Top		0	26183.83	64.74	176326.41	676.56	268690.66
N1	Sp E X	Ln Resp	Sp	Max	Bottom		0	26183.83	64.74	176326.41	344094.79	873.66
N1	Sp E Y	Ln Resp	Sp	Max	Top		0	64.74	26202.51	646366.67	267097.5	677.63
N1	Sp E Y	Ln Resp	Sp	Max	Bottom		0	64.74	26202.51	646366.67	344094.79	873.66

44. Cálculo de separación entre los edificios

Figura 61. Cálculo de separación entre los edificios

Separación Entre los Edificios				$\delta_M = RCSC(\delta_{UA}, \delta_{UB})$		$\delta_u = C_d \delta_c$	
				*Cd	cm	mm	
				0.13	13	23	
				0.13	13	24	
Separación Entre los Edificios							
Nivel	Desplazamiento	A	B	Separación (m)	cm	mm	
6	Ux	0.012089	0.020068	0.023427944	2	23	
	Uy	0.013343	0.019825	0.023896993	2	24	
Nivel	Desplazamiento horizontal Según NSE 3	A	B	Separación (m)	cm	mm	
6	δcy	0.06649	0.110374	0.12885369	13	129	
	δcx	0.073387	0.109038	0.131433461	13	131	

45. Tablas ETABS edificio JS a 1

Figura 62. Tablas ETABS edificio JS a 1

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumXx	SumYy	SumZz	Rx	Ry	Rz	SumRx	SumRy	SumRz
Model	1	0.982	0.1152	0.0001	0	0.1332	0.0001	0	0.0001	0.0916	0.5884	0.0001	0.0916	0.5884
Model	2	0.405	0.0123	0.8985	0	0.1477	0.8986	0	0.4821	0.0078	0.0023	0.4821	0.0094	0.1907
Model	3	0.396	0.0106	0.0126	0	0.127	0.1122	0	0.0096	0.3676	0.145	0.4807	0.467	0.1557
Model	4	0.281	0.0503	4.332E-05	0	0.7773	0.7122	0	2.291E-05	0.0267	0.1117	0.4918	0.4934	0.8674
Model	5	0.141	0.0013	8.378E-06	0	0.7786	0.7123	0	1.191E-05	0.001	0.0173	0.4918	0.4944	0.2348
Model	6	0.139	0.1236	0.0001	0	0.8912	0.7123	0	0.0001	0.351	0.0031	0.4918	0.4954	0.9397
Model	7	0.103	2.156E-05	0.2083	0	0.8913	0.8209	0	0.3362	0.0003	0.00004593	0.8221	0.8454	0.9397
Model	8	0.091	0.0024	8.408E-06	0	0.8917	0.8209	0	1.547E-05	0.0046	0.0209	0.8221	0.85	0.9657
Model	9	0.068	0.0028	1.641E-06	0	0.8945	0.8209	0	2.114E-06	0.0029	0.0109	0.8221	0.8359	0.9766
Model	10	0.064	0.0068	7.223E-06	0	0.9733	0.8209	0	1.434E-05	0.0743	0.0032	0.8221	0.9302	0.9818
Model	11	0.052	0.0018	0.0003	0	0.9732	0.9211	0	0.0006	0.0642	0.0148	0.8227	0.9343	0.9967
Model	12	0.051	2.372E-05	0.0514	0	0.9732	0.9722	0	0.1073	0.0001	0.0001	0.9301	0.9344	0.9967

Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m	m	m	m
Dead	Loadings	0	0	3181453.7	67718140	-47510894	0	0	0	0	0
Live	Loadings	0	0	8176483	17881523	-12472955	0	0	0	0	0
Sp E X	Loadings	Max	219683.0	7627.23	0	1180224	3268.8744	6014.8065	0	0	0
Sp E Y	Loadings	Max	7627.23	219683.0	0	38947342	117326.87	648955.8	0	0	0

Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			Tonnesf	Tonnesf	Tonnesf	Tonnesf-m	Tonnesf-m	Tonnesf-m	m	m	m
Dead	Loadings	0	0	31814537	67718140	-47510894	0	0	0	0	0
Live	Loadings	0	0	8176483	17881523	-12472955	0	0	0	0	0
Sp E X	Loadings	Max	219.6830	7.62723	0	118.0224	3268.8744	6014.8065	0	0	0
Sp E Y	Loadings	Max	7.62723	219.6830	0	3894.7342	1173.2687	6489.5458	0	0	0

Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			Tonnesf	Tonnesf	Tonnesf	Tonnesf-m	Tonnesf-m	Tonnesf-m	m	m	m
Dead	Loadings	0	0	31814537	67718140	-47510894	0	0	0	0	0
Live	Loadings	0	0	8176483	17881523	-12472955	0	0	0	0	0
Sp E X	Loadings	Max	219.6830	7.62723	0	118.0224	3268.8744	6014.8065	0	0	0
Sp E Y	Loadings	Max	7.62723	219.6830	0	3894.7342	1173.2687	6489.5458	0	0	0

46. Tablas ETABS edificio JS a 2

Figura 63. Tablas ETABS edificio JS a 2

Joint Drifts												0.02 0.0036364
TABLE: Joint Drifts												
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Disp X m	Disp Y m	Drift X	Drift Y	VER Drift X	VER Drift Y	
N 6	18	1325	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.006557	0.007397	0.000318	0.000355	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	18	1325	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.000871	0.010797	0.000048	0.000568	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	19	1321	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.006557	0.00249	0.000318	0.00012	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	19	1321	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.000871	0.008225	0.000048	0.000453	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	20	1101	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.006557	0.012351	0.000318	0.000593	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	20	1101	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.000871	0.01322	0.000048	0.000679	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	42	1319	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.006557	0.007417	0.000318	0.000356	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	42	1319	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.000871	0.010722	0.000048	0.000566	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	45	1323	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.006557	0.00247	0.000318	0.000119	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	45	1323	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.000871	0.008252	0.000048	0.000454	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	49	1102	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.006557	0.012331	0.000318	0.000592	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	49	1102	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.000871	0.013343	0.000048	0.000682	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	62	1065	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.008425	0.012351	0.000354	0.000593	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	62	1065	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.002132	0.01322	0.000087	0.000679	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	70	1162	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.008425	0.00249	0.000354	0.00012	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	70	1162	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.002132	0.008225	0.000087	0.000453	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	71	1144	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.008425	0.007397	0.000354	0.000355	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	71	1144	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.002132	0.010797	0.000087	0.000568	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	88	1174	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.008425	0.007417	0.000354	0.000356	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	88	1174	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.002132	0.010722	0.000087	0.000566	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	90	1154	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.008425	0.00247	0.000354	0.000119	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	90	1154	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.002132	0.008252	0.000087	0.000454	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	92	1066	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.008425	0.012331	0.000354	0.000592	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	92	1066	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.002132	0.013343	0.000087	0.000682	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	101	1114	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.008559	0.012331	0.000455	0.000592	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	101	1114	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.0034	0.013343	0.000163	0.000682	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	102	1124	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.012089	0.012331	0.000645	0.000592	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	102	1124	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.00597	0.013343	0.000028	0.000682	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	108	1088	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.012089	0.00247	0.000645	0.000119	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	108	1088	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.00597	0.008252	0.000028	0.000454	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	109	1094	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.012089	0.012351	0.000645	0.000593	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	109	1094	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.00597	0.01322	0.000028	0.000679	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	110	1113	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.008559	0.012351	0.000455	0.000593	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	110	1113	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.0034	0.01322	0.000163	0.000679	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	113	1161	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.012089	0.00249	0.000645	0.00012	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	113	1161	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.00597	0.008225	0.000028	0.000453	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	114	1173	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.012089	0.007417	0.000645	0.000356	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	114	1173	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.00597	0.010722	0.000028	0.000566	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	141	1373	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.008559	0.007417	0.000455	0.000356	CORRECTO	CORRECTO	
N 6	141	1373	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.0034	0.010722	0.000163	0.000566	CORRECTO	CORRECTO	

47. Tablas ETABS edificio JS a 3

Figura 64. Tablas ETABS edificio JS a 3

Joint Displacements											
TABLE: Joint Displacements											
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Ux m	Uy m	Uz m	Rx rad	Ry rad	Rz rad
N 6	18	1323	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.006557	0.007397	0.000018	0.000203	0.000136	0.000823
N 6	18	1323	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.000871	0.010797	0.000044	0.000386	0.000042	0.000438
N 6	19	1321	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.006557	0.00249	0.000053	0.000107	0.000284	0.000823
N 6	19	1321	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.000871	0.008225	0.000072	0.000413	0.00005	0.000458
N 6	20	1101	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.006557	0.012351	0.000035	0.000391	0.000215	0.000823
N 6	20	1101	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.000871	0.01322	0.000006	0.000454	0.000035	0.000438
N 6	42	1319	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.006557	0.007417	0.000057	0.000204	0.000136	0.000823
N 6	42	1319	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.000871	0.010722	0.000041	0.000335	0.000044	0.000438
N 6	45	1323	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.006557	0.00247	0.000052	0.000106	0.000284	0.000823
N 6	45	1323	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.000871	0.008252	0.000087	0.000413	0.000047	0.000438
N 6	49	1102	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.006557	0.012331	0.000035	0.00039	0.000215	0.000823
N 6	49	1102	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.000871	0.013343	0.000006	0.000457	0.000016	0.000438
N 6	62	1065	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.008425	0.012351	0.000039	0.000464	0.000279	0.000823
N 6	62	1065	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.002132	0.01322	0.000043	0.000154	0.000069	0.000438
N 6	70	1162	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.008425	0.00249	0.000042	0.000079	0.000237	0.000823
N 6	70	1162	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.002132	0.008225	0.000111	0.000261	0.000059	0.000438
N 6	71	1144	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.008425	0.007397	0.000049	0.000249	0.000023	0.000823
N 6	71	1144	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.002132	0.010797	0.000074	0.000091	0.000058	0.000438
N 6	88	1174	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.008425	0.007417	0.00005	0.000025	0.000023	0.000823
N 6	88	1174	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.002132	0.010722	0.000073	0.00004	0.000059	0.000438
N 6	90	1154	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.008425	0.00247	0.000041	0.000078	0.000237	0.000823
N 6	90	1154	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.002132	0.008252	0.000111	0.000261	0.000058	0.000438
N 6	92	1066	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.008425	0.012331	0.000039	0.000463	0.000279	0.000823
N 6	92	1066	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.002132	0.013343	0.000043	0.000143	0.000068	0.000438
N 6	101	1114	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.008559	0.012331	0.000059	0.00039	0.000033	0.000823
N 6	101	1114	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.0034	0.013343	0.000029	0.000457	0.000116	0.000438
N 6	102	1124	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.012089	0.012331	0.000026	0.000465	0.000113	0.000823
N 6	102	1124	Sp Der Y	LinRespSpe	Max	0.00597	0.013343	0.00003	0.000745	0.000022	0.000438
N 6	108	1088	Sp Der X	LinRespSpe	Max	0.012089	0.00247	0.000004	0.00007	0.000433	0.000823

48. Tablas ETABS edificio JS a 4

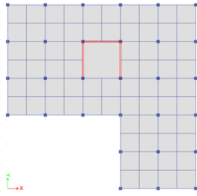
Figura 65. Tablas ETABS edificio JS a 4

Story Forces										
TABLE: Story Forces										
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
					kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
N 6	Sp E X	LinRespSpe	Max	Top	0	68165.1	2395.98	1814035.8	0	0
N 6	Sp E X	LinRespSpe	Max	Bottom	0	68165.1	2395.98	1814035.8	8385.9	238577.02
N 6	Sp E Y	LinRespSpe	Max	Top	0	2299.71	84336.89	1383854.7	0	0
N 6	Sp E Y	LinRespSpe	Max	Bottom	0	2299.71	84336.89	1383854.7	295178.1	8048.96
N 5	Sp E X	LinRespSpe	Max	Top	0	120615.86	4333.69	3235708.6	8385.9	238577.02
N 5	Sp E X	LinRespSpe	Max	Bottom	0	120615.86	4333.69	3235708.6	23524.31	658329.01
N 5	Sp E Y	LinRespSpe	Max	Top	0	4212.16	146014.65	2391613.7	295178.1	8048.96
N 5	Sp E Y	LinRespSpe	Max	Bottom	0	4212.16	146014.65	2391613.7	803116.48	22767.13
N 4	Sp E X	LinRespSpe	Max	Top	0	158286.81	5758.5	4287015.9	23524.31	658329.01
N 4	Sp E X	LinRespSpe	Max	Bottom	0	158286.81	5758.5	4287015.9	43555.86	1203517.82
N 4	Sp E Y	LinRespSpe	Max	Top	0	5640.82	189285.88	3096582.7	22767.13	65501.32
N 4	Sp E Y	LinRespSpe	Max	Bottom	0	5640.82	189285.88	3096582.7	1452347.2	42404.98
N 3	Sp E X	LinRespSpe	Max	Top	0	186477.71	6763.24	5100969.4	43555.86	1203517.82
N 3	Sp E X	LinRespSpe	Max	Bottom	0	186477.71	6763.24	5100969.4	66998.29	1836356.95
N 3	Sp E Y	LinRespSpe	Max	Top	0	6664.57	222178.21	3634992.9	1452347.2	42404.98
N 3	Sp E Y	LinRespSpe	Max	Bottom	0	6664.57	222178.21	3634992.9	2202649.3	65501.32
N 2	Sp E X	LinRespSpe	Max	Top	0	207897.16	7378.89	5702014.9	66998.29	1836356.95
N 2	Sp E X	LinRespSpe	Max	Bottom	0	207897.16	7378.89	5702014.9	92517.76	2532547.31
N 2	Sp E Y	LinRespSpe	Max	Top	0	7329.92	246550.51	4037367.3	2202649.3	65501.32
N 2	Sp E Y	LinRespSpe	Max	Bottom	0	7329.92	246550.51	4037367.3	3026348.7	90796.78
N 1	Sp E X	LinRespSpe	Max	Top	0	219862.63	7627.23	6014806.5	92517.76	2532547.31
N 1	Sp E X	LinRespSpe	Max	Bottom	0	219862.63	7627.23	6014806.5	118922.24	3268874.38
N 1	Sp E Y	LinRespSpe	Max	Top	0	7627.23	259292.42	4249545.8	3026348.7	90796.78
N 1	Sp E Y	LinRespSpe	Max	Bottom	0	7627.23	259292.42	4249545.8	3894734.2	117126.65

49. Tablas ETABS edificio base 1

Figura 66. Tablas ETABS edificio base 1

Tablas ETABS Edificio Base													
Modal Participating Mass Ratios													
TABLE: Modal Participating Mass Ratios													
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY SumRZ
Modal	1	1.102	0.2319	0.0113	0	0.2319	0.0113	0	0.0073	0.1511	0.4881	0.0073	0.1511 0.4881
Modal	2	0.453	0.0727	0.6392	0	0.3046	0.6505	0	0.4329	0.0486	0.006	0.4402	0.1996 0.4941
Modal	3	0.405	0.4891	0.0621	0	0.7136	0.7125	0	0.049	0.2795	0.2781	0.4892	0.4791 0.7722
Modal	4	0.326	0.0798	0.0029	0	0.7934	0.7155	0	0.0042	0.0568	0.07	0.4934	0.536 0.8422
Modal	5	0.165	0.0103	0.0011	0	0.8037	0.7166	0	0.0018	0.0138	0.0453	0.4951	0.5408 0.8874
Modal	6	0.125	0.1128	0.0347	0	0.9165	0.7513	0	0.0554	0.2613	0.0264	0.5505	0.8111 0.9138
Modal	7	0.113	0.0158	0.1689	0	0.9323	0.9201	0	0.2703	0.0371	0.0166	0.8208	0.8482 0.9304
Modal	8	0.105	0.0059	0.0001	0	0.9382	0.9202	0	0.0004	0.0121	0.0247	0.8212	0.8603 0.9551
Modal	9	0.077	0.0046	0.0002	0	0.9428	0.9205	0	0.0005	0.0097	0.0106	0.8217	0.87 0.9658
Modal	10	0.066	0.0004	0.0035	0	0.9732	0.924	0	0.0071	0.0613	0.0087	0.8288	0.9313 0.9744
Modal	11	0.057	0.0019	0.0474	0	0.9751	0.9714	0	0.0988	0.0041	0.001	0.9276	0.9353 0.9754
Modal	12	0.056	0.004	0.0004	0	0.9791	0.9717	0	0.0007	0.0092	0.0165	0.9283	0.9446 0.992



Base Reactions													
TABLE: Base Reactions													
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z		
			kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m	m	m	m		
Dead	LinStatic		0	0	4065442.79	7214471.762	-68486829.04	0	0	0	0		
Live	LinStatic		0	0	1048048.3	18465922.56	-18002554.86	0	0	0	0		
Sp E X	LinRespSpec	Max	218597.43	88686.28	0	1329175.81	3182324.57	5802834.89	0	0	0		
Sp E Y	LinRespSpec	Max	88686.28	281824.1	0	4198742.91	1315867.14	6168693.48	0	0	0		

Base Reactions con Corrección													
TABLE: Base Reactions													
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z		
			Tonnesf	Tonnesf	Tonnesf	Tonnesf-m	Tonnesf-m	Tonnesf-m	m	m	m		
Dead	LinStatic		0	0	4065.44279	72144.71762	-68486.82904	0	0	0	0		
Live	LinStatic		0	0	1048.0483	18465.92256	-18002.55486	0	0	0	0		
Sp E X	LinRespSpec	Max	218.59743	88.68628	0	1329.17581	3182.32457	5802.83489	0	0	0		
Sp E Y	LinRespSpec	Max	88.68628	281.8241	0	4198.74291	1315.86714	6168.09348	0	0	0		

50. Tablas ETABS edificio base 2

Figura 67. Tablas ETABS edificio base 2

Joint Drifts											
TABLE: Joint Drifts											
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Disp X m	Disp Y m	Drift X	Drift Y	VER Drift X	VER Drift Y
N 6	18	1325	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.006136	0.008287	0.000291	0.0004	CORRECTO	CORRECTO
N 6	18	1325	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.002723	0.009774	0.000132	0.000496	CORRECTO	CORRECTO
N 6	19	1321	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.006136	0.003986	0.000291	0.000202	CORRECTO	CORRECTO
N 6	19	1321	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.002723	0.008259	0.000132	0.00046	CORRECTO	CORRECTO
N 6	20	1101	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.006136	0.014187	0.000291	0.000672	CORRECTO	CORRECTO
N 6	20	1101	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.002723	0.012145	0.000132	0.000641	CORRECTO	CORRECTO
N 6	42	1319	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.006136	0.008887	0.000291	0.000425	CORRECTO	CORRECTO
N 6	42	1319	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.002723	0.010144	0.000132	0.000549	CORRECTO	CORRECTO
N 6	45	1323	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.006136	0.003524	0.000291	0.000183	CORRECTO	CORRECTO
N 6	45	1323	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.002723	0.008031	0.000132	0.000436	CORRECTO	CORRECTO
N 6	49	1102	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.006136	0.013567	0.000291	0.000646	CORRECTO	CORRECTO
N 6	49	1102	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.002723	0.011644	0.000132	0.000561	CORRECTO	CORRECTO
N 6	62	1065	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.008403	0.014187	0.000363	0.000672	CORRECTO	CORRECTO
N 6	62	1065	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.00423	0.012145	0.000174	0.000641	CORRECTO	CORRECTO
N 6	70	1162	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.008403	0.003986	0.000363	0.000202	CORRECTO	CORRECTO
N 6	70	1162	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.00423	0.008259	0.000174	0.00046	CORRECTO	CORRECTO
N 6	71	1144	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.008403	0.008287	0.000363	0.0004	CORRECTO	CORRECTO
N 6	71	1144	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.00423	0.009774	0.000174	0.000496	CORRECTO	CORRECTO
N 6	88	1174	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.008403	0.008887	0.000363	0.000425	CORRECTO	CORRECTO
N 6	88	1174	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.00423	0.010144	0.000174	0.000549	CORRECTO	CORRECTO
N 6	90	1154	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.008403	0.003524	0.000363	0.000183	CORRECTO	CORRECTO
N 6	90	1154	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.00423	0.008031	0.000174	0.000436	CORRECTO	CORRECTO
N 6	92	1066	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.008403	0.013567	0.000363	0.000646	CORRECTO	CORRECTO
N 6	92	1066	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.00423	0.011644	0.000174	0.000561	CORRECTO	CORRECTO
N 6	101	1114	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.008674	0.013567	0.000434	0.000646	CORRECTO	CORRECTO
N 6	101	1114	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.00444	0.011644	0.000218	0.000561	CORRECTO	CORRECTO
N 6	102	1124	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.012911	0.013567	0.000644	0.000646	CORRECTO	CORRECTO
N 6	102	1124	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.006506	0.011644	0.000316	0.000561	CORRECTO	CORRECTO
N 6	103	1132	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.017792	0.013567	0.000879	0.000646	CORRECTO	CORRECTO
N 6	103	1132	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.008809	0.011644	0.000421	0.000561	CORRECTO	CORRECTO
N 6	104	1076	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.022925	0.013567	0.001123	0.000646	CORRECTO	CORRECTO
N 6	104	1076	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.011247	0.011644	0.000529	0.000561	CORRECTO	CORRECTO
N 6	105	1143	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.022925	0.008287	0.001123	0.0004	CORRECTO	CORRECTO
N 6	106	1143	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.011247	0.009774	0.000529	0.000496	CORRECTO	CORRECTO

51. Tablas ETABS edificio base 3

Figura 68. Tablas ETABS edificio base 3

Joint Displacements											
TABLE: Joint Displacements											
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Ux m	Uy m	Uz m	Rx rad	Ry rad	Rz rad
N 6	18	1325	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.006136	0.008287	0.000058	0.000228	0.000122	0.000908
N 6	18	1325	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.002723	0.009774	0.000034	0.000295	0.000076	0.000443
N 6	19	1321	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.006136	0.003986	0.000765	0.000185	0.000261	0.000908
N 6	19	1321	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.002723	0.008259	0.001166	0.000418	0.000112	0.000443
N 6	20	1101	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.006136	0.014187	0.000033	0.00044	0.000214	0.000908
N 6	20	1101	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.002723	0.012145	0.000012	0.000429	0.000099	0.000443
N 6	42	1319	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.006136	0.008887	0.000051	0.000244	0.000127	0.000908
N 6	42	1319	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.002723	0.010144	0.000054	0.000325	0.000048	0.000443
N 6	45	1323	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.006136	0.003524	0.000899	0.000164	0.000259	0.000908
N 6	45	1323	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.002723	0.008031	0.000804	0.0004	0.000126	0.000443
N 6	49	1102	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.006136	0.013567	0.000032	0.000422	0.000214	0.000908
N 6	49	1102	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.002723	0.011644	0.000016	0.000373	0.000096	0.000443
N 6	62	1065	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.008403	0.014187	0.00004	0.000521	0.000286	0.000908
N 6	62	1065	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.00423	0.012145	0.000045	0.000511	0.000136	0.000443
N 6	70	1162	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.008403	0.003986	0.00005	0.00013	0.000243	0.000908
N 6	70	1162	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.00423	0.008259	0.000118	0.000259	0.000113	0.000443
N 6	71	1144	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.008403	0.008287	0.000055	0.000278	0.000236	0.000908
N 6	71	1144	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.00423	0.009774	0.000065	0.00035	0.000114	0.000443
N 6	88	1174	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.008403	0.008887	0.000059	0.000297	0.000237	0.000908
N 6	88	1174	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.00423	0.010144	0.00007	0.000387	0.000111	0.000443
N 6	90	1154	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.008403	0.003524	0.000057	0.000106	0.000242	0.000908
N 6	90	1154	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.00423	0.008031	0.000101	0.000257	0.000119	0.000443
N 6	92	1066	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.008403	0.013567	0.000042	0.0005	0.000286	0.000908
N 6	92	1066	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.00423	0.011644	0.000033	0.000444	0.000137	0.000443
N 6	101	1114	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.008674	0.013567	0.000055	0.000426	0.000312	0.000908
N 6	101	1114	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	0.00444	0.011644	0.000026	0.000377	0.000159	0.000443
N 6	102	1124	Sp Der X	LinRespSpec	Max	0.012911	0.013567	0.000083	0.000427	0.000459	0.000908

52. Tablas ETABS edificio base 4

Figura 69. Tablas ETABS edificio base 4 parte 1

Story Forces										
TABLE: Story Forces										
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
					kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
N 6	Sp Der X	LinRespSpec	Max	Top	0	68102.06	29551.04	1816741.57	0	0
N 6	Sp Der X	LinRespSpec	Max	Bottom	0	68102.06	29551.04	1816741.57	103428.3	238356.38
N 6	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	Top	0	29248.31	92722.67	1962496.44	0	0
N 6	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	Bottom	0	29248.31	92722.67	1962496.44	324528.22	102368.72
N 5	Sp Der X	LinRespSpec	Max	Top	0	117459	50344.12	3128465.7	103428.3	238356.38
N 5	Sp Der X	LinRespSpec	Max	Bottom	0	117459	50344.12	3128465.7	278415.4	645873.25
N 5	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	Top	0	50193.14	158170.66	3447104.75	324528.22	102368.72
N 5	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	Bottom	0	50193.14	158170.66	3447104.75	873980.84	277008.2
N 4	Sp Der X	LinRespSpec	Max	Top	0	153528.09	64696.14	4057844.97	278415.4	645873.25
N 4	Sp Der X	LinRespSpec	Max	Bottom	0	153528.09	64696.14	4057844.97	499649.19	1170261.86
N 4	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	Top	0	64362.9	204095.91	4527076.97	873980.84	277008.2
N 4	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	Bottom	0	64362.9	204095.91	4527076.97	1571112.71	497565.08
N 3	Sp Der X	LinRespSpec	Max	Top	0	182067.72	75777.72	4817051.52	499649.19	1170261.86
N 3	Sp Der X	LinRespSpec	Max	Bottom	0	182067.72	75777.72	4817051.52	754167.81	1781335.55
N 3	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	Top	0	74871.99	239668.33	5331005.59	1571112.71	497565.08
N 3	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	Bottom	0	74871.99	239668.33	5331005.59	2375817.94	748982.54
N 2	Sp Der X	LinRespSpec	Max	Top	0	205116.41	84268.76	5442851.92	754167.81	1781335.55
N 2	Sp Der X	LinRespSpec	Max	Bottom	0	205116.41	84268.76	5442851.92	1033720.55	2459040.01
N 2	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	Top	0	83528.82	266957.17	5894157.61	2375817.94	748982.54
N 2	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	Bottom	0	83528.82	266957.17	5894157.61	3261324.83	1023797.99
N 1	Sp Der X	LinRespSpec	Max	Top	0	218597.43	88686.28	5802834.89	1033720.55	2459040.01
N 1	Sp Der X	LinRespSpec	Max	Bottom	0	218597.43	88686.28	5802834.89	1329175.81	3182324.57
N 1	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	Top	0	88686.28	281824.1	6168693.48	3261324.83	1023797.99
N 1	Sp Der Y	LinRespSpec	Max	Bottom	0	88686.28	281824.1	6168693.48	4198742.91	1315867.14

Figura 70. Tablas ETABS edificio base 4 parte 2

TABLE: Story Forces										
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	VX	VY	T	MX	
					Tonnef	Tonnef	Tonnef	Tonnef-m	Tonnef-m	
N 6	Sp Der XnRespSp	Max	Top	0	68.10206	29.55104	1816.7416	0	0	1
N 6	Sp Der XnRespSp	Max	Bottom	0	68.10206	29.55104	1816.7416	103.4283	238.35638	4
N 6	Sp Der YnRespSp	Max	Top	0	29.24831	92.72267	1962.4964	0	0	1
N 6	Sp Der YnRespSp	Max	Bottom	0	29.24831	92.72267	1962.4964	324.52822	102.36872	1
N 5	Sp Der XnRespSp	Max	Top	0	117.459	50.34412	3128.4657	103.4283	238.35638	4
N 5	Sp Der XnRespSp	Max	Bottom	0	117.459	50.34412	3128.4657	278.4154	645.87325	7
N 5	Sp Der YnRespSp	Max	Top	0	50.19314	158.17066	3447.1048	324.52822	102.36872	1
N 5	Sp Der YnRespSp	Max	Bottom	0	50.19314	158.17066	3447.1048	873.98084	277.0082	1
N 4	Sp Der XnRespSp	Max	Top	0	153.52809	64.69614	4057.845	278.4154	645.87325	7
N 4	Sp Der XnRespSp	Max	Bottom	0	153.52809	64.69614	4057.845	499.64919	1170.26186	1
N 4	Sp Der YnRespSp	Max	Top	0	64.3629	204.09591	4527.077	873.98084	277.0082	1
N 4	Sp Der YnRespSp	Max	Bottom	0	64.3629	204.09591	4527.077	1571.1127	497.56508	3
N 3	Sp Der XnRespSp	Max	Top	0	182.06772	75.77772	4817.0515	499.64919	1170.26186	1
N 3	Sp Der XnRespSp	Max	Bottom	0	182.06772	75.77772	4817.0515	754.16781	1781.33555	1
N 3	Sp Der YnRespSp	Max	Top	0	74.87199	239.66833	5331.0056	1571.1127	497.56508	1
N 3	Sp Der YnRespSp	Max	Bottom	0	74.87199	239.66833	5331.0056	2375.8179	748.98254	1
N 2	Sp Der XnRespSp	Max	Top	0	205.11641	84.26876	5442.8519	754.16781	1781.33555	1
N 2	Sp Der XnRespSp	Max	Bottom	0	205.11641	84.26876	5442.8519	1033.7206	2459.04001	1
N 2	Sp Der YnRespSp	Max	Top	0	83.52882	266.95717	5894.1576	2375.8179	748.98254	1
N 2	Sp Der YnRespSp	Max	Bottom	0	83.52882	266.95717	5894.1576	3261.3248	1023.79799	1
N 1	Sp Der XnRespSp	Max	Top	0	218.59743	88.68628	5802.8349	1033.7206	2459.04001	1
N 1	Sp Der XnRespSp	Max	Bottom	0	218.59743	88.68628	5802.8349	1329.1758	3182.32457	1
N 1	Sp Der YnRespSp	Max	Top	0	88.68628	281.8241	6168.6935	3261.3248	1023.79799	1
N 1	Sp Der YnRespSp	Max	Bottom	0	88.68628	281.8241	6168.6935	4198.7429	1315.86714	1

H. Anexo 7

En este anexo se presentan dos elementos fundamentales del análisis estructural: las cargas consideradas y la distribución arquitectónica de los edificios evaluados. La figura 70 muestra un cuadro resumen con las cargas muertas y vivas aplicadas a los distintos niveles del edificio, diferenciando entre techo, pisos típicos, fachadas, áreas comunes y escaleras. Se indican también los materiales utilizados y su resistencia característica. Por su parte, la figura 71 ilustra la distribución de espacios a través de esquemas en planta de distintos niveles, donde se identifican áreas funcionales como apartamentos, gimnasio, lavandería y áreas comunes. Esta distribución espacial sirve como base para el modelado estructural y el análisis de cargas.

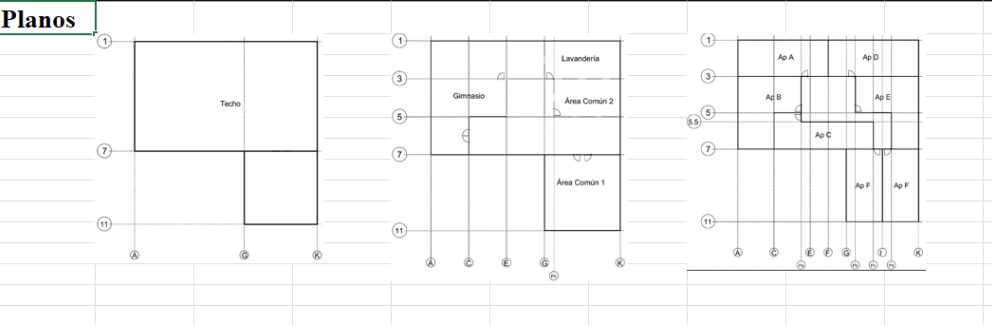
53. Cargas de los edificios

Figura 70. Cargas de los edificios

Cargas de los Edificios					
Techo	2.5 cm	0.025 m	1800 kg/m3	45 kg/m2	
Piso Típico	2 cm	0.02 m	2000 kg/m3	40 kg/m2	
Sotano, Instalaciones	150 kg/m2				
Fachadas, ascensor y gradas	500 kg/m				
Muertas					
Techo	45 kg/m2	N6		LISTO	LISTO
Piso Típico	40 kg/m2	N1-N5		LISTO	EN PROCESO
Fachadas, ascensor y gradas	500 kg/m			LISTO	FALTA
Vivas					
Techo	100 kg/m2	N1-N5		LISTO	$U = 1.4 (D)$ $U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (L + S + R)$ $U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (L + S + R) + (L + 0.5 W)$ $U = 1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 (L + S + R)$ $U = 1.2 D + 1.0 W + L + 0.25$ $U = 0.9 D + 1.0 W$ $U = 0.9 D + 1.0 E$ (Ecuación ACI 3.5.3.a) (Ecuación ACI 3.5.3.b) (Ecuación ACI 3.5.3.c) (Ecuación ACI 3.5.3.d) (Ecuación ACI 3.5.3.e) (Ecuación ACI 3.5.3.f) (Ecuación ACI 3.5.3.g)
Aptos	200 kg/m2	N2-N5		LISTO	
Pasillos	250 kg/m2	N2-N5		LISTO	
Vestibulos públicos	500 kg/m2	N1		LISTO	
Zonas de asientos fijos	400 kg/m2	N1		LISTO	
Salones sin asiento fijo	500 kg/m2	N1		LISTO	
Escaleras	300 kg/m2	N1-N5		LISTO	
Materiales					
Concreto (f'c)	4000 klb/plg2	Todos		LISTO	
Acero (fy')	60000 klb/plg2	Todos		LISTO	

54. Distribución de espacios en los edificios

Figura 71. Distribución de espacios en los edificios



XI. GLOSARIO

Aisladores sísmicos	Dispositivos que permiten el movimiento controlado de una estructura durante un sismo.	Combinaciones de Carga	Suma de cargas actuando simultáneamente según normativa.
Amortiguadores sísmicos	Sistemas que disipan energía sísmica para reducir deformaciones en la estructura.	Concreto Agrietado	Concreto que se fisura por cargas excesivas.
Análisis Dinámico Lineal	Evaluación de la respuesta estructural ante sismos usando modelos matemáticos.	Concreto reforzado	Concreto combinado con acero para resistir compresión y tracción.
Análisis Dinámico No Lineal	Evaluación precisa considerando la no linealidad de materiales y conexiones.	Cuadro de Esfuerzos	Representación de la resistencia de una viga.
Análisis Especializado	Evaluación estructural de edificaciones con irregularidades sísmicas.	Cumplimiento de normas	Garantía de que la estructura cumple con estándares vigentes.
Análisis Estático Lineal	Método que evalúa estructuras con deformaciones pequeñas.	Curva Elástica	Deformación bajo carga según momento y fuerza.
Análisis de Vulnerabilidad Sísmica	Evaluación del daño potencial por sismos y refuerzos necesarios.	Def. Unitaria (máx.)	Máxima deformación permitida por normativa.
Análisis estructural	Evaluación de cómo las cargas afectan la estructura.	Deformación Unitaria	Cambio de longitud de un material por carga aplicada.
Análisis por Simulación Computacional	Simulación de modelos 3D para analizar la respuesta sísmica.	Diseño Estructural	Diseño de cimentaciones y elementos estructurales.
Carga Axial Excéntrica	Carga fuera del centroide que genera momento adicional y flexión.	Diseño por Resistencia (LRFD)	Diseño estructural considerando curvas de esfuerzo y factores de seguridad.
Cargas Gravitacionales	Peso propio de la estructura y elementos permanentes.	Ductilidad	Capacidad de deformación sin fractura.
Cargas Sísmicas	Fuerzas generadas por un sismo según la ubicación.	ETABS	Software para análisis estructural de edificaciones.

Cargas Vivas	Cargas dinámicas como ocupación o vehículos.	Edificaciones en L	Estructuras en forma de 'L' con rigidez irregular.
Cargas de Viento	Fuerzas del viento que afectan la estabilidad estructural.	Elementos Estructurales	Losas y vigas coladas con patines y estribos.
Clima Subtropical de Altura	Clima moderado con lluvias intensas en época lluviosa.	Elementos críticos	Componentes clave cuya falla compromete la estructura.
Esfuerzo	Fuerza aplicada por unidad de área.	Movimiento de Suelo	Comportamiento del terreno que impacta la estructura.
Esfuerzo Cortante	Fuerzas paralelas a la sección transversal.	Muros altamente dúctiles	Muros que absorben energía y no fallan fácilmente.
Esfuerzo Normal	Fuerzas perpendiculares a la sección transversal.	Muros de cortante	Elementos que resisten fuerzas laterales.
Expansión térmica	Dilación o contracción por temperatura.	Norma ACI 318-14	Norma para diseño de estructuras de concreto.
Factor de Reducción de Resistencia	Valor que ajusta la resistencia nominal por seguridad.	Norma ASCE/SEI 41	Norma para evaluación de estructuras vulnerables.
Flexión	Curvatura inducida por momentos.	Norma NSE (Guatemala)	Norma guatemalteca para seguridad estructural sísmica.
Formaciones Geológicas	Tipo de rocas que afectan estabilidad y drenaje.	Reforzamiento sísmico	Mejoras estructurales para resistir sismos.
Ingeniería sísmica	Diseño estructural resistente a sismos.	Resistencia a Flexión	Relación entre momento y esfuerzo cortante.
Juntas sísmicas	Separación estructural que reduce tensiones sísmicas.	Retracción del concreto	Contracción por pérdida de humedad.
Ley de Hooke	Relación entre esfuerzo y deformación elástica.	Riesgo Natural Volcánico	Impacto estructural de actividad volcánica.
Microsoft Excel	Herramienta para cálculos y documentación técnica.	Sismicidad Frecuente	Actividad sísmica regular en una región.

Modelización estructural	Simulación del comportamiento estructural real.	Ubicación Tectónica	Interacción de placas tectónicas en Guatemala.
-------------------------------------	--	--------------------------------	---