



Universidad Autónoma Metropolitana

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

**ANÁLISIS DE INTERACCIÓN DINÁMICA
SUELO-ESTRUCTURA
CON EL MÉTODO DE
ELEMENTOS FINITOS
Y LAS NTC S 2020**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

P R E S E N T A:

GABRIEL LEYVA BELTRÁN

DIRECTORES DE TESIS:

DR. LUCIANO ROBERTO FERNÁNDEZ SOLA

DR. GELACIO JUÁREZ LUNA

CDMX 2023

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, Ma. Guadalupe Beltrán López y Gabriel Leyva Barrueta:

Gracias por regalarme una vida llena de amor y felicidad, su apoyo en cada decisión que he tomado, ha sido fundamental para mi desarrollo personal y profesional. A ustedes dedico cada éxito a lo largo de mi vida y por ustedes me seguiré esforzando para ser un mejor ser humano, hijo y hermano. Este trabajo no habría sido posible sin todo el amor y dedicación que han puesto en mí, todo lo que soy es gracias a ustedes.

A mis hermanos, América Guadalupe y Ethan Santiago:

Gracias por su apoyo y cariño a lo largo de mi vida, ustedes me impulsan todos los días a superarme y ser una mejor persona. Agradezco tener la dicha de ser su hermano.

A mis asesores de tesis, Dr. Luciano Roberto Fernández Sola y Dr. Gelacio Juárez Luna:

Gracias por la oportunidad, el tiempo y el esfuerzo invertido en el desarrollo de este trabajo de investigación, el cual me aportó mucho en mi desarrollo profesional.

A los profesores del Posgrado en Ingeniería Estructural:

Gracias por aportar tanto a mi formación profesional, de cada uno de ustedes aprendí algo muy valioso.

Al M.C. Francisco García Álvarez:

Gracias por facilitar la información del edificio y del suelo utilizada para el desarrollo de este trabajo de investigación.

A la Universidad Autónoma Metropolitana unidad Azcapotzalco (UAM-A):

Gracias por abrirme las puertas de la institución y darme la oportunidad de continuar mi formación académica.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT):

Gracias por el apoyo económico que me permitió dedicarme en tiempo completo a mis estudios de maestría, para desarrollarlos de la mejor manera posible.

RESUMEN

En este trabajo de investigación se comparan los resultados de dos metodologías para el modelado y análisis de los efectos de la interacción dinámica suelo estructura en edificaciones civiles con cimentación tipo cajón, desplantadas en suelo blando.

La interacción dinámica suelo estructura (IDSE) es un fenómeno que se debe al contraste de rigideces entre el suelo de desplante y la cimentación de la estructura. Este fenómeno se presenta en estructuras desplantadas en suelos semi rígidos o blandos, ya que estos favorecen el contraste entre la rigidez de la cimentación y el suelo. Analíticamente, el problema de la IDSE se puede representar a través de un oscilador de tres grados de libertad, los cuales simulan la traslación de la masa, la traslación de la base y la rotación en la base. Estos tres grados de libertad se asocian a la deformación de la estructura, el desplazamiento de cuerpo rígido de la estructura debido al cortante basal y el cabeceo de la estructura por las fuerzas de inercia y el momento de volteo, respectivamente.

Las dos metodologías utilizadas en este trabajo son la aproximación reportada en las NTC S 20 (2020) y los modelos integrales de análisis estructural con elementos finitos. La aproximación de las NTC S 20 (2020), consiste en resolver el problema del oscilador de tres grados de libertad, para aproximar un oscilador de un solo grado de libertad con propiedades equivalentes. Para este oscilador equivalente se determina un amortiguamiento y un periodo efectivo del sistema, posteriormente se calculan las rigideces dinámicas para incluir el efecto del suelo en el modelo. Una manera de incorporar al modelo de análisis estructural las rigideces dinámicas es a través del modelado de resortes y amortiguadores puntuales, esto permite reproducir los efectos de interacción inercial en la estructura.

Otra manera de evaluar los efectos de la interacción dinámica suelo estructura en edificaciones es a través de los modelos integrales de análisis estructural con elementos finitos, en estos modelos el sistema a analizar se compone de la estructura, la cimentación y el suelo. Esta metodología permite estudiar una amplia gama de posibilidades, incluyendo más variables en el modelado y análisis como son: geometrías complejas, distintos tipos de cimientos, suelos con topografías accidentadas, medios estratificados y propiedades no lineales de los materiales, entre otras.

A lo largo de este trabajo se utilizan dos edificaciones como objeto de estudio, se inicia con una estructura pequeña con geometría simétrica estructurada a base de placas y barras de concreto reforzado, la cual permite calibrar los métodos de modelado y de análisis de manera relativamente simple. Enseguida se trabaja con una estructura tipo edificación vertical proyectada para su construcción en la Ciudad de México, esta estructura tiene una geometría que atiende a las necesidades arquitectónicas de un edificio de departamentos, por lo que su geometría no es simétrica ni simplificada para su análisis estructural. Está modelada a partir del proyecto estructural de la edificación y las propiedades del suelo se extraen del estudio de mecánica de suelos realizado para el predio en el que se desarrolló el proyecto estructural en cuestión.

Los análisis estructurales se realizan en dos programas de elementos finitos con distintas características, para los modelos de análisis estructural realizados con la aproximación de las NTC S 20 (2020) se utiliza SAP2000 CSI (2021), el cual es un programa ampliamente utilizado en la práctica profesional de la ingeniería estructural, razón por la que fue elegido para este tipo de modelos. Por otro lado, para realizar los modelos integrales se eligió ANSYS (2021), ya que este programa ofrece herramientas para realizar mallas de transición entre elementos de distintos tamaños y tiene una mayor capacidad para realizar mallas finas en modelos grandes.

Se demuestra para el caso de las dos edificaciones estudiadas, que el método de las NTC S 20 (2020) proporciona una buena aproximación de los resultados obtenidos de los modelos integrales, en términos de periodos estructurales, aceleraciones, desplazamientos y elementos mecánicos. Esto es conveniente para la incorporación de la revisión de los efectos de la interacción suelo estructura en los despachos de ingeniería estructural en México. Ya que los modelos con resortes son una opción más accesible de desarrollar y analizar para los ingenieros de la práctica de la ingeniería estructural. Siempre que se requiera incorporar más características al análisis, los modelos integrales son una excelente opción para estudiar con más detalle los efectos de la interacción dinámica suelo estructura.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Antecedentes.....	2
1.2. Objetivos.....	15
1.2.1. Objetivo general	15
1.2.2. Objetivos específicos.....	15
CAPÍTULO 2. VALIDACIÓN Y CALIBRACIÓN	16
2.1. Análisis modal de estructuras simples.....	17
2.2. Condición de cuerpo rígido en estructuras simples.....	23
2.3. Análisis modal de la edificación en estudio	28
2.4. Análisis modal de un estrato de suelo	34
2.5. Respuesta en la superficie de un estrato de suelo.....	39
2.5.1. Respuesta de aceleraciones en la superficie de un estrato utilizando expresiones analíticas	39
2.5.2. Respuesta de aceleraciones en la superficie de un estrato utilizando modelos de elementos finitos.....	43
2.5.3. Registros de aceleración.....	44
2.5.4. Determinación del tamaño máximo de los elementos finitos.....	48
2.5.5. Modelos de elementos finitos en SAP2000 con aceleración perpendicular al plano del suelo.....	49
2.5.6. Modelos de elementos finitos en SAP2000 con aceleración en dirección paralela al plano del suelo.....	52
2.5.7. Modelos de elementos finitos en ANSYS Workbench con aceleración en dirección del plano del suelo	54

CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y SUELO DE DESPLANTE.....56

3.1. Descripción general de la estructura.....	56
3.2. Descripción del suelo de desplante.....	61
3.3. Caracterización del suelo con un estrato homogéneo equivalente	61
3.4. Corrección de registro por línea base y filtrado de acelerogramas.....	64

CAPÍTULO 4. MODELADO CON LA APROXIMACIÓN DE LAS NTC S 2020 66

4.1. Interacción cinemática.....	66
4.2. Rigideces dinámicas	70
4.3. Modelo de estructura simple.....	73
4.3.1. Análisis modal de estructura en base rígida y cálculo del peso total	73
4.3.2. Cálculo de radios equivalentes y método NTC S 2020	76
4.3.3. Modelado de rigideces dinámicas	81
4.3.4. Análisis modal de estructura con base flexible	83
4.3.5. Amortiguamiento.....	86
4.3.6. Análisis tiempo historia con integración directa utilizando un registro sísmico.....	86
4.4. Modelo de edificación	91
4.4.1. Análisis modal de estructura con base rígida y cálculo del peso total	91
4.4.2. Cálculo de radios equivalentes y método NTC S 2020.....	93
4.4.3. Modelado de rigideces dinámicas	94
4.4.4. Análisis modal de estructura con base flexible	95
4.4.5. Amortiguamiento.....	98
4.4.6. Análisis tiempo historia con integración directa utilizando un registro sísmico.....	98

CAPÍTULO 5. MODELADO CON EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS (MODELO INTEGRAL).....105

5.1. Modelo integral de estructura simple	105
5.1.1. Análisis modal de estructura en base rígida y cálculo del peso total	105
5.1.2. Desarrollo de modelo integral y malla de transición	109
5.1.3. Amortiguamiento.....	112
5.1.4. Condiciones de apoyo.....	112
5.1.5. Análisis modal	113
5.1.6. Análisis tiempo historia con integración directa función seno.....	115
5.1.7. Análisis tiempo historia con integración directa utilizando un registro sísmico...	118
5.1.8. Análisis tiempo historia utilizando contactos	124
5.2. Modelo integral de edificio.....	129
5.2.1. Análisis modal de edificación en base rígida y cálculo del peso total	129
5.2.2. Construcción del modelo integral y malla de transición	132
5.2.3. Amortiguamiento.....	134
5.2.4. Condiciones de apoyo.....	134
5.2.5. Análisis modal	135
5.2.6. Análisis tiempo historia con integración directa función seno.....	137
5.2.7. Análisis tiempo historia con integración directa utilizando un registro sísmico...	139

CAPÍTULO 6. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....148

6.1. Resultados en términos de desplazamientos y aceleraciones para modelos de estructura simple	148
6.2. Resultados en términos de elementos mecánicos para modelos de estructura simple .	152

6.3. Resultados en términos de desplazamientos y aceleraciones para modelo de edificación	154
6.4. Resultados en términos de elementos mecánicos para modelos de edificación	157
CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	162
7.1. Conclusiones.....	162
7.2. Recomendaciones	165
7.3. Trabajos futuros.....	167

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1. MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN (TOMADO DE KAUSEL <i>ET AL</i> 1978).	2
FIGURA 1.2. PASOS DEL MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN (TOMADO DE KAUSEL <i>ET AL</i> 1978).	3
FIGURA 1.3. ESQUEMA DE PLACA SOBRE MEDIO ESTRATIFICADO (TOMADO DE LUCO 1974).	5
FIGURA 1.4. VARIACIÓN DE F_0 =PRESIÓN DEL SUELO SOBRE LA PILA, Q_0 =FUERZA CORTANTE Y M_0 =MOMENTO FLEXIONANTE, PARA UNA PILA EN UN MEDIO HETEROGÉNEO Y EN UN ESTRATO HOMOGÉNEO EQUIVALENTE, PARA EL PASO DE ONDAS (GRÁFICO SUPERIOR) Y EXCITACIÓN EN LA CABEZA (GRÁFICO INFERIOR) (TOMADO DE FERNÁNDEZ <i>ET AL</i> 2012).	6
FIGURA 1.5. (A) SISTEMA SUPERESTRUCTURA-CIMENTACIÓN-SUELO IDEALIZADO. (B) REDUCCIÓN DEL MODELO IDEALIZADO A UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD (TOMADO DE RENZI <i>ET AL</i> 2013).	9
FIGURA 1.6. INFLUENCIA DE $x_2=(B/H_{DEP})$ EN (A) T/T Y (B) ϵ/ϵ (TOMADO DE RENZI <i>ET AL</i> 2013).	9
FIGURA 1.7. INFLUENCIA DE $x_3=(H_{EQ}/B)$ EN (A) T/T Y (B) ϵ/ϵ (TOMADO DE RENZI <i>ET AL</i> 2013).	10
FIGURA 1.8. INFLUENCIA DE $x_4=(M_B/M_{EQ})$ EN ϵ/ϵ (TOMADO DE RENZI <i>ET AL</i> 2013).	11
FIGURA 1.9. FOTOGRAFÍA AEREA DE LA EDIFICACIÓN EN ESTUDIO (TOMADO DE TENA <i>ET AL</i> 2017).	13
FIGURA 1.10. VISTA DEL MODELO TRIDIMENSIONAL (TOMADO DE TENA <i>ET AL</i> 2017).	13
FIGURA 1.11. ESTRUCTURA ANALIZADA (TOMADO DE TENA 2019).	14
FIGURA 2.1. GEOMETRÍA DE MODELO PARA ANÁLISIS MODAL.	17
FIGURA 2.2. MODELO EN ANSYS (2021).	18
FIGURA 2.3. MODELO EN SAP2000 CSI (2021).	18
FIGURA 2.4. FORMA MODAL 1 EN: A) ANSYS (2021) Y B) SAP2000 CSI (2021).	19
FIGURA 2.5. FORMA MODAL 2 EN A) ANSYS (2021) Y B) SAP2000 CSI (2021).	19
FIGURA 2.6. FORMA MODAL 3 EN A) ANSYS (2021) Y B) SAP2000 CSI (2021).	19
FIGURA 2.7. FORMA MODAL 4 EN A) ANSYS (2021) Y B) SAP2000 CSI (2021).	20
FIGURA 2.8. A) MODELO DE 4 NIVELES CON BASE EMPOTRADA Y B) MODELO DE 5 NIVELES CON CONDICIÓN DE CUERPO RÍGIDO EN EL PRIMER ENTREPISO (MARCADO CON ROJO) Y BASE EMPOTRADA.	24
FIGURA 2.9. A) MODELO DE 4 NIVELES CON BASE EMPOTRADA Y B) MODELO DE 5 NIVELES CON CONDICIÓN DE CUERPO RÍGIDO EN EL PRIMER ENTREPISO (MARCADO CON ROJO) Y BASE EMPOTRADA.	26
FIGURA 2.10. MODELO DE ESTRUCTURA SIN CAJÓN DE CIMENTACIÓN EN ANSYS (2021).	28
FIGURA 2.11. MODELO DE ESTRUCTURA CON CAJÓN DE CIMENTACIÓN EN ANSYS (2021).	29
FIGURA 2.12. MODELO DE ESTRUCTURA SIN CAJÓN DE CIMENTACIÓN EN SAP2000 CSI (2021).	31
FIGURA 2.13. MODELO DE ESTRUCTURA CON CAJÓN DE CIMENTACIÓN EN SAP2000 CSI (2021).	32
FIGURA 2.14. MODELO DE SUELO 2D EN ANSYS (2021).	35
FIGURA 2.15. MODELO DE SUELO 2D EN SAP 2000 CSI (2021).	36
FIGURA 2.16. MODELO DE SUELO 3D.	37
FIGURA 2.17. FORMA MODAL DEL MODO FUNDAMENTAL DE VIBRAR DEL SUELO.	38

FIGURA 2.18. REGISTRO DE ACELERACIONES CARGADO AL PROGRAMA.....	41
FIGURA 2.19. ESPECTRO DE FOURIER DEL REGISTRO DE ACELERACIONES.	41
FIGURA 2.20. FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DEL ESTRATO DE SUELO ($F=1.66$ Hz).....	42
FIGURA 2.21. ACELEROGRAMA ORIGINAL (NEGRO) Y RESPUESTA DE ACELERACIÓN EN LA SUPERFICIE DEL ESTRATO (ROJO).	42
FIGURA 2.22. REGISTRO DE ACELERACIÓN ORIGINAL CON $DT=0.01$ s.	45
FIGURA 2.23. ESPECTRO DE FOURIER DE REGISTRO ORIGINAL CON $DT=0.01$ s.....	45
FIGURA 2.24. REGISTRO DE ACELERACIÓN DIEZMADO CON $DT=0.03$ s.....	46
FIGURA 2.25. ESPECTRO DE FOURIER DE REGISTRO DIEZMADO CON $DT=0.03$ s.....	46
FIGURA 2.26. REGISTRO DE ACELERACIÓN DIEZMADO CON $DT=0.06$ s.....	47
FIGURA 2.27. ESPECTRO DE FOURIER DE REGISTRO DIEZMADO CON $DT=0.06$ s.....	47
FIGURA 2.28. MODELO CON MALLA ASOCIADA A UN $DT=0.06$ s.	49
FIGURA 2.29. MODELO CON MALLA ASOCIADA A $DT=0.03$ s.	49
FIGURA 2.30. FUNCIONES DE TRANSFERENCIA PARA UN $DT=0.06$ s.	51
FIGURA 2.31. FUNCIONES DE TRANSFERENCIA PARA UN $DT=0.03$ s.	51
FIGURA 2.32. FUNCIONES DE TRANSFERENCIA PARA $DT=0.06$ s.	53
FIGURA 2.33. FUNCIONES DE TRANSFERENCIA PARA $DT=0.03$ s.	53
FIGURA 2.34. FUNCIONES DE TRANSFERENCIA PARA $DT=0.06$ s.	54
FIGURA 2.35. FUNCIONES DE TRANSFERENCIA PARA $DT=0.03$ s.	55
FIGURA 3.1. PLANTA ESTRUCTURAL DE LOSA DE FONDO DE CAJÓN DE CIMENTACIÓN.....	57
FIGURA 3.2. PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL 1.	58
FIGURA 3.3. PLANTA ESTRUCTURAL NIVELES 2, 3 Y 4.	59
FIGURA 3.4. PLANTA ESTRUCTURAL DE AZOTEA.....	60
FIGURA 3.6. COMPARATIVA DE REGISTROS DE DESPLAZAMIENTO.	65
FIGURA 4.1. REGISTRO DE ACELERACIÓN APLICADO EN DIRECCIONES X & Y EN MODELO DE ESTRUCTURA SIMPLE.....	67
FIGURA 4.2. ESPECTRO DE FOURIER DE REGISTRO DE ACELERACIONES APLICADO EN MODELO DE ESTRUCTURA SIMPLE.....	67
FIGURA 4.3. REGISTRO DE ACELERACIÓN APLICADO EN DIRECCIÓN X EN MODELO DE EDIFICACIÓN.	68
FIGURA 4.4. ESPECTRO DE FOURIER DE REGISTRO DE ACELERACIONES EN DIRECCIÓN X APLICADO EN MODELO DE EDIFICACIÓN.	68
FIGURA 4.5. REGISTRO DE ACELERACIÓN APLICADO EN DIRECCIÓN Y EN MODELO DE EDIFICACIÓN.	69
FIGURA 4.6. ESPECTRO DE FOURIER DE REGISTRO DE ACELERACIONES EN DIRECCIÓN Y APLICADO EN MODELO DE EDIFICACIÓN.	69
FIGURA 4.7. MODELO ESTRUCTURAL EN SAP2000.	74
FIGURA 4.8. CAJÓN DE CIMENTACIÓN CON NODO MAESTRO EMPOTRADO EN SU CENTRO GEOMÉTRICO.....	74
FIGURA 4.9. A) CONFIGURACIÓN DEFORMADA DE LA ESTRUCTURA Y B) REACCIÓN VERTICAL EN NODO MAESTRO.	75
FIGURA 4.10. LIBERACIÓN DE GRADOS DE LIBERTAD.....	81
FIGURA 4.11. ASIGNACIÓN DE RIGIDECES DINÁMICAS.....	82
FIGURA 4.12. RESORTES PUNTUALES DEFINIDOS SOBRE NODO MAESTRO.....	82

FIGURA 4.13. ACTUALIZACIÓN DE RIGIDECESES DINÁMICAS EN NODO MAESTRO.	85
FIGURA 4.14. FORMA MODAL PARA EL MODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA CON BASE FLEXIBLE.	86
FIGURA 4.15. FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DE ESTRUCTURA, DIRECCIÓN X ($T_{EX}=0.46$ s).	87
FIGURA 4.16. FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DE ESTRUCTURA, DIRECCIÓN Y ($T_{EY}=0.46$ s).	87
FIGURA 4.17. DESPLAZAMIENTOS DE AZOTEA EN DIRECCIÓN X.	88
FIGURA 4.18. ACELERACIONES DE AZOTEA EN DIRECCIÓN X.	88
FIGURA 4.19. DESPLAZAMIENTOS DE AZOTEA EN DIRECCIÓN Y.	89
FIGURA 4.20. ACELERACIONES DE AZOTEA EN DIRECCIÓN Y.	89
FIGURA 4.21. COLUMNAS SELECCIONADAS PARA OBTENER LOS ELEMENTOS MECÁNICOS.	90
FIGURA 4.22. CONFIGURACIÓN DEFORMADA DE MODELO DE EDIFICACIÓN.	92
FIGURA 4.23. REACCIONES EN NODO MAESTRO.	92
FIGURA 4.24. LIBERACIÓN DE GRADOS DE LIBERTAD DE INTERÉS EN MODELO CON BASE RÍGIDA.	94
FIGURA 4.25. ASIGNACIÓN DE RIGIDECESES DINÁMICAS.	94
FIGURA 4.26. ACTUALIZACIÓN DE RIGIDECESES DINÁMICAS EN NODO MAESTRO.	97
FIGURA 4.27. FORMA MODAL PARA EL MODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA CON BASE FLEXIBLE.	98
FIGURA 4.28. FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DE ESTRUCTURA, DIRECCIÓN X ($T_E=0.32$ s).	99
FIGURA 4.29. FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DE ESTRUCTURA, DIRECCIÓN Y ($T_E=0.32$ s).	99
FIGURA 4.30. DESPLAZAMIENTOS EN LA AZOTEA EN DIRECCIÓN X.	100
FIGURA 4.31. ACELERACIONES EN AZOTEA EN DIRECCIÓN X.	100
FIGURA 4.32. DESPLAZAMIENTOS EN AZOTEA EN DIRECCIÓN Y.	101
FIGURA 4.33. ACELERACIONES EN AZOTEA EN DIRECCIÓN Y.	101
FIGURA 4.34. NOMENCLATURA DE COLUMNAS DONDE SE OBTUVIERON ELEMENTOS MECÁNICOS.	102
FIGURA 4.35. NOMENCLATURA DE MUROS ANALIZADOS EN DIRECCIÓN X.	103
FIGURA 4.36. NOMENCLATURA DE MUROS ANALIZADOS EN DIRECCIÓN Z.	103
FIGURA 5.1. MODELO CON MALLA DE 1 M.	105
FIGURA 5.2. CONFIGURACIÓN DEFORMADA PARA EL MODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA.	106
FIGURA 5.3. FORMA MODAL DE PRIMER MODO VISTA EN PLANTA.	107
FIGURA 5.4. MODELO CON MALLA DE 0.10 M.	107
FIGURA 5.5. CONFIGURACIÓN DEFORMADA DE LA ESTRUCTURA.	108
FIGURA 5.6. MALLA CAD DE SUELO CON ELEMENTOS SÓLIDOS 3D.	109
FIGURA 5.7. GEOMETRÍA DE SUELO CAD IMPORTADA EN ANSYS WORKBENCH.	109
FIGURA 5.8. CONSTRUCCIÓN DE MALLA DE TRANSICIÓN.	110
FIGURA 5.9. MALLA DE TRANSICIÓN EN LA VECINDAD DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN.	111
FIGURA 5.10. CORTE DEL ESTRATO DE SUELO.	111
FIGURA 5.11. MODELO INTEGRAL DE ESTRUCTURA SIMPLE.	112

FIGURA 5.12. CONDICIÓN DE EMPOTRAMIENTO EN BASE DEL ESTRATO DE SUELO.....	113
FIGURA 5.13. MODO FUNDAMENTAL DEL MODELO.	114
FIGURA 5.14. HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS APLICADOS EN LA BASE DEL MODELO.	116
FIGURA 5.15 FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DEL SUELO EN DIRECCIÓN X, ($T_s=0.62$ s).....	116
FIGURA 5.16. FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DE ESTRUCTURA EN DIRECCIÓN X, ($T_E= 0.47$ s).....	117
FIGURA 5.17. FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DE ESTRUCTURA EN DIRECCIÓN Z, ($T_E=0.47$ s).	117
FIGURA 5.18. FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DE SUELO EN DIRECCIÓN X ($T_s=0.62$ s).	118
FIGURA 5.19. FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DE ESTRUCTURA EN DIRECCIÓN X ($T_E=0.47$ s).	119
FIGURA 5.20. FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DE ESTRUCTURA EN DIRECCIÓN Z ($T_E=0.47$ s).	119
FIGURA 5.21. DESPLAZAMIENTOS DE AZOTEA EN DIRECCIÓN X.....	121
FIGURA 5.22. ACELERACIONES DE AZOTEA EN DIRECCIÓN X.	121
FIGURA 5.23. DESPLAZAMIENTOS DE AZOTEA EN DIRECCIÓN Z.	122
FIGURA 5.24. ACELERACIONES DE AZOTEA EN DIRECCIÓN Z.	122
FIGURA 5.25. COLUMNAS SELECCIONADAS PARA EVALUAR ELEMENTOS MECÁNICOS.....	123
FIGURA 5.26. MODELO INTEGRAL CON CONTACTOS.....	125
FIGURA 5.27. MODELO INTEGRAL MALLADO CON CONTACTOS.	125
FIGURA 5.28. AMPLIACIÓN DE MALLA ENTRE CIMENTACIÓN Y SUELO.....	125
FIGURA 5.29. FORMA MODAL CON CONTACTOS.	126
FIGURA 5.30. FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DEL SUELO EN DIRECCIÓN X.	127
FIGURA 5.31. FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DE ESTRUCTURA EN DIRECCIÓN X.	128
FIGURA 5.32. ACELERACIÓN EN LA AZOTEA CONTRA ACELERACIÓN DE ENTRADA.	128
FIGURA 5.33. MODELO DE EDIFICACIÓN CON MALLA ESTRUCTURADA.	129
FIGURA 5.34 FORMA MODAL PARA EL PRIMER MODO DE VIBRAR DE LA EDIFICACIÓN.	130
FIGURA 5.35. FORMA MODAL PARA EL SEGUNDO MODO DE VIBRAR DE LA EDIFICACIÓN.	130
FIGURA 5.36. ANÁLISIS ESTÁTICO DE EDIFICACIÓN.	131
FIGURA 5.37. REACCIÓN VERTICAL EN LA BASE DE LA EDIFICACIÓN EN NEWTONS.....	131
FIGURA 5.38. MALLA DE TRANSICIÓN EN LA VICINDAD DEL SUELO.	132
FIGURA 5.39. MALLA DE TRANSICIÓN EN SUPERFICIE DEL ESTRATO.....	133
FIGURA 5.40. MODELO INTEGRAL COMPLETO.....	133
FIGURA 5.41. CONDICIÓN DE EMPOTRAMIENTO EN BASE DEL ESTRATO DE SUELO.....	134
FIGURA 5.42. FORMA MODAL FUNDAMENTAL DEL MODELO.	136
FIGURA 5.43. FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DEL SUELO EN DIRECCIÓN X ($T_s=0.67$ s).....	137
FIGURA 5.44. FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DE LA ESTRUCTURA EN DIRECCIÓN X ($T_E=0.36$ s).	138
FIGURA 5.45. FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DEL SUELO EN DIRECCIÓN Z ($T_s=0.67$ s).	138
FIGURA 5.46. FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DE LA ESTRUCTURA EN DIRECCIÓN Z ($T_E=0.36$ s).....	139

FIGURA 5.47. FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DEL SUELO EN DIRECCIÓN X ($T_s=0.66$ s).....	140
FIGURA 5.48. FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DE ESTRUCTURA EN DIRECCIÓN X ($T_e=0.33$ s)	140
FIGURA 5.49. FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DEL SUELO EN DIRECCIÓN Z ($T_s=0.67$ s).....	141
FIGURA 5.50. FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA DE ESTRUCTURA EN DIRECCIÓN Z ($T_e=0.36$ s).	141
FIGURA 5.51. DESPLAZAMIENTOS DE AZOTEA EN DIRECCIÓN X.....	143
FIGURA 5.52. ACELERACIONES DE AZOTEA EN DIRECCIÓN X.	143
FIGURA 5.53. DESPLAZAMIENTOS DE AZOTEA EN DIRECCIÓN Z.	144
FIGURA 5.54. ACELERACIONES DE AZOTEA EN DIRECCIÓN Z.	144
FIGURA 5.55. NOMENCLATURA DE COLUMNAS SELECCIONADAS.	145
FIGURA 5.56. NOMENCLATURA DE MUROS EN DIRECCIÓN X.	146
FIGURA 5.57. NOMENCLATURA DE MUROS EN DIRECCIÓN Z.	147
FIGURA 6.1. COMPARATIVA DE DESPLAZAMIENTOS EN AZOTEA PARA ESTRUCTURA SIMPLE EN DIRECCIÓN X.	150
FIGURA 6.2. COMPARATIVA DE ACELERACIONES EN AZOTEA PARA ESTRUCTURA SIMPLE EN DIRECCIÓN X.....	150
FIGURA 6.3. COMPARATIVA DE DESPLAZAMIENTOS EN AZOTEA PARA ESTRUCTURA SIMPLE EN DIRECCIÓN Z.....	151
FIGURA 6.4. COMPARATIVA DE ACELERACIONES EN AZOTEA PARA ESTRUCTURA SIMPLE EN DIRECCIÓN Z.....	151
FIGURA 6.5. COMPARATIVA DE DESPLAZAMIENTOS EN AZOTEA PARA EDIFICACIÓN, DIRECCIÓN X.	155
FIGURA 6.6. COMPARATIVA DE ACELERACIÓN EN AZOTEA PARA EDIFICACIÓN, DIRECCIÓN X.....	156
FIGURA 6.7. COMPARATIVA DE DESPLAZAMIENTOS EN AZOTEA PARA EDIFICACIÓN, DIRECCIÓN Z.....	156
FIGURA 6.8. COMPARATIVA DE ACELERACIONES EN AZOTEA PARA EDIFICACIÓN, DIRECCIÓN Z.....	157
FIGURA 6.9. NOMENCLATURA DE COLUMNAS.	158
FIGURA 6.10. NOMENCLATURA DE MUROS SELECCIONADOS EN DIRECCIÓN X.....	160
FIGURA 6.11. NOMENCLATURA DE MUROS SELECCIONADOS EN DIRECCIÓN Z.....	161

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1.1. PERIODOS Y MODOS DE VIBRAR PARA MODELO CON BASE RÍGIDA Y BASE FLEXIBLE (TOMADO DE TENA <i>ET AL</i> 2017).	12
TABLA 2.1. PERIODOS Y FACTORES DE PARTICIPACIÓN DE MODELO EN ANSYS (2021).	20
TABLA 2.2. PERIODOS Y FACTORES DE PARTICIPACIÓN DE MODELO EN SAP2000 CSI (2021).	20
TABLA 2.3. DIFERENCIAS EN LOS PERIODOS DE MODELOS.	21
TABLA 2.4. PERIODOS Y FACTORES DE PARTICIPACIÓN CON MASA ADICIONAL EN ANSYS (2021).	22
TABLA 2.5. PERIODOS Y FACTORES DE PARTICIPACIÓN CON MASA ADICIONAL EN SAP2000 CSI (2021).	22
TABLA 2.6. DIFERENCIAS EN LOS PERIODOS DE MODELOS CON MASA ADICIONAL.	22
TABLA 2.7. RESULTADOS DE ANÁLISIS MODAL DE EDIFICACIÓN DE 4 NIVELES SIN CONDICIÓN DE CUERPO RÍGIDO EN ANSYS (2021)..	25
TABLA 2.8. RESULTADOS DE ANÁLISIS MODAL DE EDIFICACIÓN DE 5 NIVELES CON CONDICIÓN DE CUERPO RÍGIDO EN ANSYS (2021).	25
TABLA 2.9. COMPARATIVA DE PERIODOS ENTRE MODELOS SIN CONDICIÓN DE CUERPO RÍGIDO Y CON CONDICIÓN DE CUERPO RÍGIDO (C/R).	25
TABLA 2.10. RESULTADOS DE ANÁLISIS MODAL DE EDIFICACIÓN DE 4 NIVELES SIN CONDICIÓN DE CUERPO RÍGIDO EN SAP2000 CSI (2021).	26
TABLA 2.11. RESULTADOS DE ANÁLISIS MODAL DE EDIFICACIÓN DE 5 NIVELES CON CONDICIÓN DE CUERPO RÍGIDO EN SAP2000 CSI (2021).	27
TABLA 2.12. COMPARATIVA DE PERIODOS ENTRE MODELOS SIN CONDICIÓN DE CUERPO RÍGIDO Y CON CONDICIÓN DE CUERPO RÍGIDO (C/R).	27
TABLA 2.13. RESULTADOS DE ANÁLISIS MODAL PARA MODELO SIN CAJÓN CON PESO PROPIO EN ANSYS (2021).	29
TABLA 2.14. RESULTADOS DE ANÁLISIS MODAL PARA MODELO SIN CAJÓN CON PESO PROPIO Y CARGAS ADICIONALES EN ANSYS (2021).	29
TABLA 2.15. RESULTADOS DE ANÁLISIS MODAL PARA MODELO CON CAJÓN CON PESO PROPIO EN ANSYS (2021).	30
TABLA 2.16. RESULTADOS DE ANÁLISIS MODAL PARA MODELO CON CAJÓN CON PESO PROPIO Y CARGAS ADICIONALES EN ANSYS (2021).	30
TABLA 2.17. RESULTADOS DE ANÁLISIS MODAL PARA MODELO SIN CAJÓN CON PESO PROPIO EN SAP2000 CSI (2021).	31
TABLA 2.18. RESULTADOS DE ANÁLISIS MODAL PARA MODELO SIN CAJÓN, CON PESO PROPIO Y CARGAS ADICIONALES EN SAP2000 CSI (2021).	31
TABLA 2.19. RESULTADOS DE ANÁLISIS MODAL PARA MODELO CON CAJÓN Y PESO PROPIO EN SAP2000 CSI (2021).	32
TABLA 2.20. RESULTADOS DE ANÁLISIS MODAL PARA MODELO CON CAJÓN, PESO PROPIO Y CARGAS ADICIONALES EN SAP2000 CSI (2021).	32
TABLA 2.21. RESUMEN DE RESULTADOS DE PERIODOS FUNDAMENTALES.	33
TABLA 2.22. PROPIEDADES DE ESTRATO DE SUELO.	35
TABLA 2.23. RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL EN ANSYS (2021).	35
TABLA 2.24. RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL EN SAP 2000 CSI (2021).	36

TABLA 2.25. RESULTADOS DE ANÁLISIS MODAL DE SUELO 3D.	38
TABLA 2.26. TAMAÑO MÁXIMO DE MALLA PARA DT=0.06 s.	48
TABLA 2.27. TAMAÑO MÁXIMO DE MALLA PARA DT=0.03 s.	48
TABLA 3.1. VELOCIDADES DE ONDA DE CORTE PARA CADA ESPESOR Y SU PROMEDIO PONDERADO.	62
TABLA 3.2. PROPIEDADES DEL ESTRATO HOMOGÉNEO EQUIVALENTE.	63
TABLA 4.1. PERIODOS Y FACTORES DE PARTICIPACIÓN DE MASA.....	75
TABLA 4.2. CÁLCULO DE LOS RADIOS EQUIVALENTES DE LA CIMENTACIÓN DE MODELO SIMPLE.....	76
TABLA 4.3. DATOS PARA EL CÁLCULO DE INTERACCIÓN INERCIAL.....	79
TABLA 4.4. INTERACCIÓN INERCIAL.....	80
TABLA 4.5. RIGIDECEZ DINÁMICAS.....	80
TABLA 4.6. PERIODOS Y FACTORES DE PARTICIPACIÓN DE MASA DE MODELO CON BASE FLEXIBLE.....	83
TABLA 4.7. DATOS PARA ITERACIÓN DE CÁLCULO DE INTERACCIÓN INERCIAL.....	84
TABLA 4.8. ITERACIÓN DE CÁLCULO DE INTERACCIÓN INERCIAL.....	84
TABLA 4.9. ITERACIÓN DE CÁLCULO DE RIGIDECEZ DINÁMICAS.....	84
TABLA 4.10. PERIODOS Y PARTICIPACIONES DE MASA DEL MODELO DE RESORTES FINAL.....	85
TABLA 4.11. ELEMENTOS MECÁNICOS MÁXIMOS ABSOLUTOS EN COLUMNAS.....	90
TABLA 4.12. PERIODOS Y FACTORES DE PARTICIPACIÓN DE MASA.....	91
TABLA 4.13. DATOS PARA EL CÁLCULO DE INTERACCIÓN INERCIAL.....	93
TABLA 4.14. INTERACCIÓN INERCIAL.....	93
TABLA 4.15. RIGIDECEZ DINÁMICAS.....	93
TABLA 4.16. PERIODOS Y FACTORES DE PARTICIPACIÓN DE MASA DE MODELO CON BASE FLEXIBLE.....	95
TABLA 4.17. DATOS PARA EL CÁLCULO DE LA INTERACCIÓN INERCIAL.....	96
TABLA 4.18. ITERACIÓN DE CÁLCULO DE INTERACCIÓN INERCIAL.....	96
TABLA 4.19. ITERACIÓN DE CÁLCULO DE RIGIDECEZ DINÁMICAS.....	96
TABLA 4.20. PERIODOS Y PARTICIPACIONES DE MASA DEL MODELO CON BASE FLEXIBLE FINAL.....	97
TABLA 4.21. ELEMENTOS MECÁNICOS EN COLUMNAS PARA SISMO EN DIRECCIÓN X.....	102
TABLA 4.22. FUERZA CORTANTE EN EL PLANO DE MUROS SELECCIONADOS.....	104
TABLA 5.1. PERIODOS Y FACTORES DE PARTICIPACIÓN DE MASA DE ESTRUCTURA SIMPLE CON MALLA DE 1M.....	106
TABLA 5.2. PERIODOS Y FACTORES DE PARTICIPACIÓN DE ESTRUCTURA SIMPLE CON MALLA DE 0.10 M.....	108
TABLA 5.3. MODOS DE VIBRAR Y FACTORES DE PARTICIPACIÓN DE MODELO INTEGRAL.....	114
TABLA 5.4. ELEMENTOS MECÁNICOS EN COLUMNAS.....	123
TABLA 5.5. ANÁLISIS MODAL DE ESTRUCTURA CON CONTACTOS.....	126
TABLA 5.6. PERIODOS Y FACTORES DE PARTICIPACIÓN DE MASA DE EDIFICACIÓN.....	129
TABLA 5.7. MODOS DE VIBRAR Y FACTORES DE PARTICIPACIÓN DE MODELO INTEGRAL.....	136
TABLA 5.8. ELEMENTOS MECÁNICOS MÁXIMOS ABSOLUTOS EN COLUMNAS.....	145

TABLA 5.9. CORTANTES EN MUROS.....	147
TABLA 6.1. ELEMENTOS MECÁNICOS EN COLUMNAS.....	153
TABLA 6.2. DIFERENCIAS EN ELEMENTOS MECÁNICOS DE COLUMNAS.....	153
TABLA 6.3. ELEMENTOS MECÁNICOS EN COLUMNAS.....	159
TABLA 6.4. CORTANTE EN MUROS.	161

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

En la práctica profesional de la ingeniería estructural se realizan modelos de análisis que buscan representar adecuadamente las propiedades dinámicas de las estructuras. En la elaboración de estos modelos se establecen condiciones de apoyo en la base de la estructura que representan un comportamiento idealizado de la conectividad entre la estructura y el suelo. Estas condiciones suelen modelarse como un apoyo simple o un empotramiento, según sean las características de la cimentación y del suelo de desplante que se tiene en el proyecto. Cuando el análisis lo requiere, se realizan modelos del sistema suelo – cimentación – estructura, más detallados y sofisticados, en los que se incorpora propiedades mecánicas del suelo tan precisas y sofisticadas como sea la información resultante de los estudios realizados para conocer el suelo de desplante.

Para el análisis y diseño de estructuras consideradas importantes tanto por su uso o por la magnitud económica del proyecto, es más común que para las estructuras convencionales, que se realicen modelos geotécnicos de una, dos o tres dimensiones. Estos modelos son resultado de haber realizado estudios detallados del suelo en campo y laboratorio, tales que permitan determinar con una precisión adecuada propiedades estáticas y dinámicas del sitio, incluso para distintos valores de deformación. Actualmente en la práctica profesional los modelos geotécnicos y estructurales se trabajan por separado, sin embargo, gracias al desarrollo de avanzadas teorías y poderosas herramientas de análisis estructural, existe una tendencia en realizar análisis estructurales con modelos integrales. En estos modelos se considera que el suelo tenga todas las propiedades y características necesarias para que represente adecuadamente su comportamiento. Esto permite que la estructura sea analizada y diseñada para acciones y desplazamientos que toman en cuenta la presencia e interacción con el suelo.

1.1. Antecedentes

Con la finalidad de evaluar los efectos de la interacción dinámica suelo estructura de manera simplificada Kausel *et al* (1978) propusieron un método analítico, llamado método de superposición. En este método se plantea una metodología que consta de tres pasos ordenados y tienen como base la idea de separar el problema complejo en tres problemas más fáciles de resolver por separado. El primer paso consiste en determinar el movimiento efectivo de la cimentación, considerándose infinitamente rígida (sin masa), cuando es sujeta a la misma excitación sísmica a la que será sujeto el sistema completo, lo que se conoce como *interacción cinemática*. El segundo paso es la determinación de las *rigideces dinámicas del sistema suelo cimentación*, las cuales representan a través de resortes y amortiguadores discretos dependientes de la frecuencia, la respuesta dinámica del cimiento ante excitaciones armónicas. El tercer paso se refiere a calcular la respuesta de la estructura sujeta por los resortes y amortiguadores, cuando es sometida a los movimientos en la base, determinados en la interacción cinemática, esto se conoce como *interacción inercial*. Este proceso se ilustra en las figuras 1.1 y 1.2

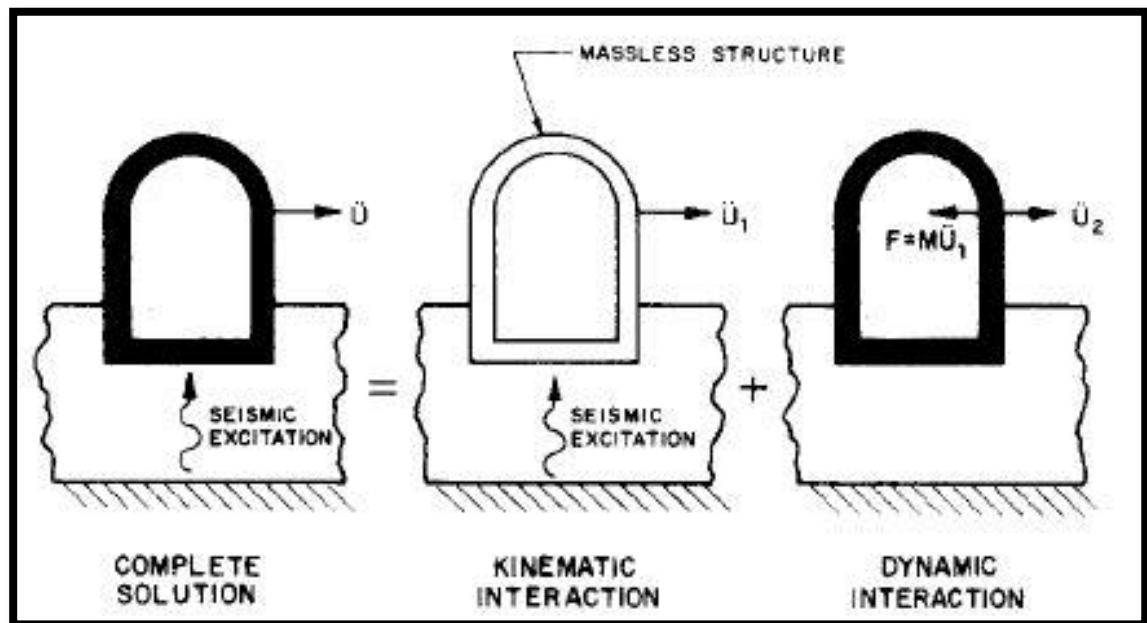


Figura 1.1. Método de superposición (tomado de Kausel *et al* 1978).

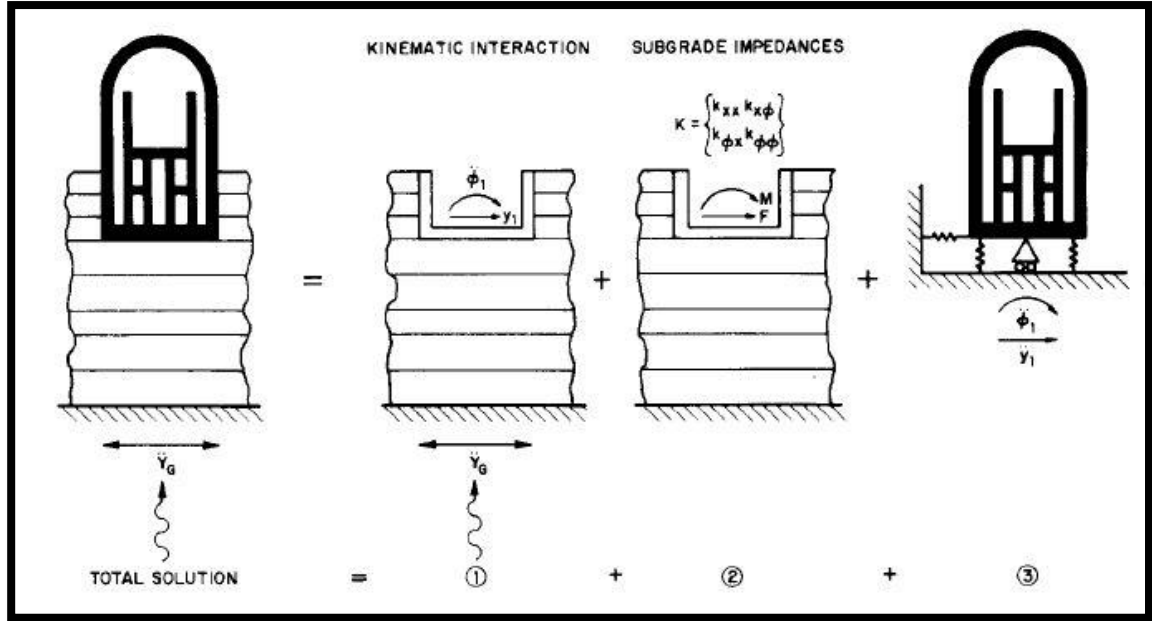


Figura 1.2. Pasos del método de superposición (tomado de Kausel *et al* 1978).

Una manera de implementar los efectos de la interacción suelo estructura es modelando el suelo a través de resortes y amortiguadores con magnitudes constantes, las cuales se obtienen para cimentaciones idealizadas como placas circulares superficiales apoyadas sobre un estrato uniforme. Otra manera de analizar los efectos de la interacción dinámica suelo estructura de una forma que representa mejor el fenómeno físico, es emplear las rigideces dinámicas del suelo, las cuales toman en cuenta la profundidad de desplante del cimiento y el perfil estratigráfico. Las rigideces dinámicas se implementan en el análisis sustituyendo al suelo a través de resortes y amortiguadores dependientes de la frecuencia de excitación. Comúnmente estas rigideces se expresan mediante una función compleja que depende de la frecuencia de excitación (Avilés 1999).

Gazetas (1983) desarrolló una notación compleja para representar las rigideces dinámicas de la siguiente manera:

$$K_m(\omega) = K_{m1}(\omega) + iK_{m2}(\omega) \quad (1.1)$$

Donde el subíndice “m”, se sustituye por: v, h, r, hr, y t, para representar respectivamente las rigideces dinámicas: vertical, horizontal, rotacional alrededor de un eje principal, rotacional horizontal acoplada y torsional; la parte real e imaginaria de la expresión, están en función de

la frecuencia de excitación. La componente real (K_{m1}) representa la rigidez e inercia del suelo, la dependencia de la frecuencia de este término se atribuye solamente a la influencia que tiene la inercia asociada a la masa del suelo en la rigidez, ya que las propiedades del suelo esencialmente no dependen de la frecuencia de excitación. La componente imaginaria (iK_{m2}) representa la radiación y el amortiguamiento del sistema. La radiación resulta de la energía disipada a través de la propagación de ondas hacia fuera del cimiento y es un fenómeno dependiente de la frecuencia de excitación. Una parte del amortiguamiento del sistema se atribuye al comportamiento histerético del suelo y es prácticamente independiente de la frecuencia. En otras palabras, la componente imaginaria de la rigidez dinámica expresa la pérdida de energía en el sistema cuando se somete a excitaciones dinámicas.

Para el cálculo de la rigidez dinámica de un cimiento desplantado en un medio estratificado, Luco (1974) estudió el caso de una placa circular rígida desplantada en la superficie de un medio compuesto de un estrato con comportamiento elástico de espesor uniforme sobre un semi-espacio elástico como se muestra en la Figura 1.3. En este estudio se asumió que no existe fricción entre la superficie inferior de la placa circular del cimiento y el suelo de desplante para vibraciones verticales y de rotación, mientras que para la vibración horizontal la componente normal de esfuerzo en la superficie de contacto se asumió igual a cero. Esta simplificación se realizó con la finalidad de evitar un problema de condiciones de frontera mixtas. Al medio estratificado se le asignaron tres configuraciones de propiedades distintas, donde cada caso fue elegido para representar un bajo, medio y alto contraste entre las propiedades del estrato y las del semi-espacio. Uno de los resultados encontrados en este estudio fue que la rigidez dinámica al cabeceo es la menos afectada por la estratigrafía, mientras que la rigidez dinámica vertical resulta ser la más afectada. Se concluyó que, los efectos inducidos por la estratigrafía en las rigideces dinámicas son especialmente importantes cuando se tiene un fuerte contraste entre las propiedades del estrato y el semi-espacio.

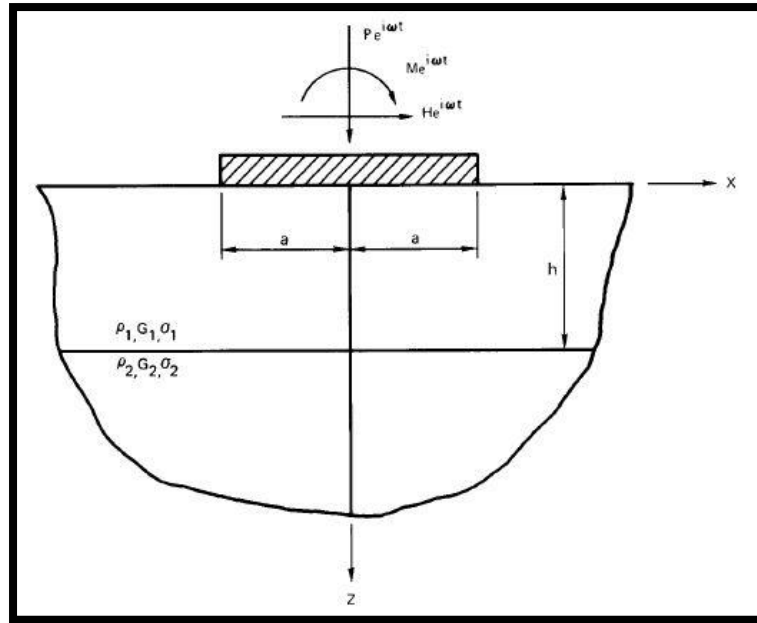


Figura 1.3. Esquema de placa sobre medio estratificado (tomado de Luco 1974).

Otra propuesta para el cálculo de rigideces dinámicas en un medio estratificado, pero en este caso para cimentaciones axisimétricas es la de Tassoulas y Kausel (1983), quienes desarrollaron una técnica numérica para el análisis de propagación de ondas en medios estratificados y desarrollaron soluciones particulares que satisficieran las condiciones mixtas de frontera empleando el método de los elementos finitos.

Aunque las metodologías desarrolladas por Luco (1974) y Tassoulas y Kausel (1983), parecen simples de aplicar, es complicado utilizarlas en la práctica profesional ya que su correcta implementación requiere de una formación avanzada del ingeniero encargado de esta labor. Para fines prácticos, una de las simplificaciones realizadas cuando se tiene un medio estratificado es calcular un medio homogéneo equivalente. Comúnmente esto se hace considerando propiedades equivalentes de los estratos reales, y a partir de este medio homogéneo, se obtiene la rigidez dinámica empleando algún método numérico.

Para determinar la influencia en la respuesta en pilas cargadas lateralmente, cuando se emplea un medio equivalente, Fernández *et al* (2012) compararon una pila desplantada en un medio heterogéneo con incremento lineal de la velocidad de propagación de ondas, y la misma pila desplantada en un medio homogéneo equivalente. Esta comparativa se dividió en dos casos según la aplicación de la excitación dinámica, para el primer caso se aplicó la excitación

dinámica en la base y para el segundo caso se aplicó en la cabeza de la pila, que corresponde a la definición de rigidez dinámica. Las curvas obtenidas se muestran en la Figura 1.4, donde se observa que cuando se somete un estrato heterogéneo y un estrato homogéneo equivalente a una excitación dinámica en la base, la propagación de ondas por el medio homogéneo genera una respuesta distinta a la del medio estratificado. Caso contrario a cuando se aplica la excitación en la cabeza del cimentado, la respuesta del estrato homogéneo equivalente para fines prácticos es una buena aproximación. Esto es un resultado importante ya que sugiere que se pueden emplear modelos numéricos de estratos homogéneos equivalentes para el cálculo aproximado de las rigideces dinámicas de un medio estratificado, lo cual simplifica el modelado y el costo computacional, siendo una alternativa para su aplicación en la práctica profesional.

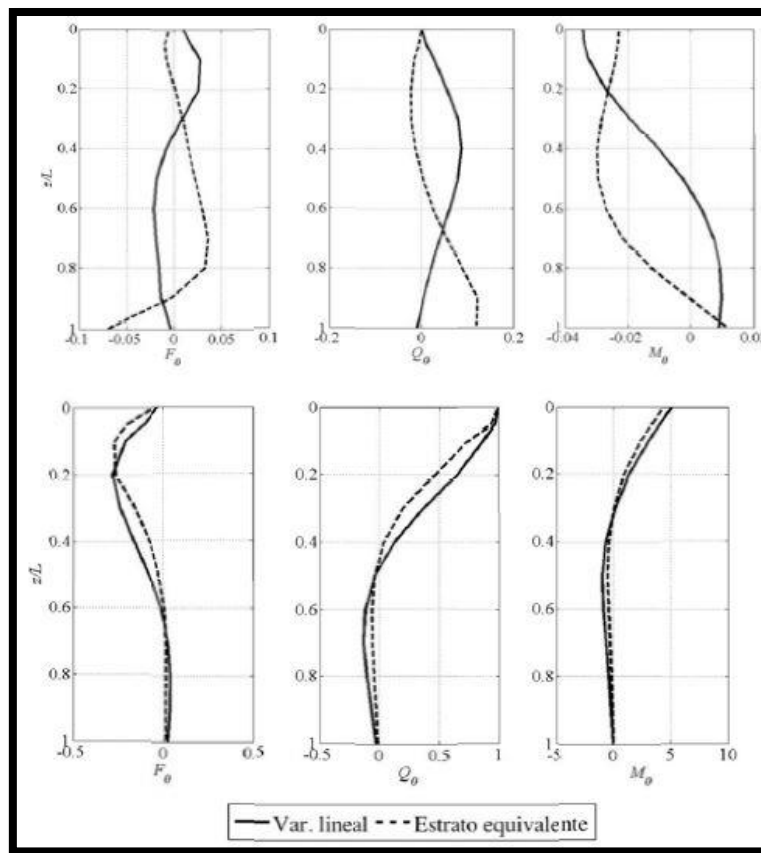


Figura 1.4. Variación de F_0 =presión del suelo sobre la pila, Q_0 =Fuerza cortante y M_0 =Momento flexionante, para una pila en un medio heterogéneo y en un estrato homogéneo equivalente, para el paso de ondas (gráfico superior) y excitación en la cabeza (gráfico inferior) (tomado de Fernández *et al* 2012).

Bielak (1975) estudió los efectos de la interacción dinámica suelo estructura en una edificación de un nivel con una placa rígida circular como cimentación, la cual se consideró enterrada en el medio elástico lineal de desplante. El propósito de la investigación fue valorar la influencia del enterramiento de la cimentación bajo el suelo y la disipación de energía por fricción en el suelo. Se encontró que la frecuencia natural y el amortiguamiento del sistema incrementan al enterrar la cimentación, también se observó que el amortiguamiento efectivo aumenta con la fricción interna del suelo. Es por esto que ignorar estos dos factores puede subestimar considerablemente la frecuencia natural efectiva y el amortiguamiento en el sistema.

Meek y Wolf (1991) determinaron que, para cimientos desplantados sobre un estrato firme soportado en roca rígida, se tiene una frecuencia de corte por debajo de la cual no se disipará energía a través del mecanismo de radiación. La frecuencia de corte es igual a la frecuencia fundamental del estrato, por lo tanto, si la frecuencia fundamental del sistema acoplado suelo-estructura se encuentra por debajo de la frecuencia de corte, la excitación dinámica generará una respuesta muy larga, ya que no se disipará energía por radiación.

Otra manera de abordar el problema de la interacción dinámica suelo estructura, es a través del modelado integral en elementos finitos, esta metodología tiene bondades como la posibilidad de realizar cimentaciones con cualquier configuración y geometría, así como modelar suelos estratificados y calcular sus rigideces dinámicas de manera aproximada.

Ortiz (2020) modeló tres sistemas suelo-cimentación a base de cajones con distintas geometrías, utilizando elementos finitos y los excitó dinámicamente para calcular las rigideces dinámicas verticales, horizontales y de rotación. Estos resultados fueron comparados con las rigideces dinámicas calculadas con el procedimiento incluido en la NTC S 17. Se encontró que las rigideces dinámicas horizontal y de rotación proporcionadas por la norma son una buena aproximación a las calculadas numéricamente. Es la rigidez vertical en la que se encontraron diferencias notables, además los modelos numéricos reprodujeron de manera adecuada el mecanismo de amortiguamiento por radiación. También se concluye que la geometría de la cimentación influye fuertemente en el cálculo de las rigideces dinámicas. Se observó que la relación entre el lado largo y el lado corto de la cimentación, es un factor importante para obtener una buena aproximación según el procedimiento en la norma, ya que, para valores cercanos a la unidad, los resultados son bastante similares al modelo numérico. Se recomienda que, cuando

se tengan cimentaciones rectangulares, lo más conveniente es utilizar el semiancho de la cimentación para obtener una mejor aproximación, en lugar de utilizar un radio equivalente.

Liu y Quek Jerry (2003) indican que, para el análisis de propagación de ondas, las fronteras comunes utilizadas en los elementos finitos producen que las ondas elásticas se reflejen y se superpongan al chocar con las ondas de entrada. Esto hace necesario que se introduzca al modelo unas fronteras artificiales tales que tengan un tratamiento numérico que posibilite simular el dominio infinito del suelo, aun cuando se mantenga un dominio finito para el cálculo computacional.

Renzi *et al* (2013) realizaron una serie de análisis paramétricos de los efectos de la IDSE en edificaciones de concreto reforzado empleando un método simplificado con base en el método de superposición. En este trabajo calcularon las rigideces dinámicas para una serie de configuraciones de suelo y cimientos cuadrados a distintas profundidades de desplante, utilizando el método de los elementos finitos. Se idealizaron distintas configuraciones de edificios de cortante de hasta 20 niveles como osciladores de un grado de libertad equivalentes como se muestra en la Figura 1.5 , con la finalidad de evaluar los efectos de la IDSE y determinar sus periodos y porcentajes de amortiguamiento crítico resultantes. Con estos resultados realizaron un análisis estadístico a 275 casos seleccionados y obtuvieron curvas adimensionales. Con estas curvas se puede obtener de manera aproximada para edificios con características similares, una estimación de los efectos de la IDSE en términos de la modificación del periodo y el amortiguamiento, las curvas adimensionales se muestran en las figuras 1.6,1.7 y 1.8.

Los parámetros adimensionales utilizados en este estudio fueron los siguientes:

$$x_1 = \frac{1}{\sigma} = \frac{h_{eq}}{TV_s}; x_2 = \frac{b}{H_{dep}}; x_3 = \frac{h_{eq}}{b}; x_4 = \mu = \frac{m_b}{m_{eq}}; y = \frac{\tilde{T}}{T}; z = \frac{\tilde{\varepsilon}}{\varepsilon}; \quad (1.2)$$

Donde T y ε son el periodo fundamental de la estructura y el porcentaje de amortiguamiento cuando la estructura se considera empotrada en la base. A través de un análisis de sensibilidad para evaluar la influencia de los parámetros adimensionales en el alargamiento del periodo y amortiguamiento efectivo, se concluyó que el parámetro $x_1 = 1/\sigma = h_{eq}/TV_s$ el cual puede considerarse como una medida de la rigidez relativa de la cimentación y la superestructura es el que más afecta la modificación del periodo $y = \tilde{T}/T$. La relación de esbeltez $x_3 = h_{eq}/b$ tiene

influencia significativa, mientras que el parámetro $x_4 = m_b/m_{eq}$ no influye en el incremento del periodo. Por otro lado, se concluyó que el amortiguamiento efectivo es sensible a todos los parámetros adimensionales definidos anteriormente

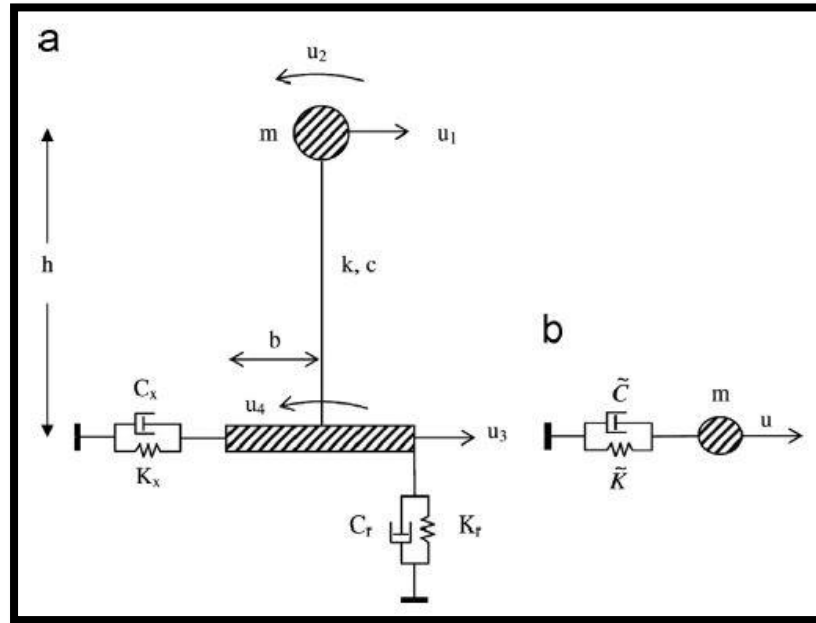


Figura 1.5. (a) Sistema superestructura-cimentación-suelo idealizado. (b) Reducción del modelo idealizado a un sistema de un grado de libertad (tomado de Renzi *et al* 2013).

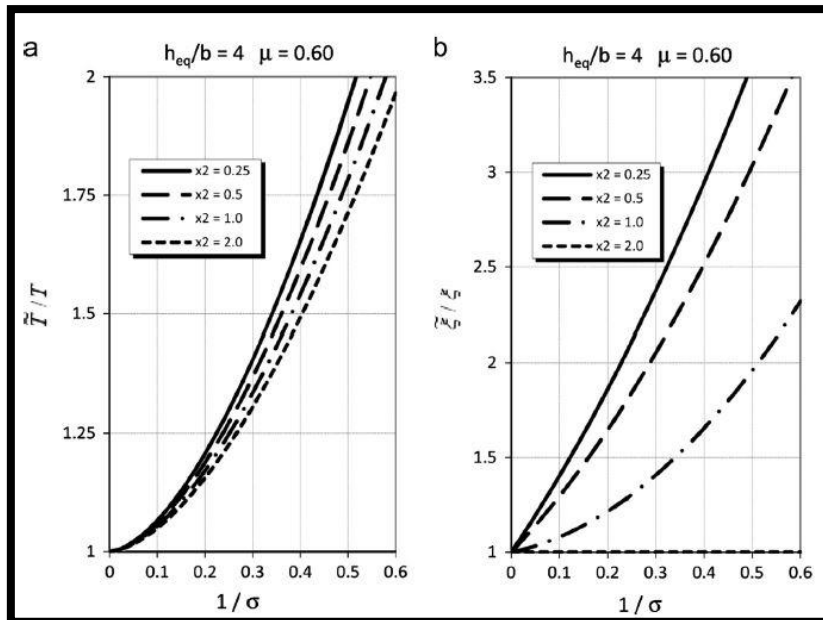


Figura 1.6. Influencia de $x_2 = (b/H_{dep})$ en (a) \tilde{T}/T y (b) $\tilde{\epsilon}/\epsilon$ (tomado de Renzi *et al* 2013).

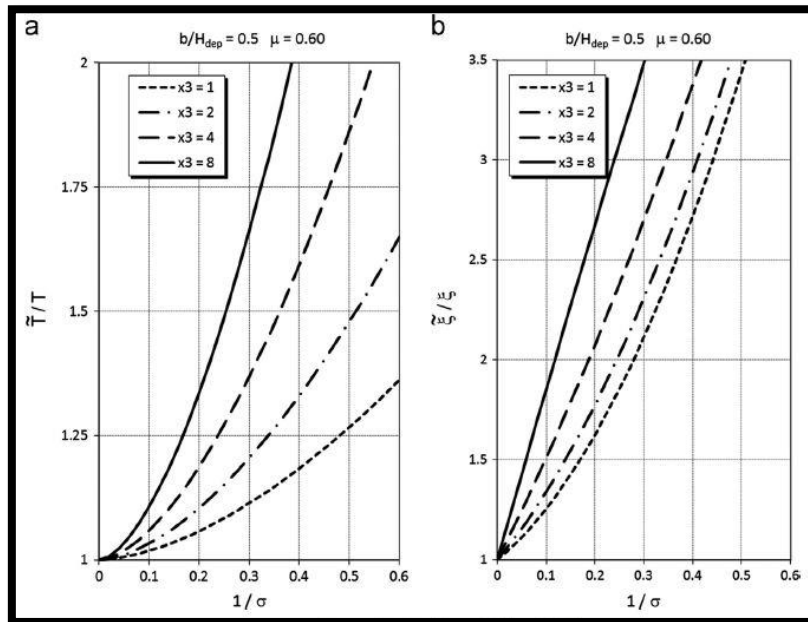


Figura 1.7. Influencia de $x_3 = (h_{eq}/b)$ en (a) \tilde{T}/T y (b) $\tilde{\varepsilon}/\varepsilon$ (tomado de Renzi *et al* 2013).

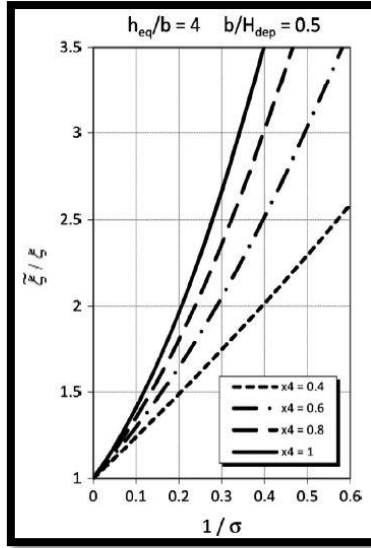


Figura 1.8. Influencia de $x_4 = (m_b/m_{eq})$ en $\tilde{\xi}/\varepsilon$ (tomado de Renzi *et al* 2013).

La influencia de la IDSE en la respuesta dinámica de una estructura está definida por el contraste entre la rigidez del sistema suelo cimentación y la rigidez de la estructura, por lo que en el caso de estructuras rígidas como las construidas a base de muros de mampostería, de muros de concreto y de baja altura, el efecto sería más pronunciado (Fernández 2013).

Incorporar la flexibilidad del sistema suelo-cimentación a un modelo estructural, reduce la rigidez del sistema, pero no en todos los casos se presentarán distorsiones mayores en un modelo con base flexible respecto del mismo modelo con base rígida. Un caso interesante se comenta en Fernández y Avilés (2008), donde se analizó una estructura con planta baja blanda en la cual se observó que la IDSE influyó disminuyendo la distorsión. Se concluye que una de las posibles explicaciones para este hecho es que la reducción en la distorsión se deba a la inclusión del amortiguamiento por radiación en el sistema.

Una forma simple de determinar si los efectos de la IDSE serán favorables o no, es ubicar la estructura en la zona espectral en la que se encuentra, según su periodo fundamental cuando es analizada suponiendo la base rígida, esto puede no funcionar cuando se tienen espectros de diseño con una meseta amplia en la que el incremento de periodo no tendría efecto alguno en relación a la aceleración a la que estaría sometida la estructura (Fernández 2013*).

Tena *et al* (2017) realizaron una evaluación sísmica detallada de una edificación existente de concreto reforzado con catorce niveles de altura, fuertemente irregular ubicada en zona de terreno blando de la Ciudad de México. El propósito de esta evaluación fue determinar si la estructura garantizaba un nivel de seguridad estructural satisfactorio ante sismos intensos, de acuerdo a la normatividad vigente de la Ciudad de México. Se elaboró en el programa ETABS un modelo detallado de la edificación y a partir de este, se realizaron dos análisis uno considerando el modelo con base empotrada y otro incluyendo los efectos de interacción dinámica suelo estructura conforme se establece en las NTC S 04 (2004). Como la cimentación del edificio está compuesta de un cajón que se apoya sobre pilotes de fricción, se determinaron las rigideces dinámicas por separado para elegir las más representativas, que para este caso fueron las de los pilotes.

Se realizó un análisis modal para cada modelo y se encontró que al tomar en cuenta la interacción dinámica el periodo fundamental de la estructura incrementó un 26% pasando de $T_{b.rígida}=1.745s$ a $T_{b.flexible}=2.199s$, siendo este último periodo, considerablemente cercano a los periodos obtenidos a través de vibración ambiental reportados en el documento. Además de incrementar el periodo, los modos de vibrar uno y dos de la estructura se desacoplaron, lo que reduce la torsión y se incrementó la participación de masa en los primeros modos debido a la flexibilidad del suelo como se muestra en la Tabla 1.1. En la Figura 1.9 se muestra una fotografía aérea del edificio y en la Figura 1.10 el modelo analítico realizado.

Tabla 1.1. Periodos y modos de vibrar para modelo con base rígida y base flexible (tomado de Tena *et al* 2017).

Modelo	Modo	Periodo(s)	Masa Modal (%)				
			U _x	U _y	θ _x	θ _y	θ _z
Base rígida	1	1.745	48.5272	7.3442	12.8123	84.841	0.0102
	2	1.736	7.2918	48.5479	84.843	12.7601	0.0867
Base flexible	1	2.199	62.8549	0.2024	0.3127	99.1827	0.048
	2	2.185	0.1924	62.8317	99.1898	0.3041	0.0534



Figura 1.9. Fotografía aerea de la edificación en estudio (tomado de Tena *et al* 2017).

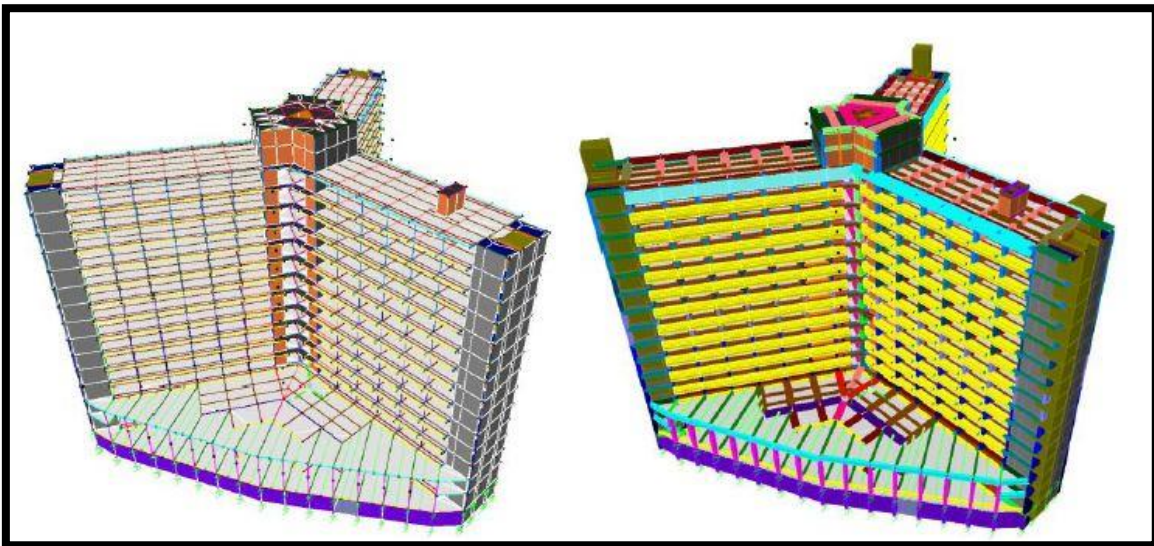
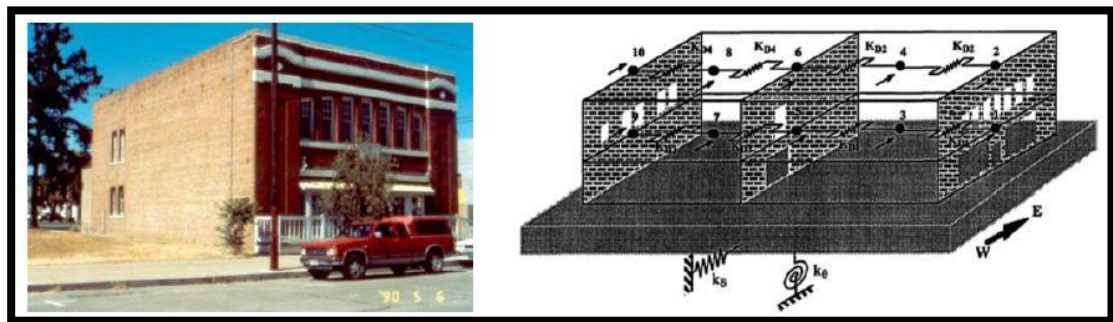


Figura 1.10. Vista del modelo tridimensional (tomado de Tena *et al* 2017).

Incorporar los efectos de la interacción dinámica suelo estructura en algunos casos puede ser una hipótesis clave para reproducir la respuesta dinámica de estructuras existentes como se comenta en Tena (2019). En este trabajo se comentan los resultados obtenidos en Tena-Colunga (1992 a/b), donde se reprodujo la respuesta instrumental de la estación de bomberos de Gilroy, California a través de un modelo discreto de diez grados de libertad en el que se incluyeron los efectos de IDSE a través de resortes y amortiguadores como se muestra en la Figura 1.11. Al comparar la respuesta del modelo con base rígida y el modelo con base flexible, se verificó el impacto tan grande que generaba incorporar la IDSE en la respuesta dinámica de la edificación, aun y cuando el suelo de desplante de esa estructura se identificó como suelos granulares y mejorados, relativamente firmes. Este resultado es valioso para ilustrar que no se deben despreciar los efectos de la interacción dinámica suelo estructura aún y cuando la estructura en cuestión es de baja altura o cuando los suelos se consideran relativamente firmes.



a) Estación de bomberos

b) Modelo

Figura 1.11. Estructura analizada (tomado de Tena 2019).

Franco (2020) comparó los resultados de análisis dinámicos lineales paso a paso empleando dos tipos de modelos. Para el primer caso de estudio empleó el método de superposición de Kausel *et al* (1978) y para el segundo caso utilizó una metodología numérica, el método de los elementos finitos. La estructura a analizar fue un edificio de concreto reforzado de 5 niveles con una geometría en planta cuadrada, con losa de cimentación de 1 m de espesor, desplantada sobre la superficie del terreno para el caso 1, el caso 2 y 3 se desplantaron a 3 y 5 m de profundidad respectivamente. Con los espectros de respuesta obtenidos para los tres casos a analizar, concluyó que el método de superposición de Kausel reproduce adecuadamente la respuesta de la estructura en los tres puntos a analizar cuando se desplanta sobre la superficie del terreno natural.

Con los antecedentes mencionados anteriormente, es fácil comprender que, para el diseño sísmico de estructuras apoyadas en suelos blandos o semi rígidos, el fenómeno de la interacción dinámica suelo estructura es importante y debe incluirse en los análisis y diseños estructurales. Aunque existen múltiples metodologías para el análisis de este fenómeno y cada una de ellas se ajusta a las circunstancias del caso de estudio, es necesario que existan documentos con comparativas entre dichas metodologías, en los cuales se enfatizan las fortalezas y debilidades de cada una y se emitan comentarios y recomendaciones. Además, es importante contar con aproximaciones sencillas del fenómeno que hayan sido comparadas y validadas con modelos refinados, para que sean utilizadas por los ingenieros en el ejercicio de la práctica profesional. Este tipo de comparaciones permitirán generar confianza y sensibilidad al revisar los resultados obtenidos, producto de implementar las revisiones establecidas en la normativa correspondiente de manera efectiva. Esto da como resultado diseños estructurales donde se considera una mayor cantidad de variables importantes al determinar los parámetros que rigen el comportamiento de la estructura, con el objetivo de proporcionar mayor seguridad estructural a las edificaciones y como consecuencia, a la sociedad.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Evaluar la respuesta dinámica de una edificación desplantada sobre suelo blando en la zona de transición de la Ciudad de México, que incluya los efectos de la interacción dinámica suelo estructura (IDSE), mediante el método de aproximación directa con elementos finitos (modelo integral) y la aproximación reportada en las NTC S 20 (2020).

1.2.2. Objetivos específicos

- Validar el modelo con resortes y amortiguadores con la aproximación de las NTC S 20.
- Validar el modelo de elementos finitos con el método de aproximación directa.
- Evaluar la respuesta de ambos modelos.
- Desarrollar recomendaciones para ambos tipos de modelado.

CAPÍTULO 2. VALIDACIÓN Y CALIBRACIÓN

En esta investigación se utilizan dos programas de elementos finitos que ofrecen distintas herramientas y características, por lo que la elección de uno u otro, atiende a las necesidades del proyecto. ANSYS (2021) es un programa que dispone de una amplia variedad de elementos finitos y tipos de análisis, así como también de un conjunto de poderosas herramientas de mallado que hacen posible la definición de mallas estructuradas y de transición. Estas son algunas de las herramientas incluidas en el programa que permiten modelar fenómenos físicos de interés para la ingeniería estructural, al nivel de detalle y sofisticación que sea requerido. Una de las ventajas que ofrece ANSYS (2021) respecto a otros programas de elementos finitos como SAP2000 CSI (2021), es que permite manejar con facilidad grandes cantidades de elementos finitos. Esta capacidad es particularmente útil en análisis paso a paso lineales, como los realizados en esta investigación, donde los modelos integrales contienen la estructura, cimentación y el suelo modelado explícitamente, utilizando elementos finitos sólidos en tres dimensiones. Estos modelos tienen dimensiones en planta de decenas de metros y las mallas estructuradas y de transición se van haciendo pequeñas en la medida que se utilizan registros sísmicos con diferenciales de tiempo más pequeños. Dichas condiciones implican el cómputo de grandes cantidades de grados de libertad y puntos de integración, tarea que ANSYS (2021) realiza de manera eficiente.

Por otro lado, SAP2000 CSI (2021) es un programa ampliamente utilizado en la práctica profesional de la ingeniería estructural para el análisis y diseño de estructuras civiles. Sin embargo, este presenta dificultades para manejar grandes cantidades de elementos sólidos 3D, por lo que trabajar modelos de suelo 3D o modelos integrales no es recomendable. El usar estos dos programas atiende a la idea de explorar las ventajas y desventajas de cada uno, y comparar si los resultados obtenidos para análisis iguales o equivalentes son compatibles, lo que permitiría extrapolar resultados de un programa hacia otro y aprovechar las ventajas que cada uno ofrezca.

2.1. Análisis modal de estructuras simples

La información obtenida de un análisis modal es importante para comprender el comportamiento dinámico de una estructura, por lo que se debe asegurar que la metodología de modelado es adecuada y que los resultados son correctos. Es por esto que se realizó un modelo simple, para verificar los resultados de análisis modales en ambos programas, donde se comparen algunas variables de interés, como son: periodos, formas modales y participaciones de masa. El modelo propuesto tiene la geometría de un marco tridimensional de 10x10 m de ancho y 3 m de altura, el cual está compuesto de ocho barras y una placa, como se observa en la Figura 2.1.

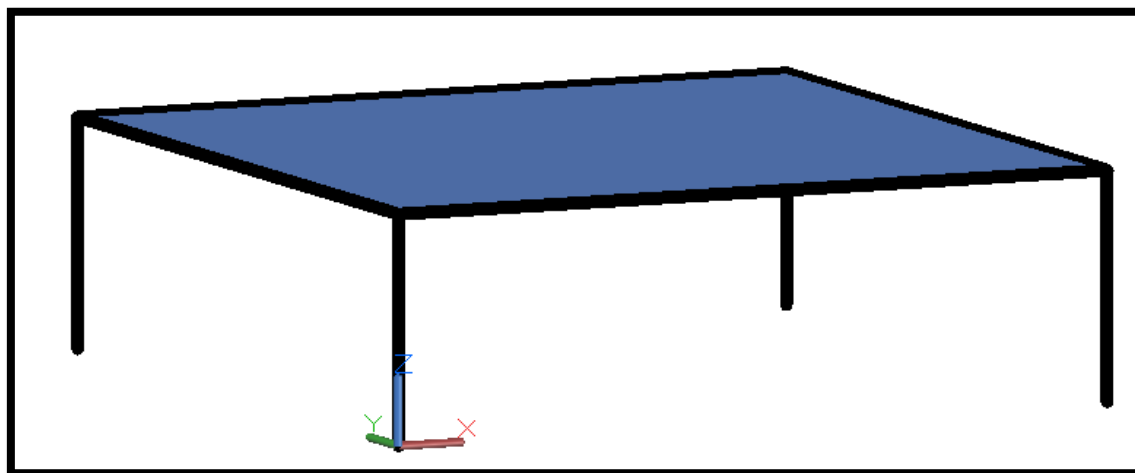


Figura 2.1. Geometría de modelo para análisis modal.

Se asignó concreto como material para todos los elementos, con un peso volumétrico de 2,400 kgf/m³, la sección transversal para las columnas y vigas, es cuadrada de 50x50 cm y la losa tiene un espesor de 20 cm. Esta geometría se modeló en ambos programas, y se utilizaron elementos finitos para modelar las vigas, columnas y la placa que compone la losa, siendo empotrada la condición de apoyo en la base de las columnas. Se utilizó el mismo tamaño de la malla para todos los elementos, buscando evitar cualquier diferencia que pudiera influir en los resultados. En las figuras 2.2 y 2.3 se muestran ambos modelos con todas las propiedades asignadas y su geometría extruida.

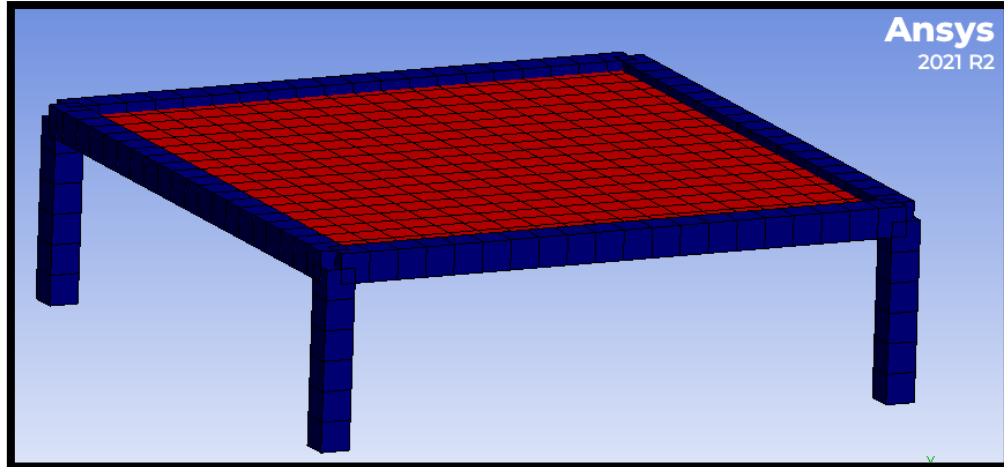


Figura 2.2. Modelo en ANSYS (2021).

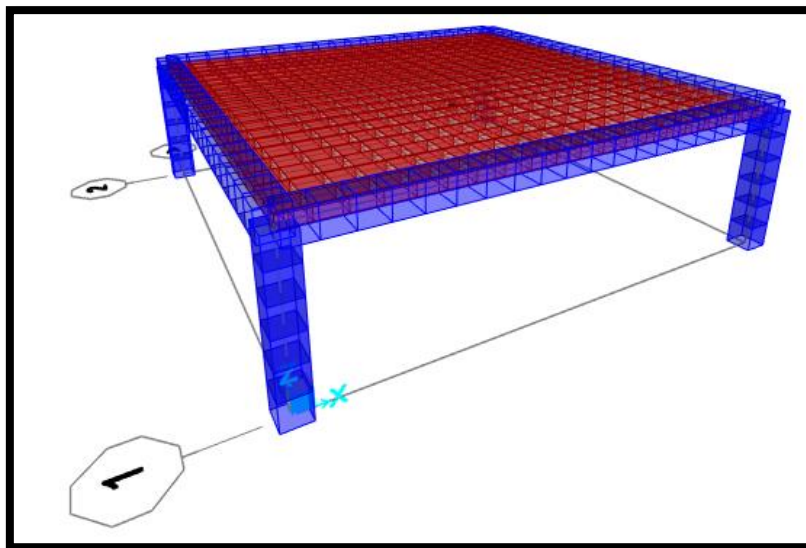


Figura 2.3. Modelo en SAP2000 CSI (2021).

Las primeras cuatro formas modales de la estructura en cuestión para los dos modelos realizados se muestran desde la Figura 2.4 hasta la Figura 2.7, donde se puede observar que todas las formas modales son similares.

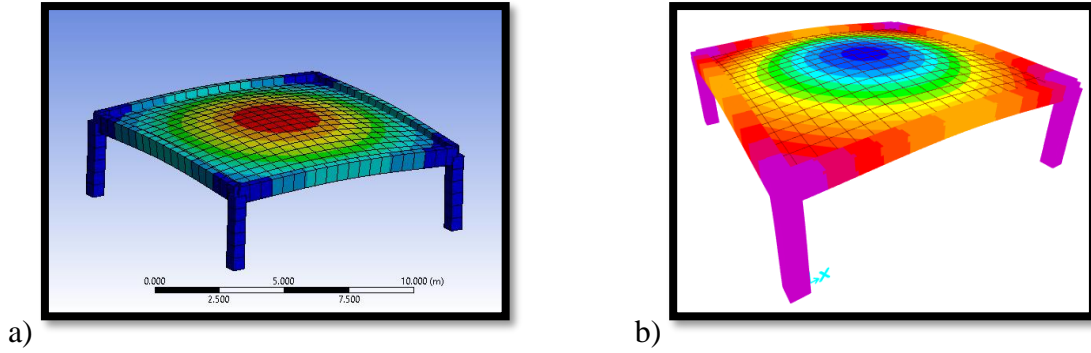


Figura 2.4. Forma modal 1 en: a) ANSYS (2021) y b) SAP2000 CSI (2021).

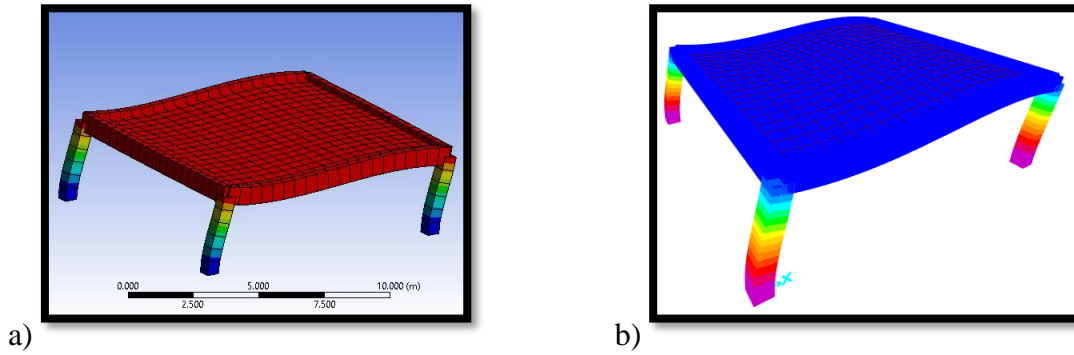


Figura 2.5. Forma modal 2 en a) ANSYS (2021) y b) SAP2000 CSI (2021).

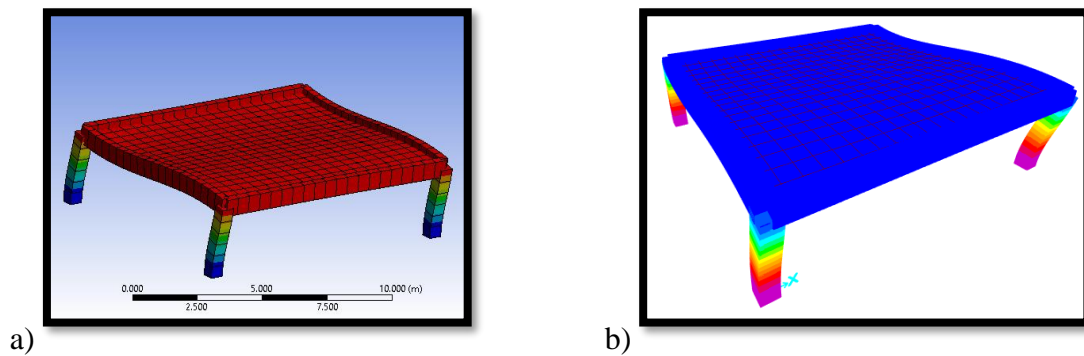


Figura 2.6. Forma modal 3 en a) ANSYS (2021) y b) SAP2000 CSI (2021).

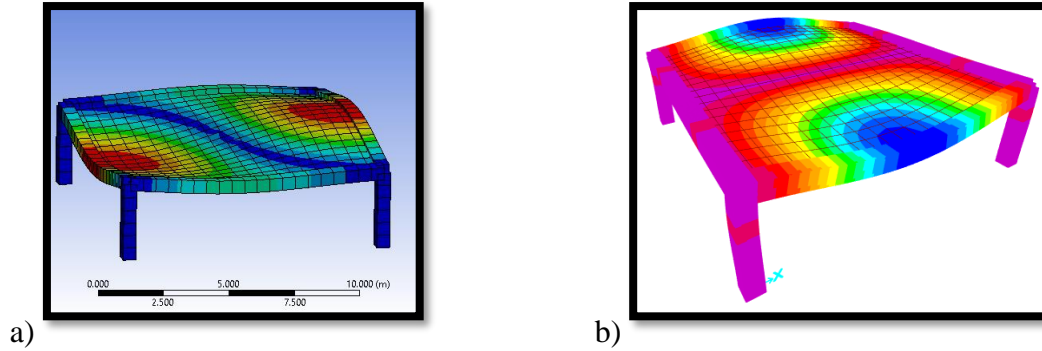


Figura 2.7. Forma modal 4 en a) ANSYS (2021) y b) SAP2000 CSI (2021).

En las tablas 2.1 y 2.2 se resumen los resultados de los análisis modales realizados, en los cuales la única masa que participa es la debida al peso propio de los elementos. Los ejes de estas tablas están referenciados a los ejes globales de ANSYS (2021). Como se puede observar, los periodos son similares en ambos modelos, al igual que los factores de participación de masa.

Tabla 2.1. Periodos y factores de participación de modelo en ANSYS (2021).

Modo	Frecuencia	Periodo	Factores de participación modal					
	F (Hz)	T (s)	X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	4.9601	0.2016	0	0.6359	0	0.3486	0	0.3486
2	6.3723	0.1569	0.9426	0	0	0	0.3155	0.1466
3	6.3723	0.1569	0	0	0.9426	0.1466	0.3188	0
4	9.5739	0.1045	0	0	0	0	0.2956	0
5	9.6871	0.1032	0.0072	0	0.0001	0.0017	0.002	0.1704
6	9.6871	0.1032	0.0001	0	0.0072	0.1704	0.0029	0.0017
Sumatoria			0.9499	0.6359	0.9499	0.6673	0.9347	0.6673

Tabla 2.2. Periodos y factores de participación de modelo en SAP2000 CSI (2021).

Modo	Frecuencia	Periodo	Factores de participación modal					
	F (Hz)	T (s)	X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	4.7617	0.2100	0.0000	0.6710	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	5.8808	0.1700	0.9400	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0046
3	5.8808	0.1700	0.0000	0.0000	0.9400	0.0047	0.0000	0.0000
4	8.7053	0.1149	0.0000	0.0000	0.0087	0.5390	0.0000	0.0000
5	8.7062	0.1149	0.0087	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.5390
6	8.7897	0.1138	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.9100	0.0000
Sumatoria			0.9487	0.6710	0.9487	0.5437	0.9100	0.5436

Tabla 2.3. Diferencias en los periodos de modelos.

Modo	Periodo T (s)		Diferencia
	ANSYS	SAP2000	
1	0.2094	0.2100	0.30%
2	0.1701	0.1700	0.01%
3	0.1701	0.1700	0.01%
4	0.1145	0.1149	0.36%
5	0.1145	0.1149	0.34%
6	0.1137	0.1138	0.03%

Como se observa en la Tabla 2.3, la diferencia entre los periodos para ambos modelos es hasta del 0.36 %, ya que cada software maneja algoritmos y criterios numéricos distintos. De manera similar, las participaciones porcentuales de masa no son exactamente iguales en magnitud entre ambos modelos para los respectivos modos, pero se observa que las formas modales son coherentes en ambos casos.

Anteriormente se mencionó que este análisis fue realizado únicamente con la masa asociada al peso propio de los elementos, que es el caso más simple, ya que no hay ninguna carga adicional que aporte masa al modelo. Enseguida se presentan los resultados del análisis modal de la misma estructura, pero ahora incorporando una carga muerta distribuida de 300 kgf/m² aplicada en toda la superficie del elemento placa. Realizar este procedimiento de asignar una carga distribuida que aporte masa inercial al modelo, es sencillo en el programa SAP2000 CSI (2021), ya que este permite añadir fuentes de masa provenientes de patrones de cargas asignados al modelo. Sin embargo, en ANSYS (2021) la metodología es distinta, ya que el manual de usuario recomienda utilizar el elemento llamado *point mass*, el cual se tiene que ubicar en un punto coordinado y asignarle la masa vertical y rotacional que se desea añadir al modelo. Este proceso es laborioso cuando se asignan múltiples cargas, y dado que dichas cargas generalmente se concentran en los sistemas de piso de las edificaciones, se opta por asignar la masa de una manera más simple. Las cargas distribuidas que se aplican sobre la superficie de un elemento placa, pueden ser fácilmente asignadas al modelo, modificando el peso volumétrico de las losas que las soportan. Es decir, si se agregan 300 kgf/m² de carga a una losa con un espesor de 0.20 m y un peso volumétrico de 2,400 kgf/m³, se podría modificar el peso volumétrico de esta losa en particular por $2,400 \text{ kgf/m}^3 + (300 \text{ kgf/m}^2/0.20\text{m})$, dando como resultado un peso volumétrico de 3,900 kgf/m³. De esta manera se determinan las masas

traslacionales y rotacionales de manera automática en el programa. Los resultados de estos análisis modales con cargas adicionales se enlistan en las tablas 2.4 y 2.5, respectivamente, donde los ejes de las tablas están referenciados a los ejes globales de ANSYS (2021). Se observa que los periodos y formas modales son similares para ambos modelos al asignar la carga muerta adicional.

Tabla 2.4. Periodos y factores de participación con masa adicional en ANSYS (2021).

Modo	Frecuencia	Periodo	Factores de participación modal					
	F (Hz)	T (s)	X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	3.8058	0.2628	0.0000	0.7092	0.0000	0.3951	0.0000	0.3951
2	4.9566	0.2018	0.9412	0.0000	0.0024	0.0004	0.3583	0.1396
3	4.9566	0.2018	0.0024	0.0000	0.9412	0.1396	0.2922	0.0004
4	7.2957	0.1371	0.0120	0.0000	0.0016	0.0226	0.0078	0.1642
5	7.2957	0.1371	0.0016	0.0000	0.0120	0.1642	0.0016	0.0226
6	7.7343	0.1293	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.2857	0.0000
Sumatoria			0.9572	0.7092	0.9572	0.7219	0.9455	0.7219

Tabla 2.5. Periodos y factores de participación con masa adicional en SAP2000 CSI (2021).

Modo	Frecuencia	Periodo	Factores de participación modal					
	F (Hz)	T (s)	X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	4.7617	0.2636	0.0000	0.7090	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	5.8808	0.2018	0.9460	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0085
3	5.8808	0.2018	0.0000	0.0000	0.9460	0.0085	0.0000	0.0000
4	8.7053	0.1377	0.0000	0.0000	0.0140	0.5740	0.0000	0.0000
5	8.7062	0.1377	0.0140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.5740
6	8.7897	0.1294	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.9250	0.0000
Sumatoria			0.9600	0.7090	0.9600	0.5825	0.9250	0.5825

Tabla 2.6. Diferencias en los periodos de modelos con masa adicional.

Modo	Periodo T (s)		Diferencia
	ANSYS	SAP2000	
1	0.2628	0.2636	0.34%
2	0.2018	0.2018	0.00%
3	0.2018	0.2018	0.00%
4	0.1371	0.1377	0.44%
5	0.1371	0.1377	0.43%
6	0.1293	0.1294	0.08%

Con la comparativa de la Tabla 2.6 se observa que la diferencia entre los periodos en modelos que incluyen masa adicional debida a sobrecargas aplicadas en la losa, es hasta del 0.44 %, por lo que se puede emplear la metodología de modificar el peso volumétrico del material empleado en las losas, para incluir la masa adicional debida a cargas adicionales al peso propio en modelos realizados en ANSYS (2021), ya que en SAP2000 CSI (2021) no es necesario realizar este proceso.

2.2. Condición de cuerpo rígido en estructuras simples

El condicionamiento o condición (en inglés *constraint*) es una herramienta común en los programas de elementos finitos, que permite condicionar el comportamiento de los elementos y de la estructura en general. Para los fines del análisis de la interacción dinámica suelo estructura, esta característica es importante, ya que permite condicionar relaciones de desplazamiento y rotación entre grupos de nodos. Por mencionar algunos ejemplos, esto sirve para condicionar regiones de la estructura que se comporten como un cuerpo rígido, así como para asignar nodos maestros que controlen las condiciones de apoyo de una región de la estructura, entre muchas otras posibilidades más.

Se realizó el análisis modal a un par de marcos tridimensionales en ANSYS (2021) y en SAP2000 CSI (2021). Cada par de modelos consta de una edificación de cuatro losas con la base de las columnas empotradas, y una edificación de cinco losas en la que se empotró la base de las columnas del primer entrepiso. Para este modelo de cinco losas, se añadió la condición de cuerpo rígido a todo el primer entrepiso, que cumple la función de un sótano o cajón enterrado bajo el suelo, teniendo así, sólo cuatro niveles con posibilidad de deformarse al igual que el primer modelo. Por lo que los periodos en ambos modelos realizados en un mismo programa deben ser equivalentes. En la figura 2.8 se observan los modelos realizados en ANSYS (2021), los cuales tienen como elementos estructurales columnas cuadradas de 50 cm, vigas rectangulares de 30 x 70 cm y losas de 20 cm de espesor. Todos los elementos son de concreto reforzado con un peso volumétrico de 2,400 kgf/m³. Los claros son cuadrados de 10 m y la altura de todos los entrepisos es de 3 m.

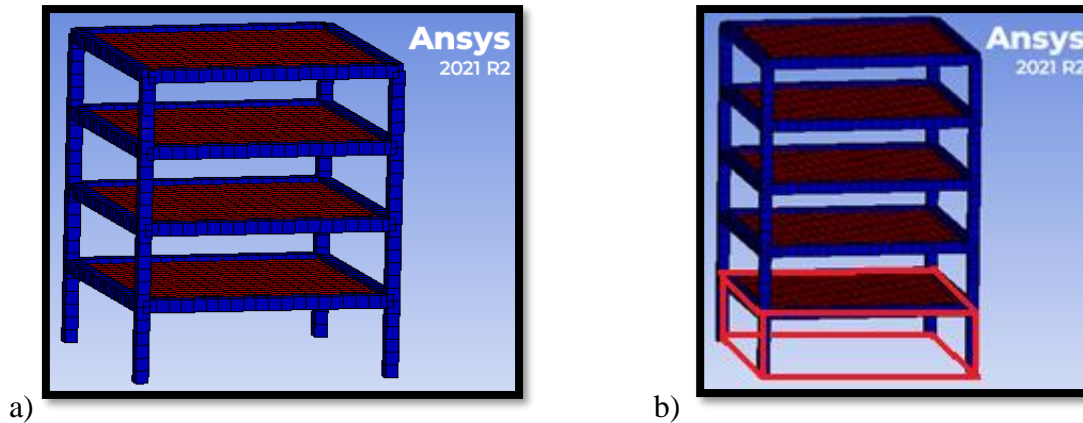


Figura 2.8. a) Modelo de 4 niveles con base empotrada y b) Modelo de 5 niveles con condición de cuerpo rígido en el primer entrepiso (marcado con rojo) y base empotrada.

En las tablas 2.7 y 2.8 se observa que los periodos son iguales para ambos modelos, por lo que la condición de cuerpo rígido se asignó adecuadamente, haciendo que el nivel adicional (marcado en rojo) en el modelo de cinco niveles, se comporte como un cuerpo rígido y la deformación de la estructura sea solo para los cuatro niveles que se encuentran por encima.

En la mayoría de las edificaciones, los cajones de cimentación son más rígidos que la super estructura. Esto produce que la cimentación se deforme poco respecto a lo que se deforma la super estructura. En el modelo de cuatro niveles, el cajón de cimentación no está modelado, ya que se idealizó el comportamiento rígido del cajón, con apoyos empotrados en la base de la super estructura, y por consecuencia este modelo tiene una menor cantidad de masa que el modelo de cinco niveles que sí tiene modelado el cajón. Los porcentajes de participación de masa del modelo de cuatro niveles son mayores que los del modelo de cinco niveles, ya que en el de cuatro niveles, toda la super estructura se deforma en el análisis modal. En el modelo de cinco niveles, aunque se tiene una mayor cantidad de masa total, el cajón de cimentación (marcado en rojo) representa una quinta parte del sistema, y al tener asignada la condición de cuerpo rígido, el primer nivel no se deforma en el análisis modal. Lo que significa que una quinta parte del sistema no se está deformando, y por consecuencia su masa no participa, es por esto que el factor de participación se reduce respecto al modelo de cuatro niveles. Es importante observar que, en ambos modelos realizados los factores de participación de masa, son similares, teniendo una variación del 8.5% para la dirección Z del modo fundamental.

En la Tabla 2.9 se enlista la diferencia de periodos de los dos modelos, donde se observa que los periodos para los seis modos de vibrar son iguales.

Tabla 2.7. Resultados de análisis modal de edificación de 4 niveles sin condición de cuerpo rígido en ANSYS (2021).

Modo	Frecuencia	Periodo	Factores de participación modal					
	F (Hz)	T (s)	X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	1.3877	0.7206	0.0101	0.0000	0.7987	0.6167	0.3305	0.0078
2	1.3877	0.7206	0.7987	0.0000	0.0101	0.0078	0.2105	0.6167
3	2.0637	0.4846	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.2660	0.0000
4	4.5996	0.2174	0.0000	0.1008	0.0000	0.0244	0.0000	0.0244
5	4.632	0.2159	0.0004	0.0000	0.1155	0.0000	0.0433	0.0000
6	4.632	0.2159	0.1155	0.0000	0.0004	0.0000	0.0342	0.0000
Sumatoria			0.9247	0.1008	0.9247	0.6489	0.8844	0.6489

Tabla 2.8. Resultados de análisis modal de edificación de 5 niveles con condición de cuerpo rígido en ANSYS (2021).

Modo	Frecuencia	Periodo	Factores de participación modal					
	F (Hz)	T (s)	X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	1.3877	0.7206	0.0003	0.0000	0.7359	0.7123	0.2525	0.0003
2	1.3877	0.7206	0.7359	0.0000	0.0003	0.0003	0.2326	0.7123
3	2.0637	0.4846	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.2386	0.0000
4	4.5996	0.2174	0.0000	0.0918	0.0000	0.0156	0.0000	0.0156
5	4.632	0.2159	0.0000	0.0000	0.1055	0.0066	0.0344	0.0000
6	4.632	0.2159	0.1055	0.0000	0.0000	0.0000	0.0351	0.0066
Sumatoria			0.8418	0.0918	0.8418	0.7348	0.7933	0.7348

Tabla 2.9. Comparativa de periodos entre modelos sin condición de cuerpo rígido y con condición de cuerpo rígido (C/R).

Modo	Sin C/R	Con C/R	Diferencia
1	0.7206	0.7206	0%
2	0.7206	0.7206	0%
3	0.4846	0.4846	0%
4	0.2174	0.2174	0%
5	0.2159	0.2159	0%
6	0.2159	0.2159	0%

Se replicaron en el programa SAP2000 CSI (2021) los modelos de 4 niveles sin condición de cuerpo rígido y 5 niveles con condición de cuerpo rígido en el primer entrepiso, los modelos con geometría extruida se muestran en la figura 2.9. En las tablas 2.10 y 2.11 se enlistan los resultados de los análisis modales donde se reportan los periodos y los factores de participación de masa para los primeros seis modos de vibrar para cada modelo. En estos resultados se observa que los periodos son iguales en los dos modelos, y los factores de participación de masa para el modelo de 5 niveles son menores respecto al modelo de 4 niveles, ya que solo se deforma la masa por encima del primer entrepiso, por la condición de cuerpo rígido impuesta. Para estos modelos, la diferencia entre los factores de participación de masa en dirección Z para el modo fundamental, es de aproximadamente el 25%

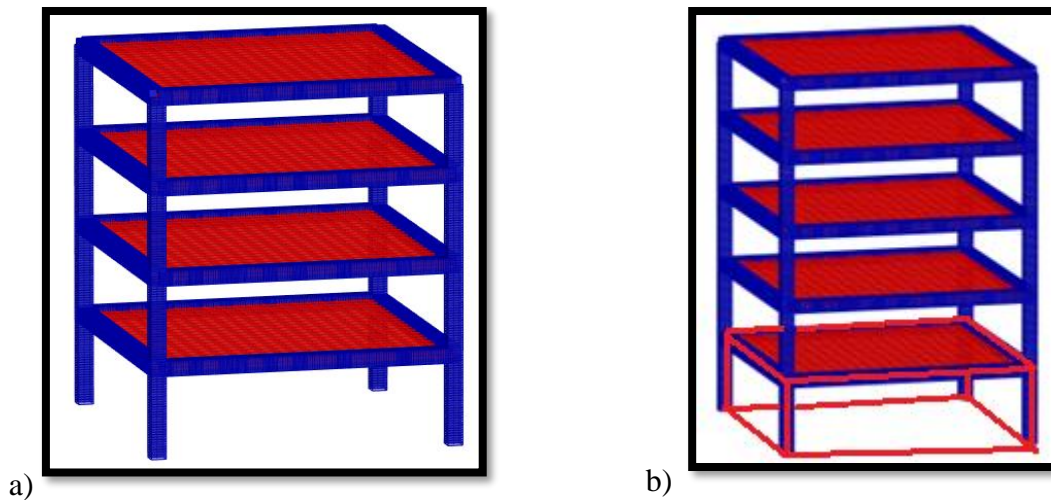


Figura 2.9. a) Modelo de 4 niveles con base empotrada y b) Modelo de 5 niveles con condición de cuerpo rígido en el primer entrepiso (marcado con rojo) y base empotrada.

Tabla 2.10. Resultados de análisis modal de edificación de 4 niveles sin condición de cuerpo rígido en SAP2000 CSI (2021).

Modo	Frecuencia	Periodo	Factores de participación modal					
	F (Hz)	T (s)	X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	1.3867	0.7212	0.2310	0.0000	0.5790	0.0590	0.0000	0.0240
2	1.3867	0.7212	0.5790	0.0000	0.2310	0.0240	0.0000	0.0590
3	2.0599	0.4854	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.8060	0.0000
4	4.5869	0.218	0.0000	0.1010	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5	4.6297	0.216	0.0580	0.0000	0.0580	0.1320	0.0000	0.1310
6	4.6297	0.216	0.0580	0.0000	0.0580	0.1310	0.0000	0.1320
Sumatoria			0.9260	0.1010	0.9260	0.3460	0.8060	0.3460

Tabla 2.11. Resultados de análisis modal de edificación de 5 niveles con condición de cuerpo rígido en SAP2000 CSI (2021).

Modo	Frecuencia F (Hz)	Periodo T (s)	Factores de participación modal					
			X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	1.3867	0.7212	0.1880	0.0000	0.4630	0.1430	0.0000	0.0580
2	1.3867	0.7212	0.4630	0.0000	0.1880	0.0580	0.0000	0.1430
3	2.0599	0.4854	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.6520	0.0000
4	4.5869	0.218	0.0000	0.0810	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5	4.6297	0.216	0.0470	0.0000	0.0470	0.0520	0.0000	0.0520
6	4.6297	0.216	0.0470	0.0000	0.0470	0.0520	0.0000	0.0520
Sumatoria			0.7450	0.0810	0.7450	0.3050	0.6520	0.3050

En la Tabla 2.12 se enlistan las diferencias entre los periodos con y sin condición de cuerpo rígido, donde se observa que no existen diferencias entre los periodos resultantes de los análisis modales realizados en SAP2000 CSI (2021). Con los resultados obtenidos de los análisis modales realizados con y sin condición de cuerpo rígido para ambos programas, se obtuvieron periodos similares en todos los modelos realizados, por lo que se verifica que la condición de cuerpo rígido se modeló adecuadamente en ambos programas.

Tabla 2.12. Comparativa de periodos entre modelos sin condición de cuerpo rígido y con condición de cuerpo rígido (C/R).

Modo	Sin C/R	Con C/R	Diferencia
1	0.7212	0.7212	0%
2	0.7212	0.7212	0%
3	0.4854	0.4854	0%
4	0.2180	0.2180	0%
5	0.2160	0.2160	0%
6	0.2160	0.2160	0%

2.3. Análisis modal de la edificación en estudio

Se modeló la edificación a estudiar, la cual se describe a detalle en el capítulo 4, con y sin su cajón de cimentación, en ambos programas para comparar los resultados de análisis modales con peso propio y con cargas adicionales. Esto para verificar que la metodología funciona en modelos con geometrías más complejas. En las figuras 2.10 y 2.11 se muestran los modelos en ANSYS (2021) sin cajón y con cajón de cimentación, respectivamente. Los resultados de los análisis modales para peso propio y peso propio más cargas adicionales se resumen en las tablas 2.13, 2.14, 2.15 y 2.16, respectivamente. En estos resultados se observa que el retirarle el cajón de cimentación al modelo y considerar solo la super estructura empotrada en la base, no modifica considerablemente el periodo estructural para ninguno de los casos analizados. Esto significa que el cajón de cimentación se comporta como cuerpo rígido. Los factores de participación y las formas modales sí cambian, ya que cuando el cajón está modelado, este se deforma muy poco y por lo tanto su masa no participa. Por lo que los factores de participación son más pequeños que cuando no está el cajón modelado, como se describió en la sección 2.2.

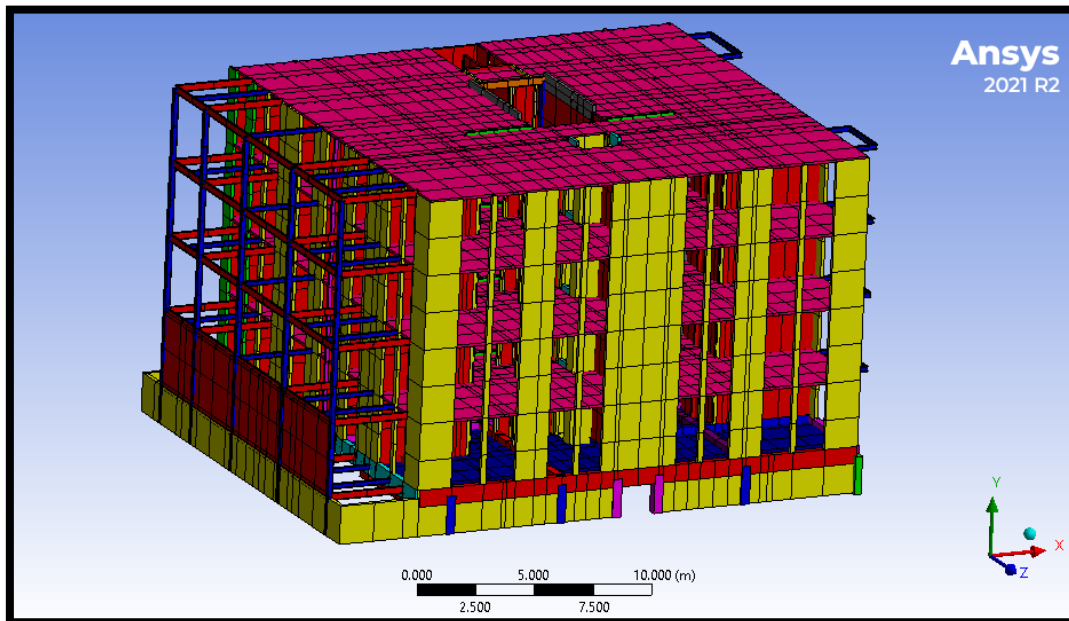


Figura 2.10. Modelo de estructura sin cajón de cimentación en ANSYS (2021).

Tabla 2.13. Resultados de análisis modal para modelo sin cajón con peso propio en ANSYS (2021).

Modo	Frecuencia	Periodo	Factores de participación modal					
	F (Hz)	T (s)	X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	4.3699	0.2288	0.0126	0.0000	0.5529	0.3589	0.3056	0.0067
2	4.7177	0.2120	0.3235	0.0001	0.0222	0.0132	0.0000	0.1525
3	5.6595	0.1767	0.2237	0.0001	0.0000	0.0001	0.2789	0.0992
4	6.1516	0.1626	0.0012	0.0000	0.0003	0.0004	0.0013	0.0005
5	9.9461	0.1005	0.0008	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000
6	12.0520	0.0830	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Sumatoria			0.5618	0.0002	0.5754	0.3727	0.5860	0.2589

Tabla 2.14. Resultados de análisis modal para modelo sin cajón con peso propio y cargas adicionales en ANSYS (2021).

Modo	Frecuencia	Periodo	Factores de participación modal					
	F (Hz)	T (s)	X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	3.4494	0.2899	0.0458	0.0000	0.5189	0.3430	0.3131	0.0232
2	3.4718	0.288	0.3087	0.0001	0.0777	0.0492	0.0087	0.1450
3	4.5052	0.2219	0.2283	0.0001	0.0000	0.0001	0.2837	0.1012
4	6.0763	0.1645	0.0002	0.0000	0.0005	0.0005	0.0001	0.0001
5	9.6412	0.1037	0.0009	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000
6	11.045	0.0905	0.0009	0.1889	0.0000	0.0591	0.0001	0.0265
Sumatoria			0.5848	0.1891	0.5971	0.4519	0.6059	0.2960

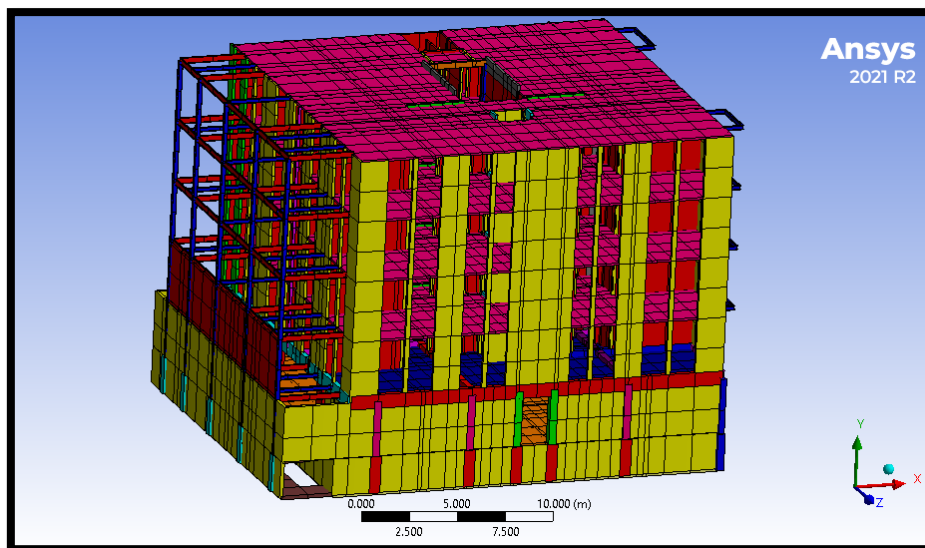


Figura 2.11. Modelo de estructura con cajón de cimentación en ANSYS (2021).

Tabla 2.15. Resultados de análisis modal para modelo con cajón con peso propio en ANSYS (2021).

Modo	Frecuencia	Periodo	Factores de participación modal					
	F (Hz)	T (s)	X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	4.3699	0.2288	0.2718	0.0000	0.0032	0.0029	0.0412	0.1465
2	4.7177	0.2120	0.0018	0.0000	0.3685	0.2773	0.1929	0.0009
3	5.6595	0.1767	0.0883	0.0000	0.0001	0.0000	0.1576	0.0423
4	6.1516	0.1626	0.0044	0.0000	0.0000	0.0000	0.0061	0.0020
5	9.9461	0.1005	0.0006	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000
6	12.0520	0.0830	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Sumatoria			0.3669	0.0001	0.3718	0.2802	0.3979	0.1917

Tabla 2.16. Resultados de análisis modal para modelo con cajón con peso propio y cargas adicionales en ANSYS (2021).

Modo	Frecuencia	Periodo	Factores de participación modal					
	F (Hz)	T (s)	X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	3.4989	0.2858	0.1021	0.0000	0.2062	0.1664	0.1570	0.0568
2	3.5233	0.28382	0.1252	0.0000	0.1650	0.1298	0.0524	0.0688
3	4.521	0.22119	0.1456	0.0000	0.0000	0.0000	0.1837	0.0743
4	6.0796	0.16448	0.0001	0.0000	0.0003	0.0003	0.0001	0.0000
5	9.6416	0.10372	0.0005	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000
6	11.205	0.08925	0.0007	0.0861	0.0000	0.0335	0.0000	0.0111
Sumatoria			0.3741	0.0861	0.3716	0.3301	0.3933	0.2111

Se realizó en el programa SAP2000 CSI (2021) el mismo procedimiento de verificación de resultados en análisis modales sin cajón de cimentación, con cajón de cimentación, con peso propio y con peso propio más cargas adicionales, esto con la finalidad de verificar el comportamiento dinámico de los modelos. En las figuras 2.12 y 2.13 se muestran los modelos sin cajón y con cajón de cimentación, respectivamente. Los resultados de los análisis modales con peso propio y con peso propio más cargas, se enlistan en las tablas 2.17, 2.18, 2.19 y 2.20. En estos resultados se observa que el cajón de cimentación se comporta como un cuerpo rígido, ya que, retirarlo del modelo no influye significativamente en el periodo estructural.

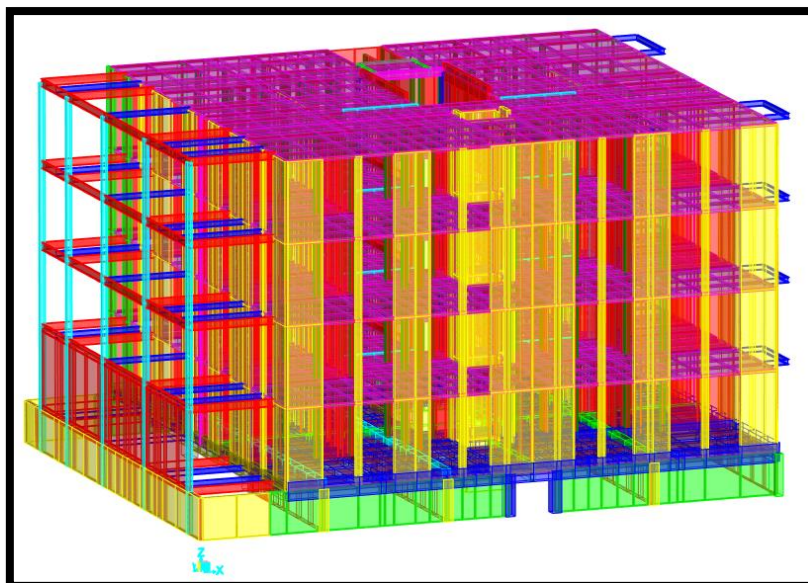


Figura 2.12. Modelo de estructura sin cajón de cimentación en SAP2000 CSI (2021).

Tabla 2.17. Resultados de análisis modal para modelo sin cajón con peso propio en SAP2000 CSI (2021).

Modo	Frecuencia	Periodo	Factores de participación modal					
	F (Hz)	T (s)	X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	4.3703	0.2288	0.4230	0.0001	0.0068	0.0025	0.0890	0.1300
2	4.6176	0.2166	0.0051	0.0000	0.5620	0.1930	0.0021	0.0014
3	4.7051	0.2125	0.0000	0.0000	0.0018	0.0006	0.0390	0.0005
4	5.0997	0.1961	0.0006	0.0000	0.0000	0.0000	0.0110	0.0015
5	5.6262	0.1777	0.1320	0.0001	0.0000	0.0000	0.3700	0.0330
6	5.7197	0.1748	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000
Sumatoria			0.5608	0.0002	0.5706	0.1961	0.5112	0.1664

Tabla 2.18. Resultados de análisis modal para modelo sin cajón, con peso propio y cargas adicionales en SAP2000 CSI (2021).

Modo	Frecuencia	Periodo	Factores de participación modal					
	F (Hz)	T (s)	X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	3.7163	0.2691	0.4350	0.0001	0.0051	0.0017	0.1090	0.1230
2	3.9478	0.2533	0.0035	0.0000	0.5870	0.1860	0.0028	0.0009
3	4.6412	0.2155	0.0450	0.0000	0.0000	0.0000	0.1550	0.0078
4	4.9184	0.2033	0.0870	0.0001	0.0000	0.0000	0.2480	0.0250
5	5.138	0.1946	0.0190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0400	0.0020
6	5.7196	0.1748	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Sumatoria			0.5895	0.0002	0.5921	0.1877	0.5548	0.1587

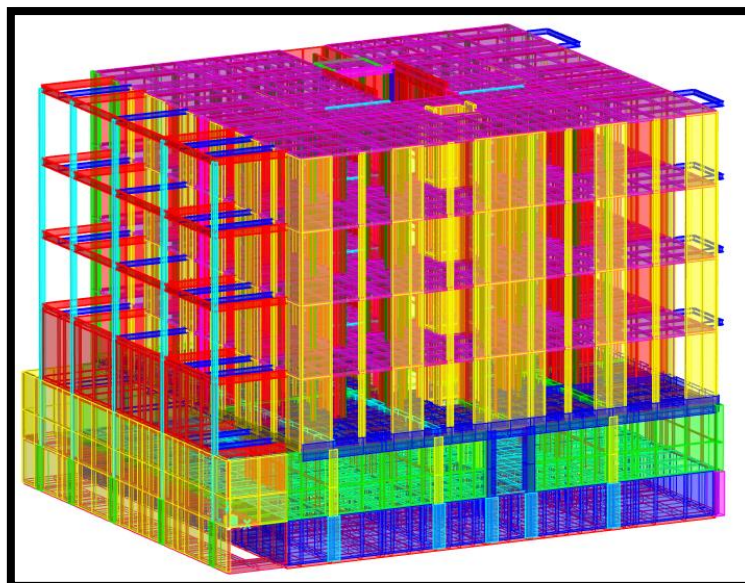


Figura 2.13. Modelo de estructura con cajón de cimentación en SAP2000 CSI (2021).

Tabla 2.19. Resultados de análisis modal para modelo con cajón y peso propio en SAP2000 CSI (2021).

Modo	Frecuencia	Periodo	Factores de participación modal					
	F (Hz)	T (s)	X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	4.3704	0.2288	0.4230	0.0001	0.0068	0.0063	0.0820	0.3410
2	4.6176	0.2166	0.0051	0.0000	0.5620	0.4990	0.0063	0.0038
3	4.7051	0.2125	0.0000	0.0000	0.0018	0.0016	0.0400	0.0004
4	5.0997	0.1961	0.0006	0.0000	0.0000	0.0000	0.0110	0.0020
5	5.6262	0.1777	0.1320	0.0001	0.0000	0.0000	0.3740	0.0950
6	5.7197	0.1748	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000
Sumatoria			0.5607	0.0002	0.5706	0.5069	0.5134	0.4422

Tabla 2.20. Resultados de análisis modal para modelo con cajón, peso propio y cargas adicionales en SAP2000 CSI (2021).

Modo	Frecuencia	Periodo	Factores de participación modal					
	F (Hz)	T (s)	X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	3.7163	0.2691	0.4350	0.0001	0.0050	0.0044	0.1040	0.3240
2	3.9479	0.2533	0.0035	0.0000	0.5870	0.4820	0.0072	0.0025
3	4.6412	0.2155	0.0450	0.0000	0.0000	0.0000	0.1550	0.0260
4	4.9184	0.2033	0.0870	0.0001	0.0000	0.0000	0.2490	0.0650
5	5.1380	0.1946	0.0190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0400	0.0087
6	5.7196	0.1748	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Sumatoria			0.5895	0.0002	0.5920	0.4864	0.5552	0.4262

En la Tabla 2.21 se muestra la comparativa de los periodos estructurales fundamentales obtenidos en los distintos modelos y casos estudiados. Se observa que, en los modelos con peso propio de los elementos, no hubo diferencia entre los periodos obtenidos en ambos programas. Para los modelos con cargas adicionales, se tuvo una diferencia entre los periodos de hasta el 7%, que se considera aceptable para los fines de esta investigación. Por lo que se puede concluir que es razonable realizar comparativas directas entre los modelos realizados en ambos programas.

Tabla 2.21. Resumen de resultados de periodos fundamentales.

Modelos sin cajón					
Peso propio			Peso propio + cargas		
SAP	ANSYS	Diferencia	SAP	ANSYS	Diferencia
0.2288	0.2288	0%	0.2691	0.2899	7%
Modelos con cajón					
Peso propio			Peso propio más cargas		
SAP	ANSYS	Diferencia	SAP	ANSYS	Diferencia
0.2288	0.2288	0%	0.2691	0.2858	6%

2.4. Análisis modal de un estrato de suelo

En esta investigación se trabajará con modelos de análisis en donde interactúan una estructura, su cimentación y una porción de suelo a su alrededor. Por lo que es necesario realizar pruebas de calibración en modelos simples de suelo, que permitan comparar los resultados de un modelo de elementos finitos, contra resultados de cálculos manuales con expresiones algebraicas que se reporten en la literatura especializada, y así verificar que el modelado numérico del suelo sea adecuado.

Como primera comparativa se propone modelar un estrato de suelo homogéneo supuesto isótropo, el cual se describe a detalle en el capítulo 4, con las propiedades enlistadas en la Tabla 2.22. En esta tabla se enlista el peso volumétrico (γ), el espesor total del estrato hasta la capa dura (H_s), la velocidad de onda de corte (V_s), el módulo de Poisson (ν), el periodo del estrato (T_s) obtenido con la expresión (2.1), el módulo de rigidez al corte (G) y el módulo de elasticidad (E). Esta prueba consiste en obtener el periodo del modo fundamental de vibrar del estrato propuesto, utilizando expresiones que se encuentran sugeridas para este objetivo en la reglamentación mexicana NTC S 20 (2020), como es la expresión (2.1). Una vez determinado el periodo teórico de este estrato, se procederá a construir un modelo de suelo de elementos finitos en dos dimensiones, el cual pueda reproducir adecuadamente este periodo y se verifique a través de un análisis modal.

$$T_s = \frac{4H_s}{V_s} \quad (2.1)$$

En la Figura 2.14 se muestra el modelo desarrollado en ANSYS (2021), el cual está compuesto por elementos sólidos 2D con comportamiento de estado de deformación plana, ya que este modelo representa un corte de ancho unitario del estrato de suelo tridimensional. Se definió el ancho del estrato de suelo con una dimensión igual a $T_s \cdot V_s = 70.6$ m para este caso. El tamaño de elemento finito es de 1 m y las condiciones de frontera se definieron empotradas para todo el lado inferior de la placa. En la Tabla 2.23 se enlistan los periodos asociados a los primeros 10 modos de vibrar del estrato de suelo. El modelo tiene 1,296 elementos, 1,387 nodos y el análisis modal se realizó en un tiempo de 10 s.

Tabla 2.22. Propiedades de estrato de suelo.

Estrato de suelo		
γ	1.673	tonf/m ³
Hs	17.7	m
Vs	117.55	m/s
ν	0.49	
Ts	0.60	s
G	2356	tonf/m ²
E	7022	tonf/m ²
Ancho	$Ts*Vs=70.6$	m

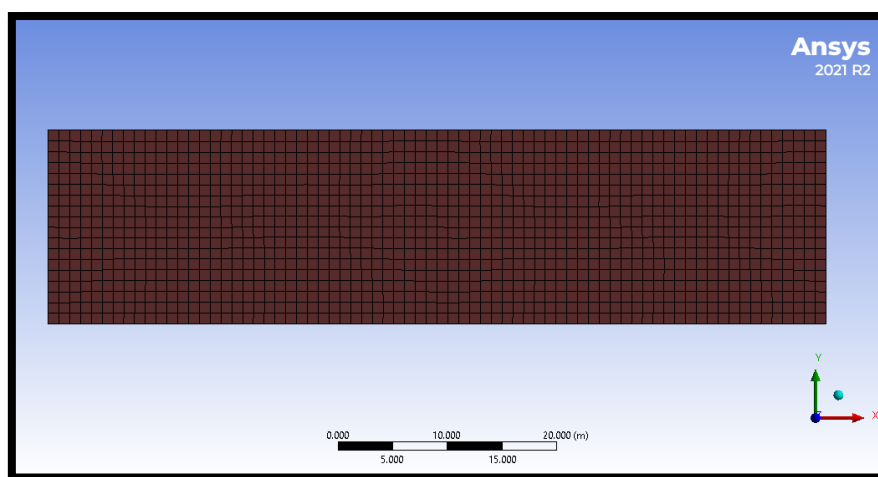


Figura 2.14. Modelo de suelo 2D en ANSYS (2021).

Tabla 2.23. Resultados del análisis modal en ANSYS (2021).

Modo	Frecuencia	Periodo	Factores de participación modal		
	F (Hz)	T (s)	X	Y	RZ
1	1.5773	0.6340	0.7834	0.0000	0.0740
2	2.1606	0.4628	0.0000	0.0708	0.0500
3	3.0293	0.3301	0.0079	0.0000	0.0537
4	3.3738	0.2964	0.0000	0.0422	0.0298
5	3.5278	0.2835	0.0212	0.0000	0.0114
6	3.7349	0.2677	0.0000	0.0024	0.0017
Sumatoria			0.8125	0.1154	0.2206

El periodo para el modo fundamental del estrato obtenido del análisis modal es $T=0.634$ s, teniendo una variación del 6% respecto al valor obtenido ($T_s=0.6$ s) en la Tabla 2.22 con la expresión (2.1), la cual es una solución cerrada de un medio de suelo en tres dimensiones donde las dimensiones laterales son infinitas. Por lo que esta variación en el periodo del modelo se considera aceptable al ser menor al 10%, y se concluye que el modelado de suelo 2D en ANSYS (2021) es adecuado para los fines de esta prueba.

Se realizó este mismo procedimiento en el programa SAP2000 CSI (2021), utilizando la misma geometría y propiedades del estrato de suelo, en la Figura 2.15 se muestra el modelo construido con elementos sólidos 2D y restricciones de empotramiento únicamente en la base del modelo, así como un tamaño máximo de elemento de 1 m. Este modelo tiene 1,296 elementos, 1,387 nodos y el análisis modal se realizó en un tiempo de 12 s. En la Tabla 2.24 se enlistan los resultados del análisis modal para los primeros 6 modos de vibrar. Se observa que el periodo para el modo fundamental es $T=0.6359$ s, que es similar al obtenido en el modelo de ANSYS (2021) con una diferencia menor al 1%, por lo que se considera que el modelado de suelo es adecuado en SAP2000 CSI (2021) para los fines de este ejercicio.

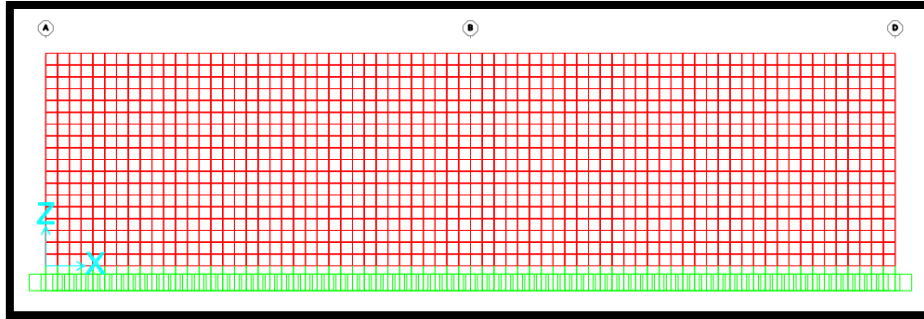


Figura 2.15. Modelo de suelo 2D en SAP 2000 CSI (2021).

Tabla 2.24. Resultados del análisis modal en SAP 2000 CSI (2021).

Modo	Frecuencia	Periodo	Factores de participación modal					
	F (Hz)	T (s)	X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	1.5727	0.6359	0.7950	0.0000	0.0000	0.0000	0.0300	0.0000
2	1.6572	0.6034	0.0000	0.8220	0.0000	0.1900	0.0000	0.0000
3	1.8516	0.5401	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.8100
4	2.1573	0.4635	0.0000	0.0000	0.0730	0.0000	0.0000	0.0000
5	2.3398	0.4274	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6	2.9806	0.3355	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0100
Sumatoria			0.7950	0.8220	0.0730	0.1900	0.0300	0.8200

Como se verificó que los modelos de suelo 2D, representan el periodo de suelo adecuadamente en ambos programas, se procedió a realizar el modelo de suelo 3D únicamente en ANSYS (2021), aprovechando que fueron calibrados los análisis modales para este tipo de modelos. Las dimensiones del modelo en planta son de 71 x 71 metros y espesor H_s indicado en la Tabla 2.22, con un tamaño máximo de elemento de 1 metro. En la Figura 2.16 se muestra el modelo de suelo 3D, el cual tiene empotradas todas las caras inferiores del sólido y en la Figura 2.17 se muestra la configuración deformada del suelo para el primer modo de vibrar, el cual corresponde a traslación en la dirección Z. Este modelo tiene 90,738 elementos, 98,496 nodos y el análisis modal se realizó en un tiempo de 6.6 min. Por último, en la Tabla 2.25 se enlistan los resultados del análisis modal, teniendo un periodo para el primer modo $T_s=0.6366$ s, que es similar al obtenido en los dos modelos de suelo 2D mostrados anteriormente, teniendo una diferencia respecto a los modelos 2D de menos del 1%. Con estos resultados se valida la metodología empleada para realizar modelos de suelo en dos y tres dimensiones, sometidos a análisis modales o análisis paso a paso.

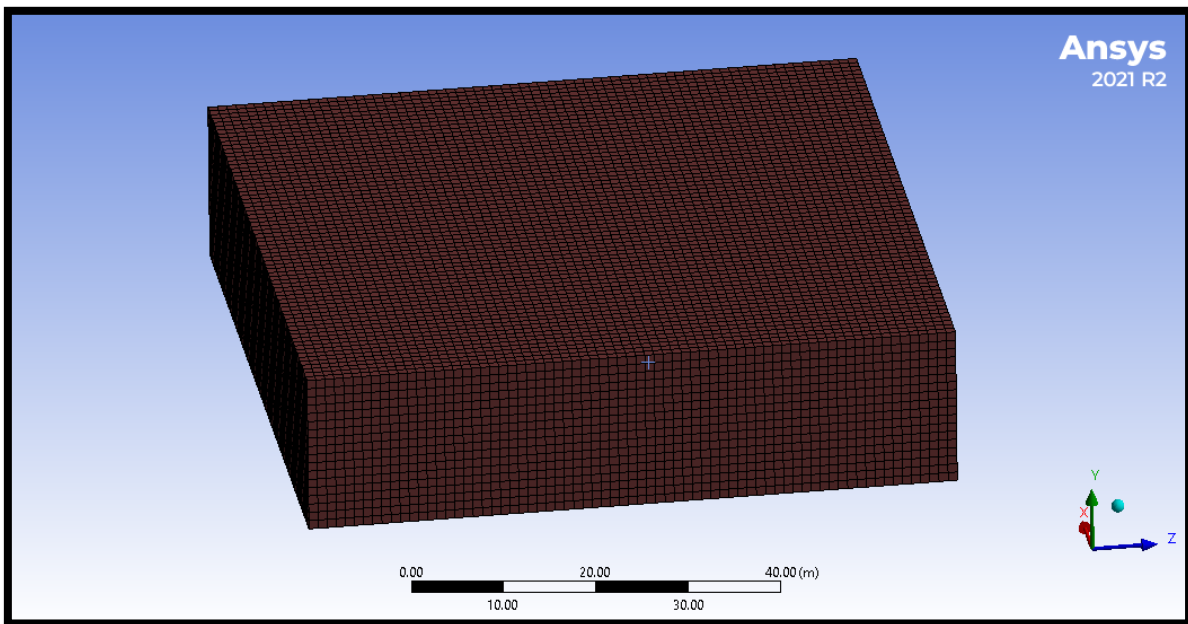


Figura 2.16. Modelo de suelo 3D.

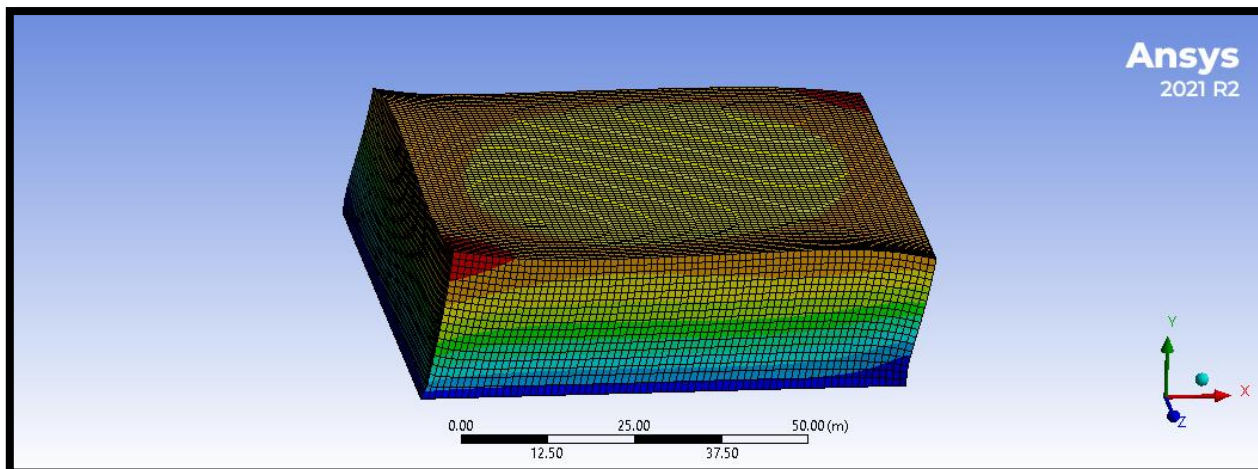


Figura 2.17. Forma modal del modo fundamental de vibrar del suelo.

Tabla 2.25. Resultados de análisis modal de suelo 3D.

Modo	Frecuencia		Factores de participación modal					
	F (Hz)	T (s)	X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	1.5708	0.6366	0.3894	0.0000	0.3889	0.0383	0.5837	0.0383
2	1.5708	0.6366	0.3889	0.0000	0.3894	0.0383	0.0000	0.0383
3	1.5902	0.6289	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1964	0.0000
4	1.8424	0.5428	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5	1.8850	0.5305	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6	1.9475	0.5135	0.0001	0.0000	0.0001	0.0012	0.0002	0.0011
Sumatoria			0.7784	0.0000	0.7784	0.0778	0.7803	0.0777

Para este modelo de suelo en tres dimensiones, el proponer un ancho en planta del estrato igual $T_s \cdot V_s$ da como resultado un periodo fundamental razonablemente parecido al obtenido teóricamente con una diferencia del 6%. En la sección 2.5.2. se describe por qué se utiliza la expresión $T_s \cdot V_s$ para estimar el ancho en planta del estrato de suelo.

2.5. Respuesta en la superficie de un estrato de suelo

Al tener calibrado el procedimiento para construir los modelos de análisis de suelo, a través de la comparativa de análisis modales con resultados de expresiones teóricas, se procedió a realizar un ejemplo numérico para ese mismo estrato. Este consiste en aplicar un registro de aceleraciones en la base del estrato de suelo y determinar la respuesta de aceleraciones en la superficie. Este ejemplo se realizará de dos maneras, una empleando expresiones analíticas y otra utilizando modelos de elementos finitos.

2.5.1. Respuesta de aceleraciones en la superficie de un estrato utilizando expresiones analíticas

Fueron utilizadas las expresiones (2.2), (2.3), (2.4), (2.5), (2.6) y (2.7) reportadas en Wolf (1985) para un estrato de suelo apoyado sobre un semi-espacio en dos dimensiones, cuando la aceleración se aplica perpendicularmente al plano del estrato de suelo modelado. Estas expresiones se programaron en un código de Matlab, y como datos de entrada se utilizaron las propiedades del suelo enlistadas la Tabla 2.22 y un registro de aceleraciones sintético para suelo firme obtenido del portal SASID. Se eligió un registro de aceleraciones en suelo firme o roca, para que no tuviera efectos de sitio. Esto permite ver los efectos de sitio que induce el estrato modelado, en el registro de aceleraciones original, al evaluar la respuesta en la superficie del estrato y compararla contra la aceleración de entrada.

$$H(\omega) = \frac{e^{ik_0 H_s}}{\cos(k_s H_s) + ip \sin(k_s H_s)} \quad (2.2)$$

$$k_s = \frac{\omega}{V_s} \quad (2.3)$$

$$k_0 = \frac{\omega}{V_0} \quad (2.4)$$

$$p = \frac{\rho_s V_s}{\rho_0 V_0} \quad (2.5)$$

$$V_s = V_{S_{suelo}} \sqrt[2]{1 + 2i\xi_{suelo}} \quad (2.6)$$

$$V_0 = V_{S_{roca}} \sqrt[2]{1 + 2i\xi_{roca}} \quad (2.7)$$

El procedimiento para realizar el análisis y obtener la respuesta en la superficie del estrato consiste de los siguientes pasos:

1. Evaluar las expresiones (2.3), (2.4), (2.5), (2.6) y (2.7).
2. Determinar el espectro de Fourier para el registro de aceleraciones que se desea utilizar.
3. Determinar la función de transferencia analítica del estrato de suelo en estudio evaluando la expresión (2.2) con las propiedades del estrato.
4. Realizar el producto en el dominio de la frecuencia entre el espectro de Fourier del acelerograma utilizado y la función de transferencia calculada con la expresión (2.2).
5. Pasar al dominio del tiempo la señal resultante del paso 4 utilizando la transformada inversa de Fourier, para obtener la respuesta del registro de aceleraciones en la superficie del estrato de suelo modelado a través de las expresiones utilizadas.

Una vez realizados los cinco pasos descritos anteriormente, se obtiene el registro de aceleraciones en la superficie del estrato de suelo. Enseguida se hace una descripción del proceso mostrando algunas curvas representativas. En la Figura 2.18 se muestra el registro de aceleraciones utilizado para este ejemplo. En la Figura 2.19 se muestra el espectro de Fourier asociado al registro de aceleraciones utilizado, esta operación se realiza porque la función de transferencia está en el dominio de la frecuencia y la transformada de Fourier pasa una señal del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia. Una vez determinado este espectro, con las propiedades del semi-espacio que se consideró roca para este caso y del estrato de suelo, se determina la función de transferencia, la cual se muestra en la Figura 2.20. En esta figura se observan las amplificaciones que ocurrirán en el registro de aceleraciones utilizado, en un intervalo de frecuencias, por efecto de pasar la señal a través del estrato modelado. Esta curva reproduce adecuadamente la frecuencia asociada al modo fundamental de vibrar del estrato, $f=1.66$ Hz que corresponde a $T=1/f = 0.6$ s.

El resultado final de este procedimiento son las aceleraciones resultantes después de haberse propagado el movimiento desde la parte inferior hasta la parte superior del estrato modelado, estas aceleraciones y el registro de entrada se muestran en la Figura 2.21.

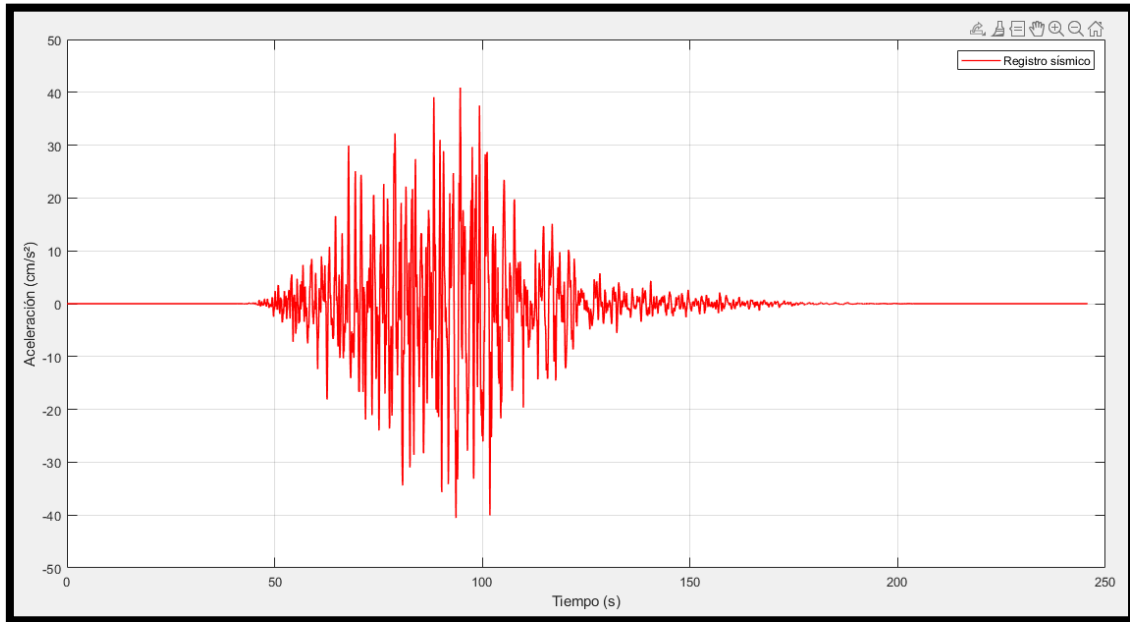


Figura 2.18. Registro de aceleraciones cargado al programa.

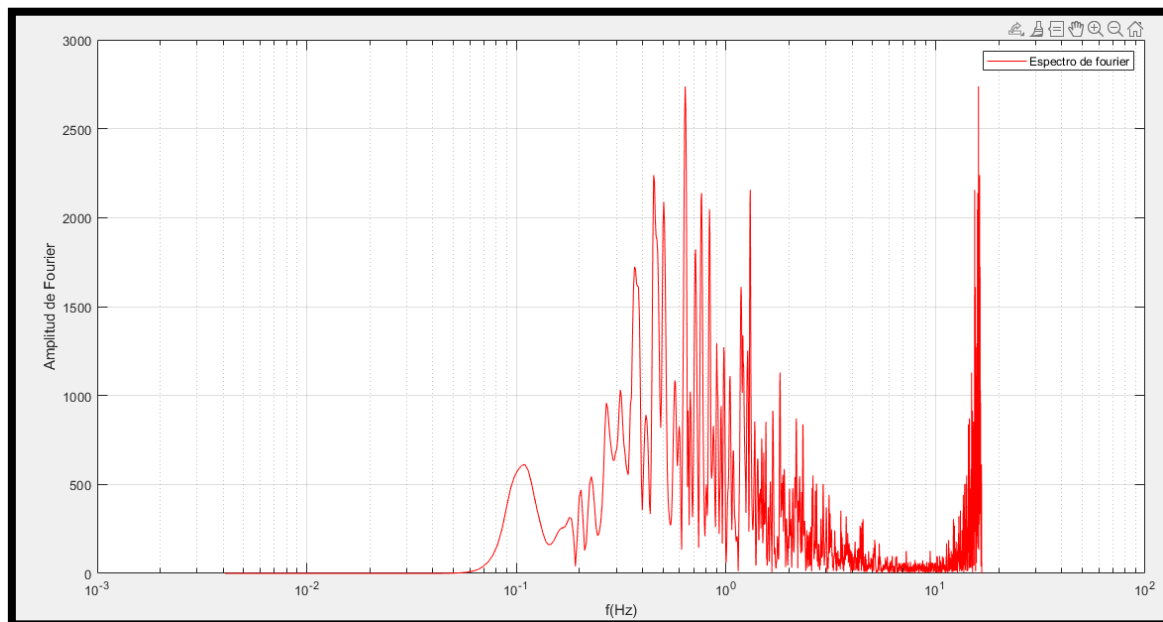


Figura 2.19. Espectro de Fourier del registro de aceleraciones.

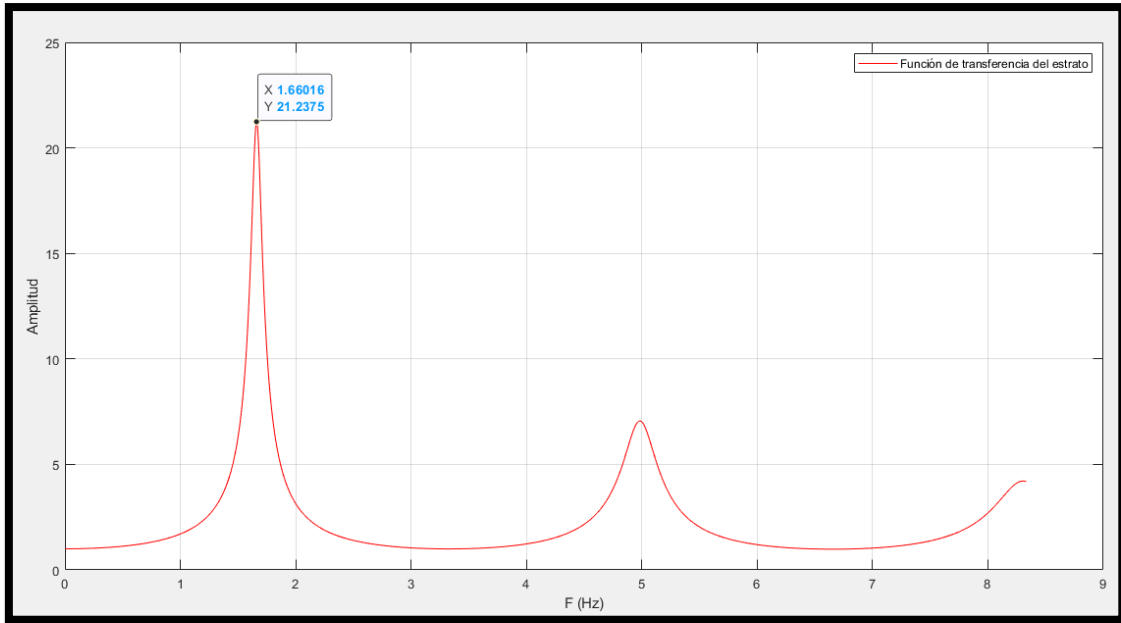


Figura 2.20. Función de transferencia del estrato de suelo ($f=1.66$ Hz).

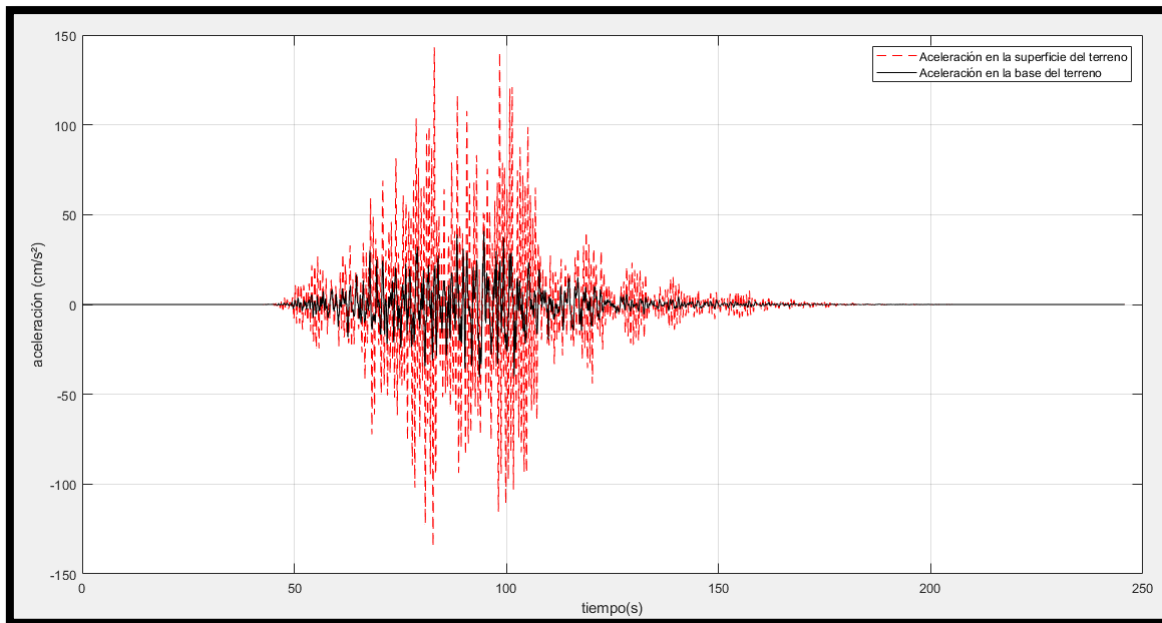


Figura 2.21. Acelerograma original (negro) y respuesta de aceleración en la superficie del estrato (rojo).

2.5.2. Respuesta de aceleraciones en la superficie de un estrato utilizando modelos de elementos finitos

Otra manera de obtener la respuesta de aceleraciones en la superficie de un estrato, es realizando modelos de elementos finitos. Estos modelos deben reproducir adecuadamente las características del estrato de suelo a modelar, para posteriormente realizar análisis tiempo-historia donde las aceleraciones se apliquen en la base del modelo. Este procedimiento se realizó en modelos de elementos finitos construidos en los dos programas a utilizar, para comparar los resultados de ambos contra las respuestas de aceleraciones obtenidas, de emplear las expresiones analíticas. Para realizar análisis tiempo-historia con modelos de suelo de elementos finitos, es importante definir dos características, el ancho en planta mínimo que tendrán los modelos de suelo y el tamaño máximo permisible de la malla del modelo

Estos dos datos están directamente relacionados con las propiedades del suelo y del registro de aceleración que se empleará. Para definir los criterios de determinación del ancho mínimo del modelo y el tamaño máximo de la malla de elementos finitos, se siguieron las recomendaciones reportadas en Bathe (1982). Se sugiere determinar el ancho mínimo del modelo de suelo, como el producto entre el periodo del modo fundamental del suelo (T_s) y la velocidad de onda de corte del estrato (V_s) como se muestra en la expresión (2.8). El tamaño máximo de la malla de elementos finitos, se puede determinar a través del producto de la velocidad de onda de corte (V_s) por el diferencial de tiempo del registro empleado (dt), el cual se divide por la cantidad de puntos (n) que se desea utilizar para representar una onda sinusoidal, como se observa en la expresión (2.9).

$$L_{\min hor} = T_s V_s \quad (2.8)$$

$$L_{\max} = \frac{V_s dt}{n} \quad (2.9)$$

Una vez establecido el criterio para determinar el tamaño mínimo horizontal del modelo y el tamaño máximo de la malla de elementos finitos se definió una cantidad “n” de seis puntos para representar una onda sinusoidal adecuadamente, ya que, a partir de cinco puntos, ya se puede dibujar adecuadamente un periodo de una curva sinusoidal.

2.5.3. Registros de aceleración

El acelerograma utilizado para estos ejercicios tiene un diferencial de tiempo (dt) de 0.01 s y 16,384 puntos de aceleración en unidades de cm/s^2 . Debido a la cantidad de puntos que tiene este registro, el costo computacional requerido para procesar un análisis tiempo historia en modelos de elementos finitos de suelo es alto. Además de que la malla asociada al diferencial de tiempo de este registro es fina. Por lo que se decide realizar ajustes al acelerograma para realizar los análisis de manera más rápida y evaluar la calidad de los resultados obtenidos para distintas configuraciones del registro de aceleraciones.

El diezmado de una señal es un procedimiento que permite cambiar el diferencial de tiempo de una señal y la cantidad de puntos que contiene, perdiendo la menor cantidad de información posible. El registro se diezmará para dos distintos diferenciales de tiempo que son $dt=0.03$ s y $dt=0.06$ s, con la intención de comparar los resultados para cada caso y así elegir el que ofrezca la mejor relación entre calidad de los resultados y el tiempo de cómputo. Otro aspecto a considerar para cada configuración de diferencial de tiempo, es que la cantidad de datos que debe tener el registro a utilizar debe ser igual una potencia 2^n , ya que este requisito es necesario para determinar el espectro de Fourier de una señal, empleando el algoritmo de la transformada rápida de Fourier.

Una vez diezmadados los registros se procede a filtrarlos en el programa de uso libre Degtra (1990-2002), el cual permite aplicar un filtro del tipo pasa banda donde se definen dos frecuencias. La frecuencia máxima que se desea mantener en la señal está determinada por la frecuencia de Nyquist ($1/[2*dt]$), y la frecuencia mínima que se podría determinar como una frecuencia menor a la frecuencia fundamental del suelo que se va a estudiar. Para este caso la frecuencia mínima sería $F_{suelo}=1/T_s = 1/0.6$ s = 1.66 Hz. Con los registros listos, se determinaron las mallas correspondientes a cada diferencial de tiempo y se desarrollaron los modelos de elementos finitos.

En las figuras 2.22 a 2.27 se observan los registros de aceleraciones asociados a los diferenciales de tiempo dt de 0.01, 0.03 y 0.06 s, corregidos por línea base, diezmadados y filtrados, junto con sus respectivos espectros de Fourier.

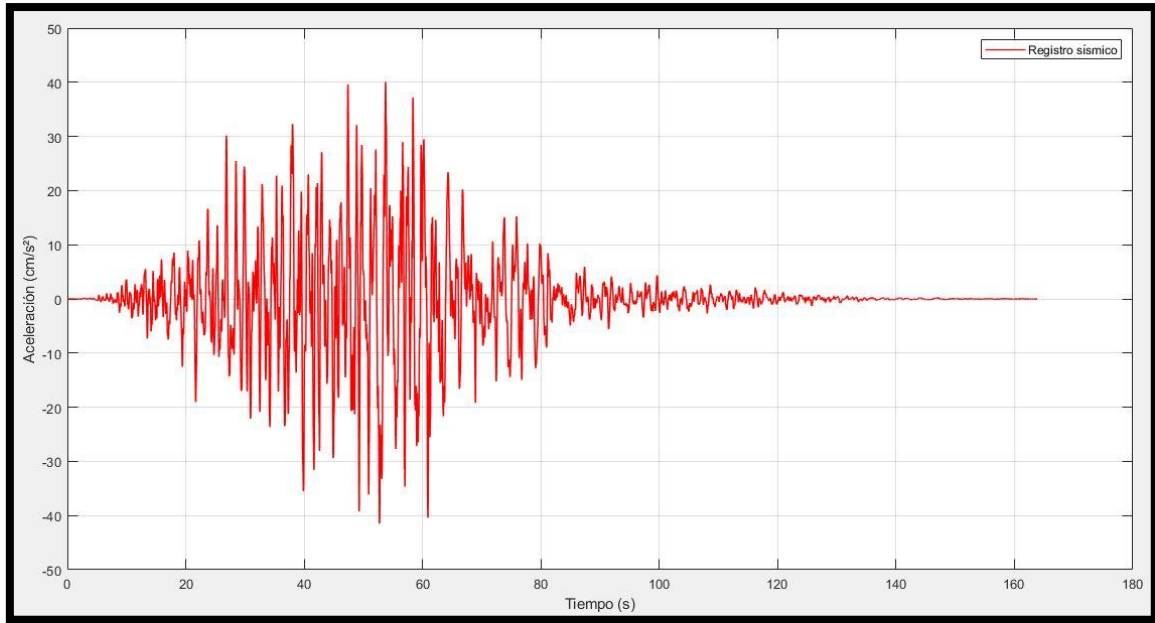


Figura 2.22. Registro de aceleración original con $dt=0.01$ s.

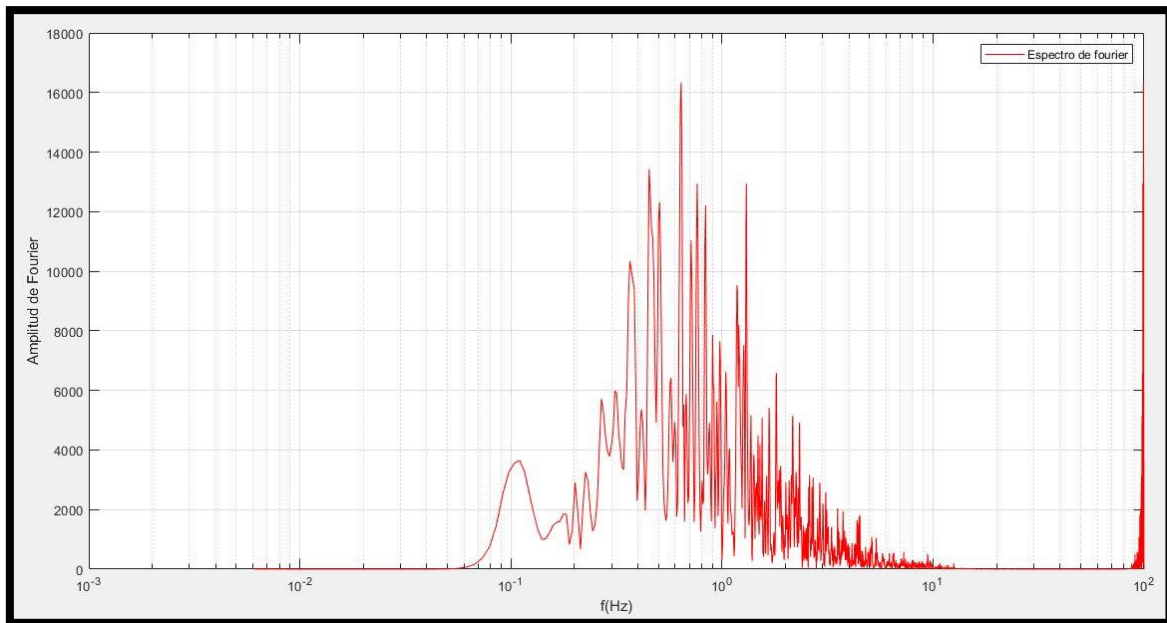


Figura 2.23. Espectro de Fourier de registro original con $dt=0.01$ s.

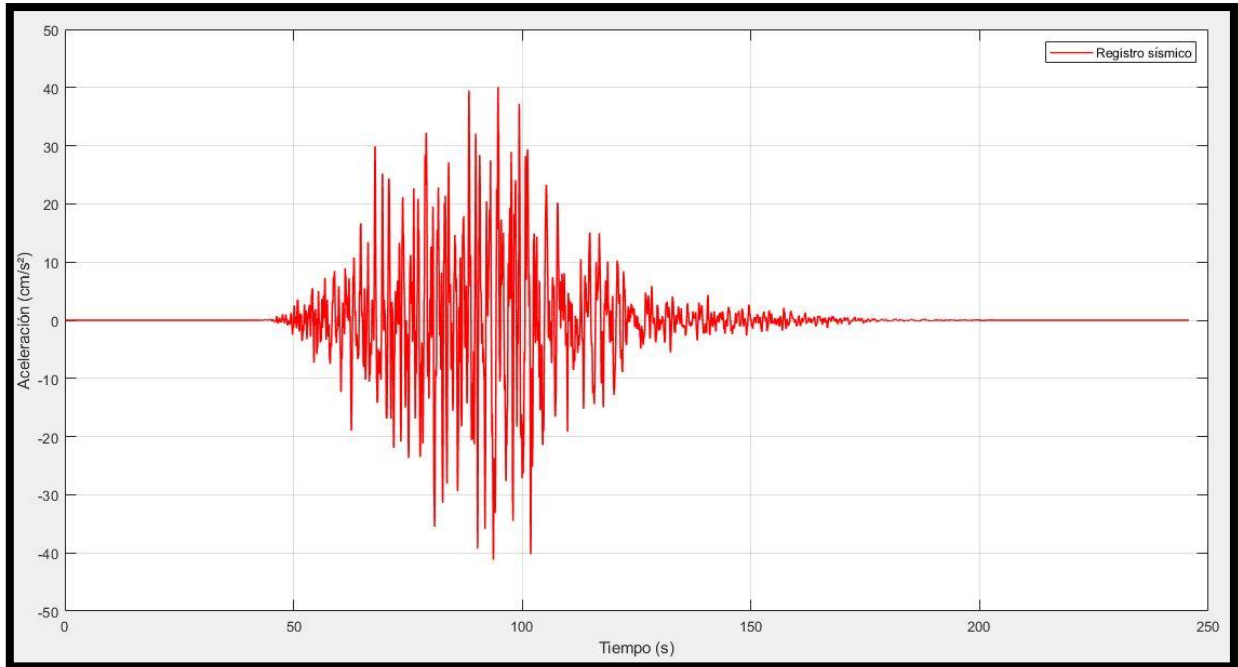


Figura 2.24. Registro de aceleración diezmado con $dt=0.03$ s.

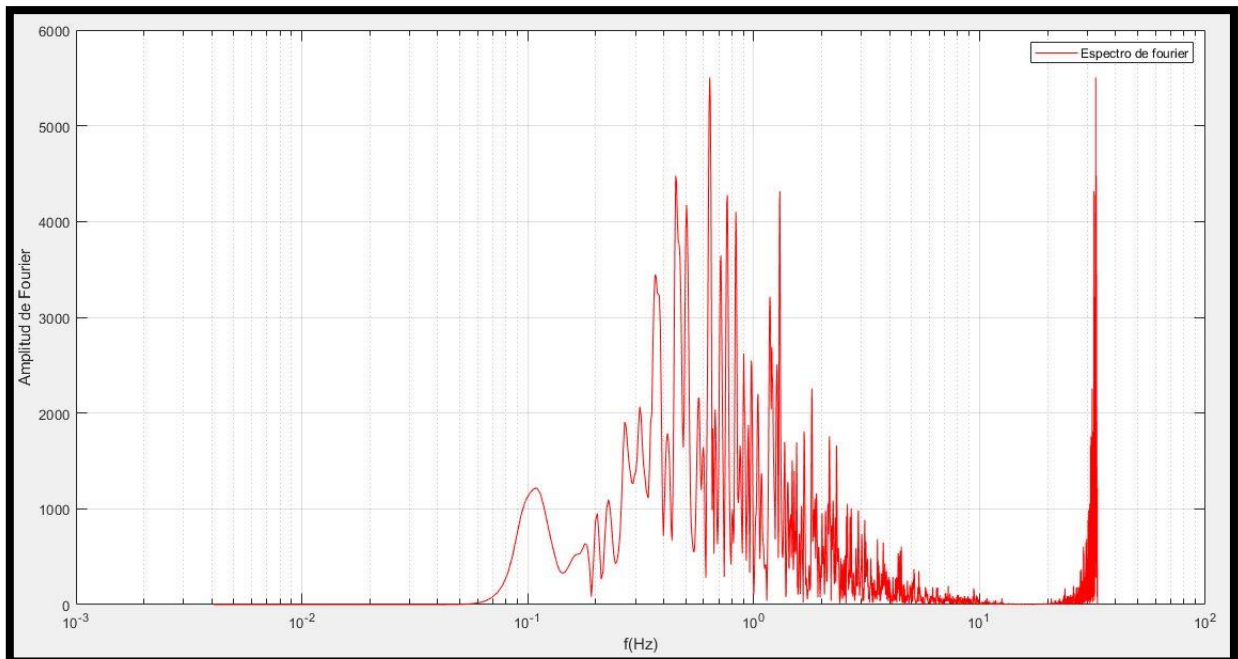


Figura 2.25. Espectro de Fourier de registro diezmado con $dt=0.03$ s.

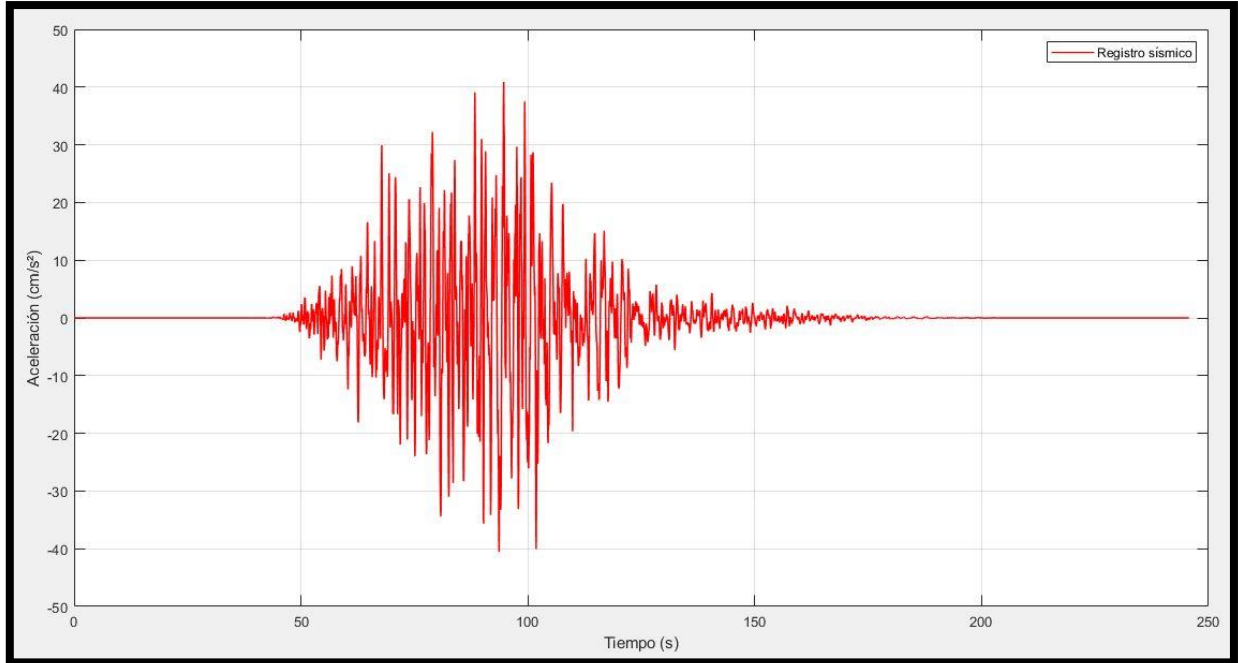


Figura 2.26. Registro de aceleración diezmado con $dt=0.06$ s.

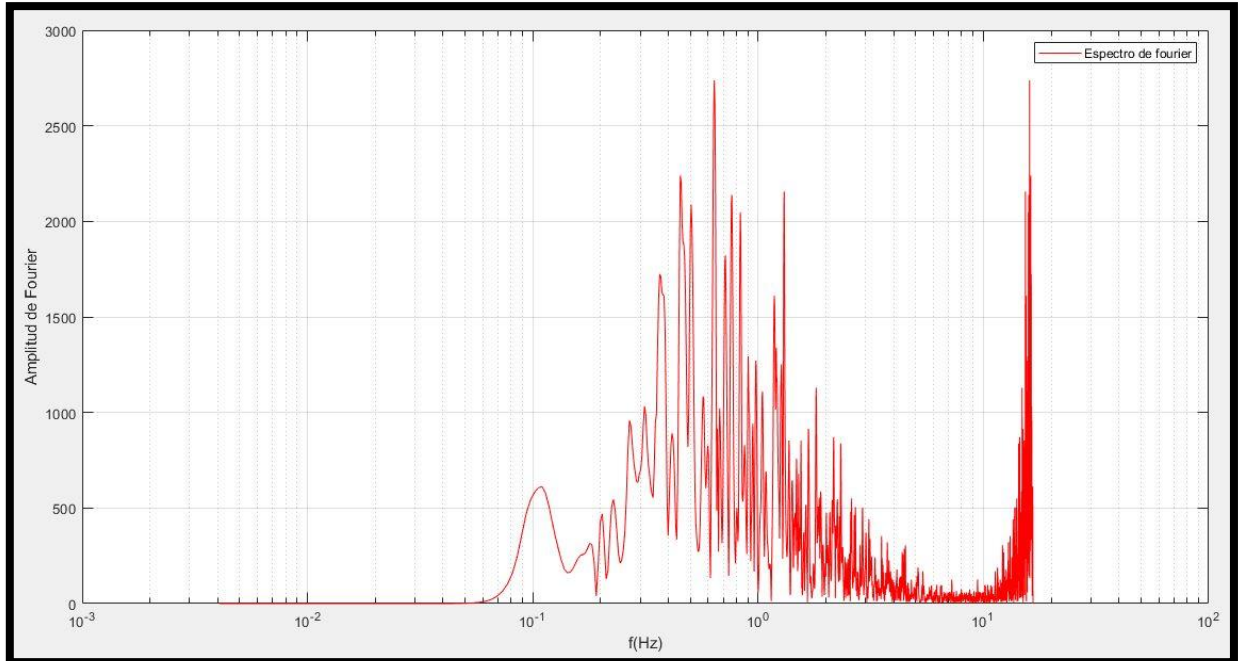


Figura 2.27. Espectro de Fourier de registro diezmado con $dt=0.06$ s

2.5.4. Determinación del tamaño máximo de los elementos finitos

Se determinaron los dos tamaños máximos de malla de elementos finitos para cada configuración de diferencial de tiempo a utilizar en los registros de aceleración, los resultados se enlistan en las tablas 2.26 y 2.27.

Tabla 2.26. Tamaño máximo de malla para $dt=0.06$ s.

Estrato de suelo		
Peso volumétrico	1.673	tonf/m ³
Hs	17.700	m
Vs	117.554	m/s
V	0.495	
Ts	0.600	s
G	2,356.690	tonf/m ²
E	7,022.920	tonf/m ²
E	68.890	Mpa
Ancho de suelo	71.000	m
dt	0.060	s
Frecuencia máxima reproducible	8.330	hz
Número de puntos	6.000	#
Tamaño de elemento finito	1.180	m

Tabla 2.27. Tamaño máximo de malla para $dt=0.03$ s.

Estrato de suelo		
dt	0.030	s
Frecuencia máxima reproducible	16.670	hz
Número de puntos	6.00	#
Tamaño de elemento finito	0.590	m

Se observa en estos resultados que en la medida que el diferencial de tiempo “dt” se hace más pequeño, la frecuencia máxima reproducible aumenta, ya que esta se determina con la frecuencia de Nyquist. Este dato nos permite saber cuál será la frecuencia máxima que contendrá el registro de aceleraciones, pero para que esta frecuencia se pueda reproducir en el modelo, es necesario definir un tamaño máximo de elemento adecuado para ese fin. La reducción del diferencial de tiempo también reduce el tamaño máximo de la malla de elementos finitos, siendo de 0.59 m la malla más fina asociada a un diferencial de tiempo de 0.03 s.

2.5.5. Modelos de elementos finitos en SAP2000 con aceleración perpendicular al plano del suelo

Los modelos de suelo realizados en SAP2000 CSI (2021) fueron mallados con elementos sólidos 2D configurados para un estado de deformación plana con las propiedades indicadas en la sección 2.5.4. con apoyos empotrados en toda la base del estrato. Para cada modelo se cargó el registro de aceleraciones correspondiente, como una historia de aceleraciones y se aplicaron en la base del estrato. Se realizaron dos tipos de análisis, con distintos métodos de solución, uno resolviendo el análisis tiempo historia con integración directa y el otro resolviendo el análisis tiempo historia con superposición modal. La aceleración se aplicó en la dirección perpendicular al plano del estrato modelado, ya que la función de transferencia analítica contra la que se comparará la respuesta obtenida de estos modelos, está definida para el caso cuando la aceleración es perpendicular al plano.

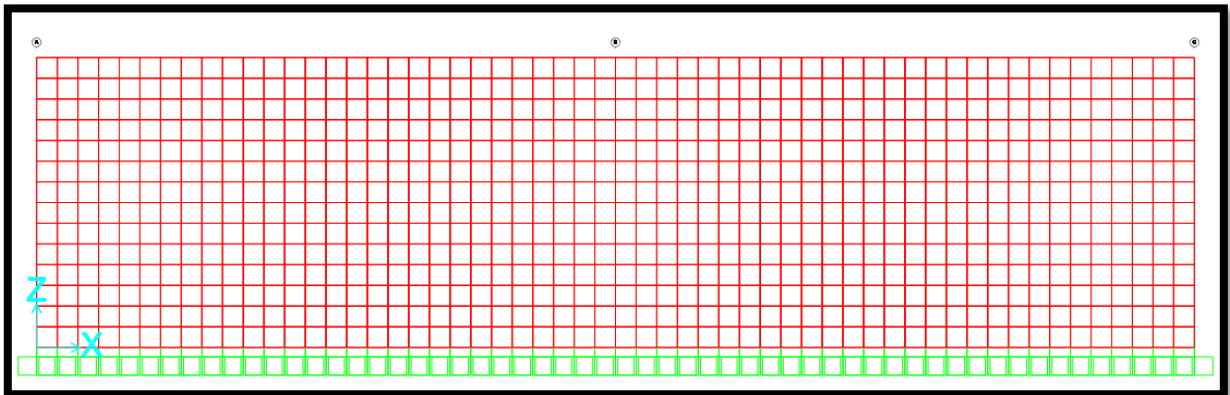


Figura 2.28. Modelo con malla asociada a un $dt=0.06$ s.

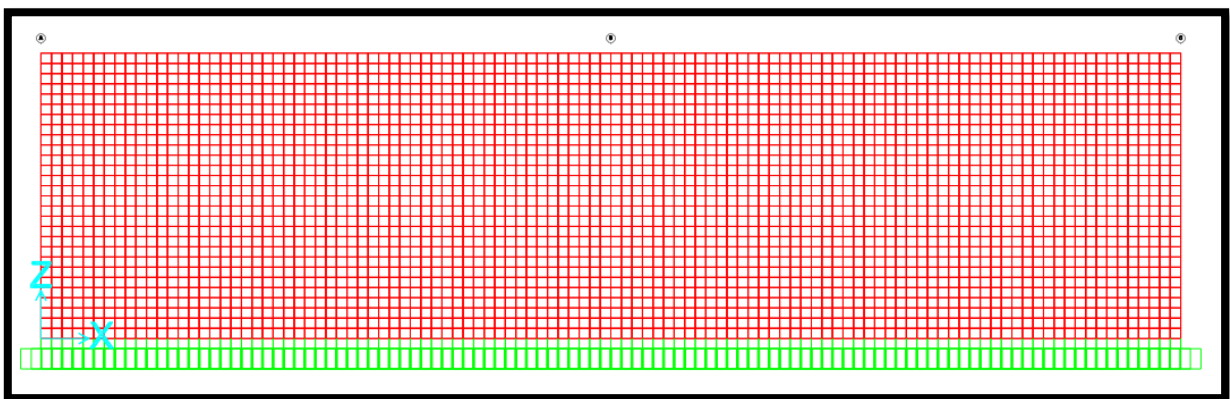


Figura 2.29. Modelo con malla asociada a $dt=0.03$ s.

Con los resultados de los análisis tiempo historia se determinaron las funciones de transferencia para cada modelo. Estas funciones de transferencia se compararon contra las resultantes de aplicar las expresiones algebraicas de la sección 2.5.1. a cada configuración de registro de aceleraciones. Los resultados se muestran en las figuras 2.30 y 2.31. Se observa que las funciones de transferencia resultantes de los análisis tiempo historia con integración directa, son sensibles al tamaño máximo del elemento finito. Como se observa en las curvas de color rojo, estas reproducen más modos y con mejor definición en la medida que la malla de elementos finitos es más fina. Se observa en las curvas de color verde, que las funciones de transferencia resultantes del análisis tiempo historia modal, solo reproducen dos modos del modelo y no alcanza a reproducir los modos superiores que la curva roja sí reproduce. Por lo que el tamaño del elemento finito no influye de la misma manera en los análisis tiempo historia modal.

Para los dos tamaños de elemento finito utilizados se observa que la función de transferencia asociada al análisis tiempo historia con integración directa da resultados con una buena aproximación a la respuesta obtenida con la función analítica, con una diferencia de hasta el 3% en el periodo del primer modo. Además, este tipo de análisis reproduce más modos del suelo que el análisis tiempo historia modal, por lo que se considera adecuado utilizar análisis tiempo historia con integración directa para evaluar la respuesta del suelo.

El modelo de suelo asociado al diferencial de tiempo de 0.06 s, tiene 992 elementos, 1,071 nodos y el análisis se realizó en un tiempo de 16 min. El modelo asociado al diferencial de tiempo de 0.03 s, tiene 3,904 elementos, 4,059 nodos y el análisis se realizó en un tiempo de 45 min.

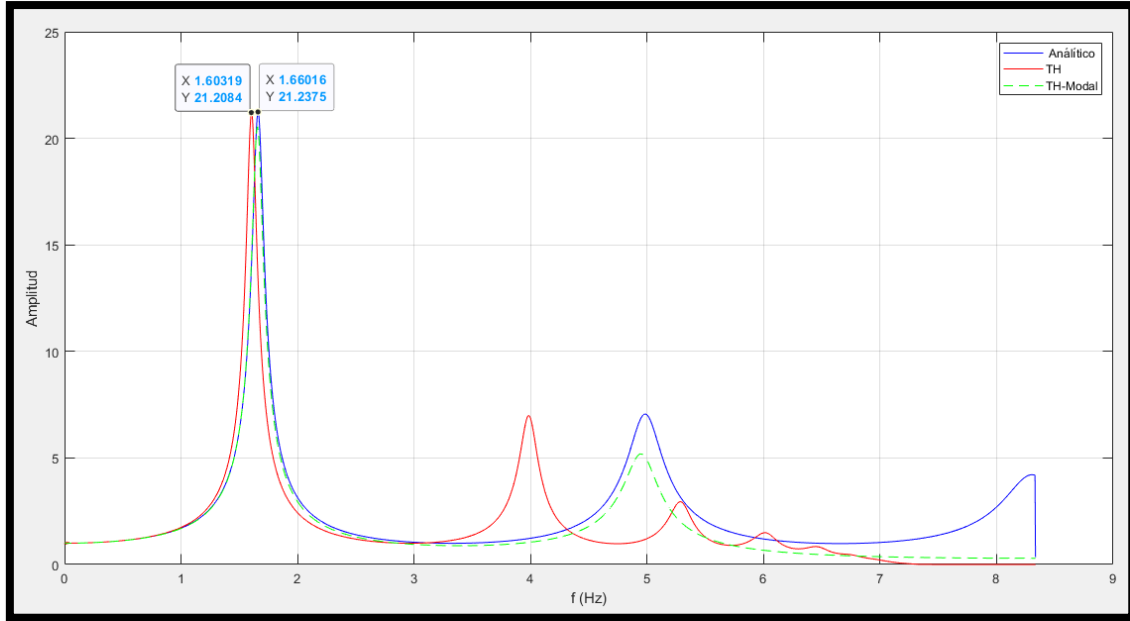


Figura 2.30. Funciones de transferencia para un $dt=0.06$ s.

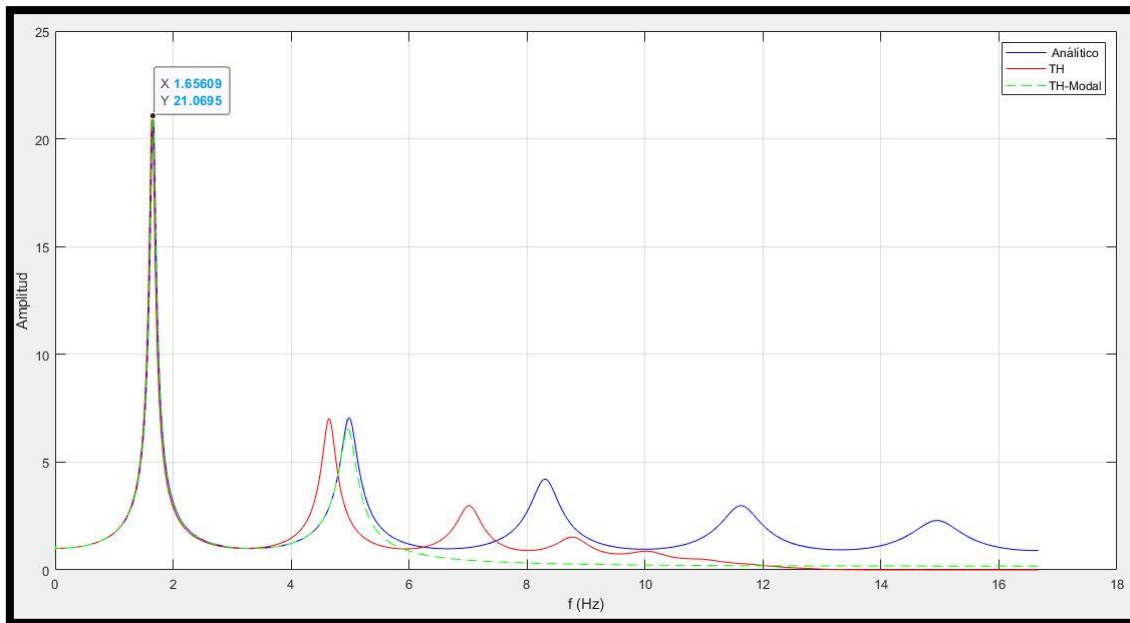


Figura 2.31. Funciones de transferencia para un $dt=0.03$ s.

2.5.6. Modelos de elementos finitos en SAP2000 con aceleración en dirección paralela al plano del suelo

Para explorar la variación de las funciones de transferencia obtenidas cuando se aplica la aceleración en dirección paralela al plano del suelo, contra la función de transferencia obtenida con las expresiones analíticas, se realizaron dos análisis adicionales. Se utilizaron los modelos, registros y los tamaños máximos de elemento finito asociados a los diferenciales de tiempo de 0.06 y 0.03 s, aplicando la aceleración en la dirección positiva del eje x, que corresponde a la dirección paralela al plano del modelo de suelo 2D. Los resultados se muestran en las figuras 2.32 y 2.33. La curva azul corresponde a la función de transferencia obtenida con las expresiones analíticas, para el caso cuando la aceleración se aplica perpendicular al plano del suelo. Las curvas roja y verde corresponden a los análisis tiempo historia con integración directa y tiempo historia modal realizados en SAP2000 CSI (2021) respectivamente. En las figuras mencionadas anteriormente, se observa que las funciones de transferencia obtenidas de los modelos de elementos finitos, se aproximan a la frecuencia fundamental de la función de transferencia analítica con una diferencia de hasta el 8%. La precisión mejora conforme el tamaño máximo de elementos finitos se hace más pequeño y se observa que la curva resultante del análisis tiempo historia con integración directa, reproduce más modos de vibrar que la curva resultante del análisis tiempo historia modal. Por lo tanto, se considera adecuado aplicar la aceleración en dirección paralela al plano del suelo para determinar la frecuencia fundamental del estrato, a través de su función de transferencia. Ya que para el modelo con el diferencial de tiempo $dt=0.06$ s, la variación de la frecuencia fundamental del estrato respecto a la función de transferencia analítica es apenas del 8%.

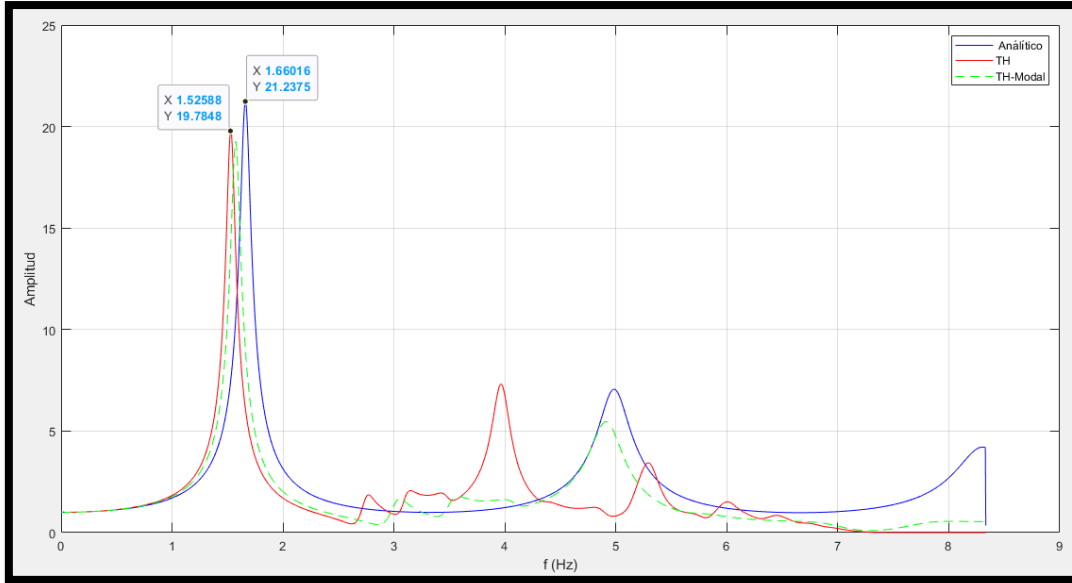


Figura 2.32. Funciones de transferencia para $dt=0.06$ s.

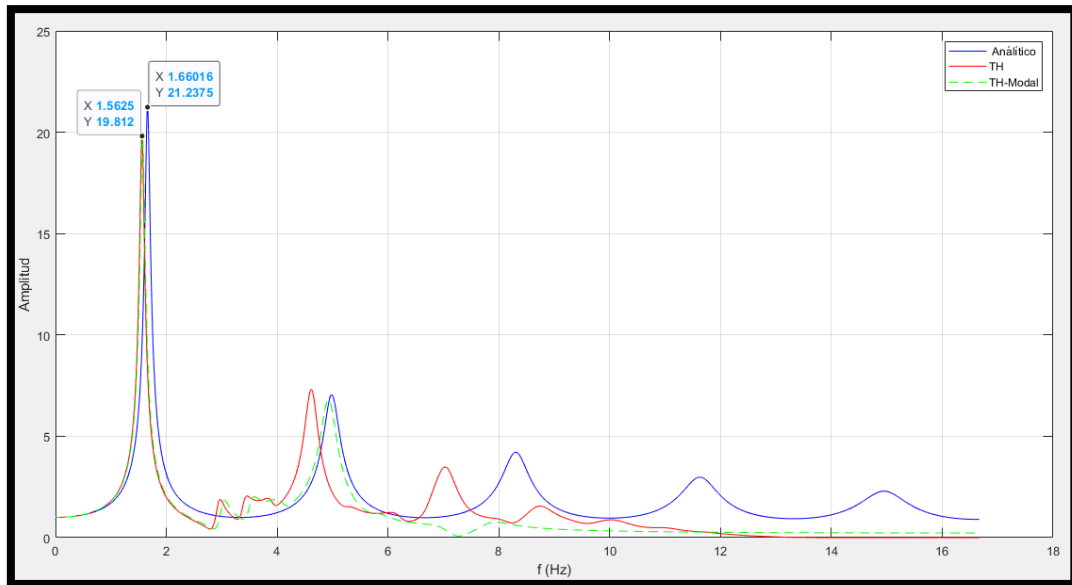


Figura 2.33. Funciones de transferencia para $dt=0.03$ s.

2.5.7. Modelos de elementos finitos en ANSYS Workbench con aceleración en dirección del plano del suelo

En ANSYS Workbench (2021) no se puede aplicar una aceleración en la base en dirección fuera del plano de un elemento en dos dimensiones. Por esa razón, se realizaron las comprobaciones cuando se aplica la aceleración en la dirección paralela al plano del estrato de suelo, en los modelos de SAP2000, y se compararon contra la función de transferencia obtenida de las expresiones analíticas. En las figuras 2.34 y 2.35 se muestran los resultados de comparar los análisis para los dos distintos diferenciales de tiempo, realizados en ambos programas. La curva negra corresponde al análisis tiempo historia con integración directa realizado en ANSYS (2021), la curva roja al análisis tiempo historia con integración directa realizado en SAP2000 CSI (2021) y la curva azul a la función de transferencia analítica. De esta comparativa se observa que, si el diferencial de tiempo del registro y la malla son lo suficientemente pequeños como para el caso del diferencial de tiempo $dt=0.03$ s, se puede obtener una buena aproximación del periodo del estrato. Con una diferencia del 5% respecto al calculado teóricamente, cuando se aplica la aceleración paralela al plano del estrato. Sin embargo, se observa que las funciones de transferencia resultantes del análisis en ANSYS (2021) son más abruptas y tienen amplitudes menores que las resultantes de los análisis en SAP2000 CSI (2021).

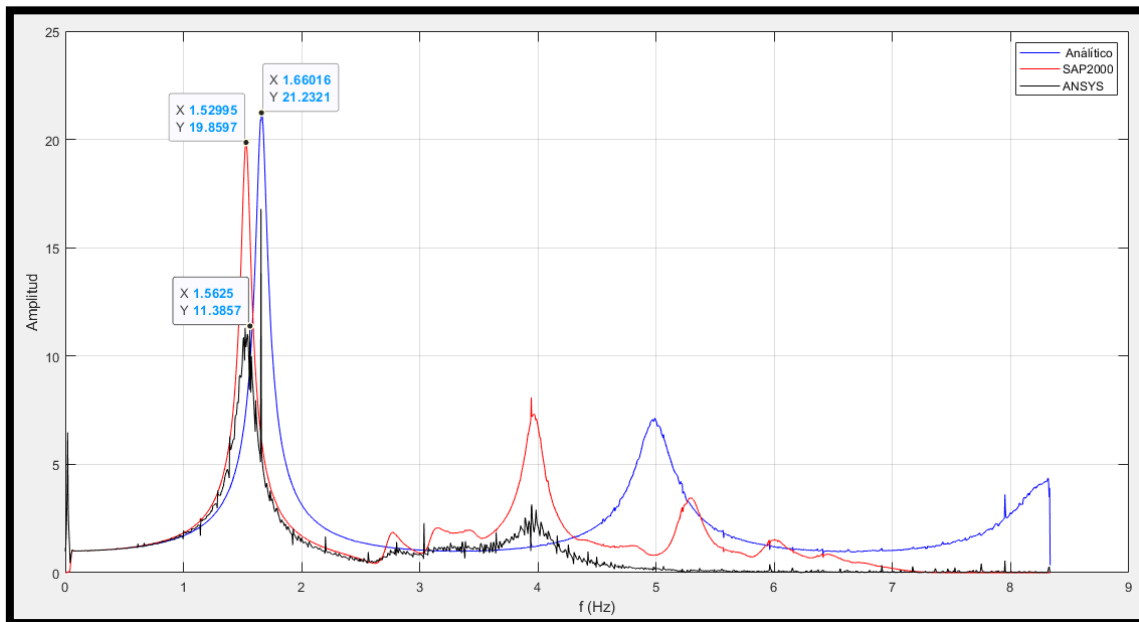


Figura 2.34. Funciones de transferencia para $dt=0.06$ s.

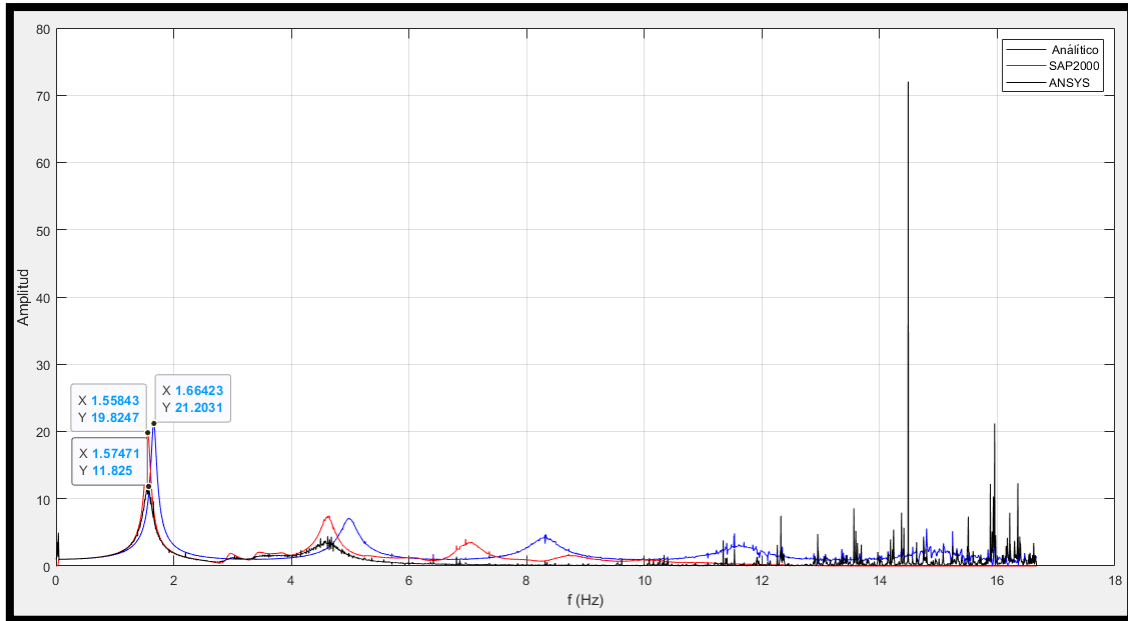


Figura 2.35. Funciones de transferencia para $dt=0.03$ s.

El modelo de suelo asociado al diferencial de tiempo de 0.06 s, tiene 992 elementos, 1,071 nodos y el análisis se realizó en un tiempo de 15 min. El modelo asociado al diferencial de tiempo de 0.03 s, tiene 3,904 elementos, 4,059 nodos y el análisis se realizó en un tiempo de 40 min.

CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y SUELO DE DESPLANTE

3.1. Descripción general de la estructura

Con la finalidad de estudiar los efectos de la interacción dinámica suelo estructura, se eligió una edificación existente que contara con características que favorecieran dichos efectos. Otro factor para la elección de la edificación, fue que se tuviera acceso al proyecto estructural de la edificación, para reproducir el modelo estructural. La edificación consta de 4 niveles y un sótano, teniendo una altura total de 14.90 m, medida desde el nivel de la calle. La estructura principal está constituida a base de muros de mampostería confinada y muros de concreto, en conjunto con algunas columnas en el nivel de sótano, losas y vigas de concreto reforzado. Esta edificación se cimentó con un cajón de cimentación desplantado a 3.3 m de profundidad medidos desde la calle, el cajón está compuesto de muros de contención, losa tapa, losa fondo y contratrabes. En planta, la edificación tiene una geometría que tiende a ser cuadrada en todos los niveles, de 24.17 m de ancho por 19.70 m de largo, teniendo una relación de aspecto del lado largo entre el lado corto de 1.23.

La edificación está compuesta por diversos materiales y elementos estructurales, los cuales se describen enseguida. El cajón de cimentación tiene una losa maciza de fondo de 35 cm de espesor, muros de contención de 20 cm y contratrabes de 30 cm de espesor. La losa tapa es maciza de concreto reforzado con 12 cm de espesor. Para los muros de carga elaborados con mampostería de arcilla confinada, se emplearon piezas del tipo tabique multiperforado, con dimensiones de 12 cm de alto, 12 cm de ancho y 24 cm de largo. Los muros de concreto son de 15 y 20 cm de espesor para los entrepisos y sótano, respectivamente. En el nivel de sótano se utilizaron columnas de concreto reforzado para aprovechar el espacio como estacionamiento. La losa para el primer entrepiso es del tipo reticular aligerada con bloques de espuma de poliestireno con 40 cm de peralte total incluyendo la capa de compresión de 5 cm. Ésta se apoya sobre vigas peraltadas en los ejes principales en ambas direcciones. En el resto de los entrepisos, el sistema de piso es losa maciza de concreto reforzado con 12 cm de espesor. En todas las losas de la edificación, se modelaron los huecos correspondientes a las escaleras, cubo de elevador y tragaluz. Las plantas estructurales de la edificación se observan en las figuras 3.1 a 3.4.

CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y SUELO DE DESPLANTE

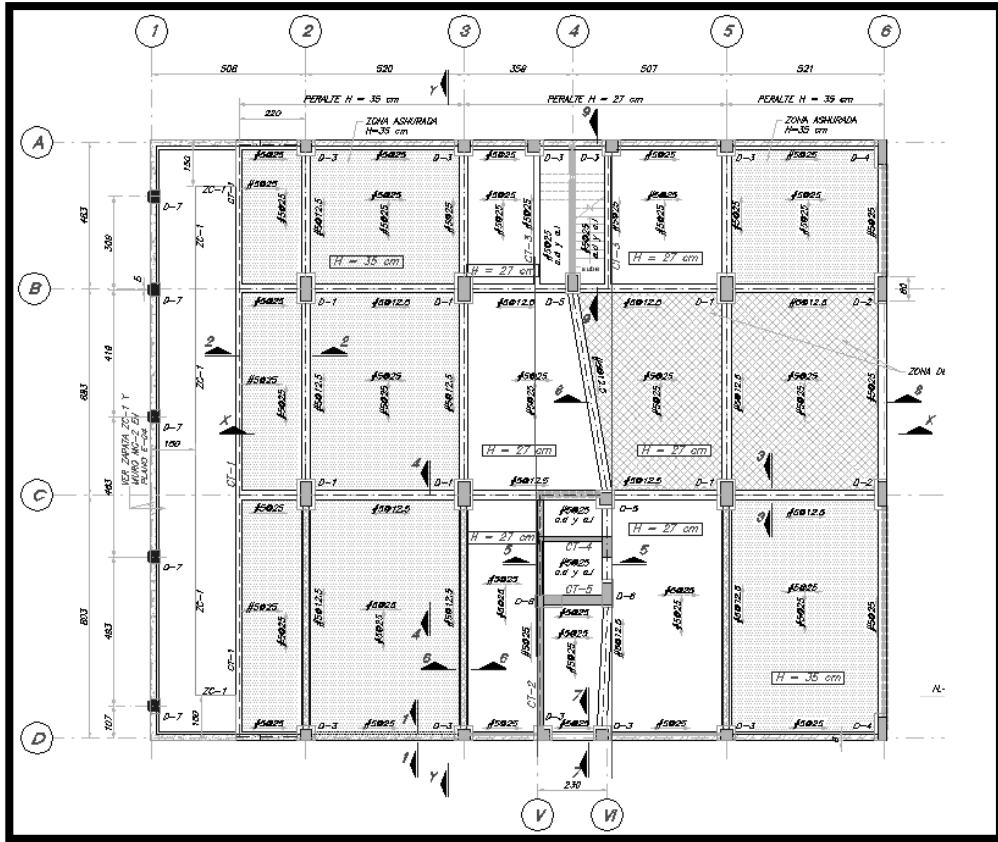


Figura 3.1. Planta estructural de losa de fondo de cajón de cimentación.

CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y SUELO DE DESPLANTE

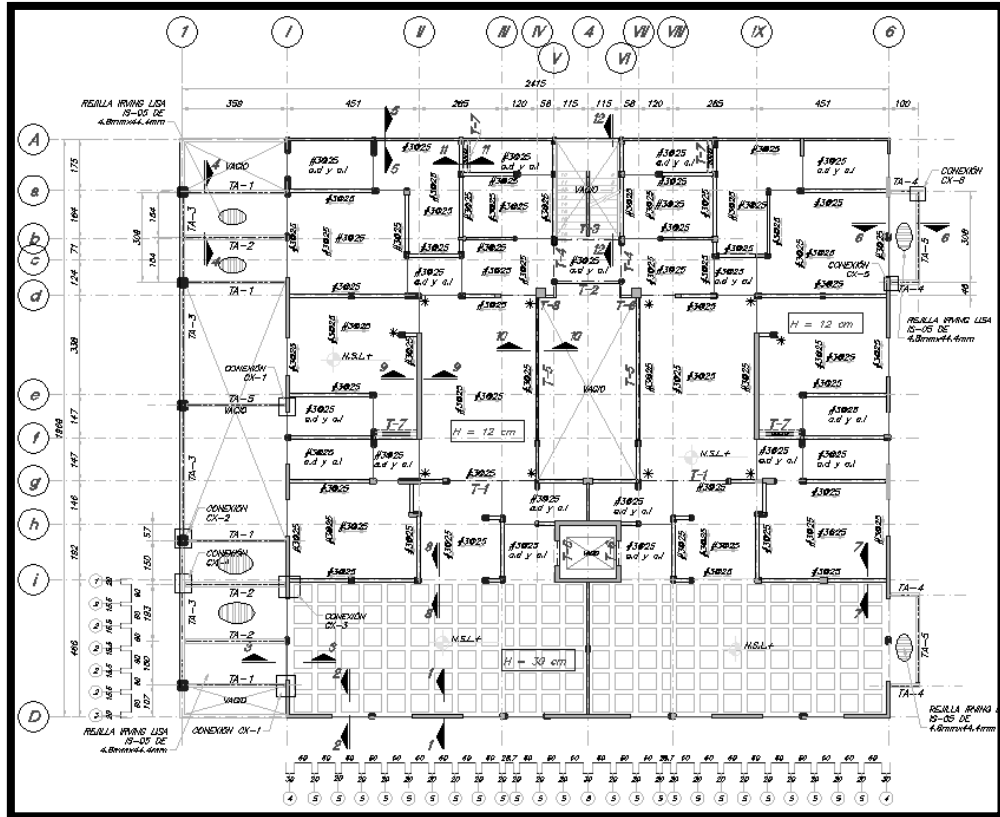


Figura 3.3. Planta estructural niveles 2, 3 y 4.

CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y SUELO DE DESPLANTE

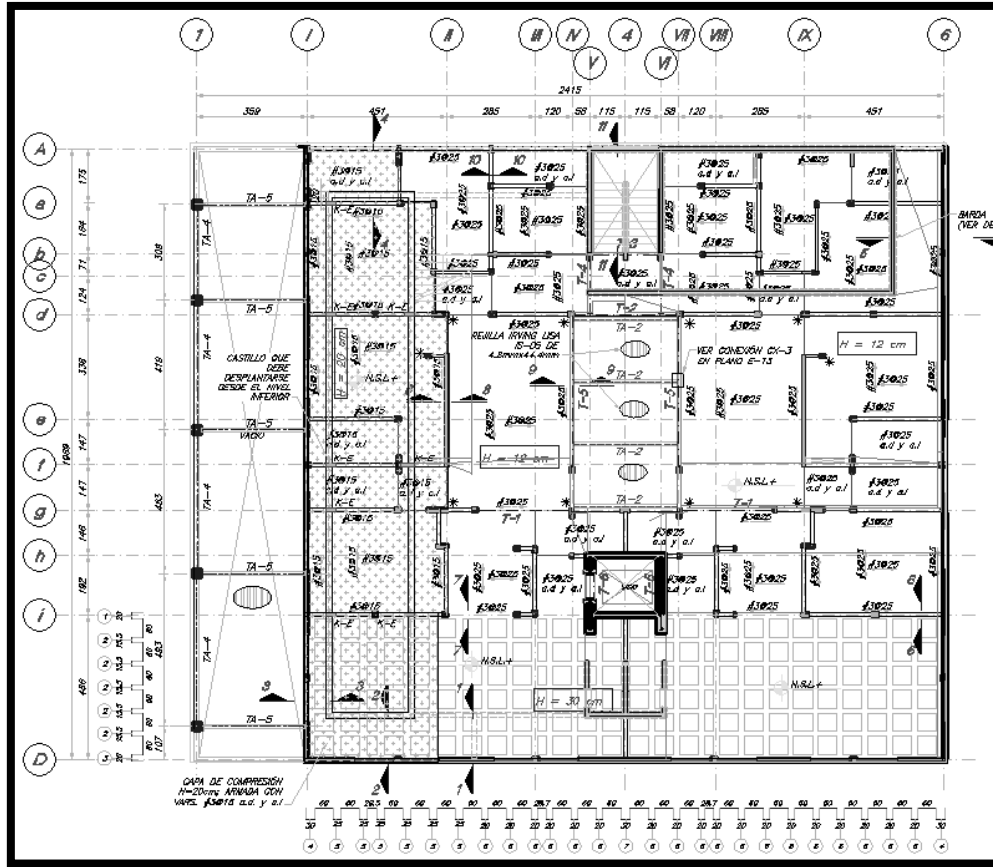


Figura 3.4. Planta estructural de azotea.

3.2. Descripción del suelo de desplante

Para el sitio en cuestión, se tiene un estudio de mecánica de suelos, el cual fue resultado de una campaña de exploración y muestreo geotécnico. En este estudio se realizó un sondeo profundo del tipo mixto que alcanzó una profundidad de 17.7 m, además de un pozo a cielo abierto con una profundidad máxima de 2 m. También, se indica que el predio se encuentra ubicado dentro de la denominada zona de transición alta (TA) la cual se encuentra próxima a la zona de lomas. En general el tipo de suelo reportado es arena limo arcillosa a lo largo de todo el estrato.

3.3. Caracterización del suelo con un estrato homogéneo equivalente

De la información proporcionada en el estudio de mecánica de suelos, se rescataron los datos de interés para los fines de esta investigación, y se determinaron propiedades representativas del medio estratificado para representarlo con un estrato homogéneo equivalente. Estas propiedades se describen a continuación. Se determinó que los pesos volumétricos de los estratos de suelo son similares en toda la profundidad del medio analizado, por lo que se decidió utilizar un peso volumétrico homogéneo equivalente de 1.67 tonf/m³. A través del número de golpes determinado para una serie de espesores de suelo, y la correlación entre el número de golpes y la velocidad de onda de corte de un estrato, reportadas por Ohta y Goto (1978), se calculó una aproximación para la velocidad de onda de corte de cada uno de los estratos, con la expresión (3.1). El módulo de Poisson reportado para todos los estratos es de 0.495.

$$V_s = 62.14N^{0.219}H^{0.230} \begin{pmatrix} 1.000 \\ 1.091 \\ 1.029 \\ 1.073 \\ 1.151 \\ 1.485 \end{pmatrix} \quad (3.1)$$

CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y SUELO DE DESPLANTE

En la Tabla 3.1 se enlistan las velocidades de onda de corte determinadas para cada espesor correspondiente, y el promedio ponderado de todas las velocidades. El promedio ponderado resultante de la velocidad de onda de corte proporciona una aproximación razonablemente representativa para su uso en el estrato homogéneo equivalente que se desea construir. En el estudio de mecánica de suelos no se reporta ninguna información relacionada con la fracción del amortiguamiento crítico del suelo, por lo que se decidió tomar el valor de 5% al no tener suficiente información para estimarlo.

Tabla 3.1. Velocidades de onda de corte para cada espesor y su promedio ponderado.

Cálculo de velocidad de onda de corte de estrato homogéneo equivalente					
Profundidad (m)		Espesor	N golpes	Vs	h*vs
Desde	Hasta	(m)	#	(m/s)	
0	0.6	0.6	13	90.13	54.08
0.6	1.2	0.6	27	105.78	63.47
1.2	1.8	0.6	17	95.59	57.35
1.8	3.1	1.3	16	94.33	122.63
3.1	3.7	0.6	7	78.71	47.22
3.7	4.3	0.6	7	78.71	47.22
4.3	5.7	1.4	5	73.12	102.36
5.7	6.3	0.6	33	110.53	66.32
6.3	6.9	0.6	26	104.91	62.95
6.9	7.5	0.6	67	129.08	77.45
7.5	8.1	0.6	43	117.13	70.28
8.1	8.7	0.6	38	114	68.4
8.7	9.3	0.6	72	131.13	78.68
9.3	11.7	2.4	50	121.06	290.55
11.7	12.3	0.6	52	122.11	73.26
12.3	12.9	0.6	62	126.9	76.14
12.9	17.7	4.8	50	121.06	581.1
Sumatoria		17.7		1814.26	1939.45
Vs (m/s) (Promedio ponderado)					
109.57					

Se procedió a aproximar el periodo del estrato equivalente utilizando la expresión propuesta por Gómez (2000), mostrada en la ecuación (3.2), en la que se toman en cuenta diversos factores importantes para la determinación del periodo de un medio estratificado como lo es la posición relativa entre los estratos y el contraste de rigideces. El periodo resultante del estrato es $T_s=0.602$ s. Del procedimiento realizado para aproximar el periodo, se utilizaron los

CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y SUELO DE DESPLANTE

módulos de rigidez al corte calculados para cada estrato y se utilizó un promedio ponderado de estos valores para determinar el módulo que tendría el estrato equivalente, obteniendo así un valor de $G=2,096.31 \text{ tonf/m}^2$. Con la expresión (3.3) se calculó la velocidad de onda de corte asociada al periodo recién obtenido $T_s=0.602 \text{ s}$ y el espesor del estrato equivalente de 17.7 m .

$$T_s = \frac{4}{\sqrt[2]{g}} \sqrt[2]{\left(\sum_{i=1}^M \frac{h_i}{G_i}\right) \left[\sum_{i=1}^M \gamma_i h_i (w_i^2 + w_i w_{i-1} + w_{i-1}^2)\right]} \quad (3.2)$$

$$T_s = \frac{4H_s}{v_s} \quad (3.3)$$

Como resultado se obtuvo que la velocidad de onda de corte asociada al periodo del suelo y al espesor dado, sería $V_s= 117.6 \text{ m/s}$. Este dato es congruente con la velocidad de onda de corte calculada a través del promedio ponderado realizado en la Tabla 3.1, ya que los valores son similares. Por lo que se eligió como valor característico de la velocidad de onda de corte del estrato equivalente, la velocidad $V_s=117.55 \text{ m/s}$, ya que corresponde al periodo a utilizar $T_s=0.602 \text{ s}$. Las propiedades del estrato equivalente se enlistan en la Tabla 3.2, donde se tiene la siguiente nomenclatura. H_s es el espesor del estrato, γ el peso volumétrico, V_s la velocidad de onda de corte, T_s el periodo del estrato, ν el módulo de Poisson, G el módulo de rigidez al corte y E el módulo de elasticidad.

Tabla 3.2. Propiedades del estrato homogéneo equivalente.

Estrato homogéneo equivalente		
H	17.70	m
γ	1.67	tonf/m ³
V_s	117.55	m/s
T_s	0.60	s
ν	0.49	
G	2356.92	tonf/m ²
E	7023.61	tonf/m ²
G	23.12	MPa
E	68.90	MPa

Para comparar el periodo calculado con la expresión (3.2) y el obtenido a través del portal web SASID, se solicitó a dicho portal la información correspondiente al predio donde se realizó el estudio de mecánica de suelos y se verificó que ambos periodos son $T_s=0.6$ s. Con esta comparativa se verifica que el periodo obtenido para el estrato de suelo homogéneo equivalente es correcto para los fines de esta investigación.

3.4. Corrección de registro por línea base y filtrado de acelerogramas

Para realizar análisis tiempo historia en modelos integrales donde se modela explícitamente el suelo, y el movimiento sísmico se aplica en la base del estrato, los registros utilizados no deben incluir efectos de sitio, ya que se busca que el modelo integral reproduzca parcial o totalmente estos efectos. Por esta razón, se solicitaron al portal web SASID, acelerogramas sintéticos correspondientes a la zona de lomas, en la estación C.U, donde estas señales son consideradas como leídas en roca, y no incluyen ningún efecto de sitio.

Los registros sísmicos de un sitio cuando son extraídos de los acelerógrafos o sismógrafos, suelen tener efectos inducidos por el propio dispositivo de medición, ya que también tienen propiedades dinámicas que se excitan durante el proceso de captar el movimiento del terreno. Estos efectos pueden pasar desapercibidos si no se revisan detalladamente los registros antes de utilizarlos para cualquier tipo de análisis. Una manera simple de verificar si un registro de aceleraciones ya sea real o sintético, necesita correcciones por línea base o filtrado, es integrándolo dos veces para ver el registro de desplazamientos. Esto permite verificar si existen desplazamientos residuales que, de no ser corregidos, producirían comportamientos indeseados en los modelos donde se utilicen. En la ingeniería estructural es común utilizar los registros de aceleración como fuentes de excitación para las estructuras. Estas aceleraciones se utilizan para determinar fuerzas y desplazamientos con los que se diseña y verifica el adecuado comportamiento dinámico de las edificaciones. Por esto es importante que los desplazamientos a utilizar sean congruentes con las hipótesis que se dan por sentadas al realizar un análisis.

En la Figura 3.5 se comparan dos registros de desplazamiento obtenidos a partir de la integración de un mismo registro de aceleración obtenido de SASID, esto con la finalidad de ilustrar los desplazamientos residuales resultantes que puede haber en un registro, si no se aplican las correcciones pertinentes sobre el registro de aceleraciones. En la curva de color azul

CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y SUELO DE DESPLANTE

se muestra la integración del registro de aceleraciones, sin ninguna corrección. En esta curva se observa que, en la etapa final del movimiento, quedan desplazamientos residuales de alrededor de 6 cm. Esto indica que, si se utiliza el registro de aceleraciones sin corregir, la edificación que se excite con este registro en un análisis elástico, quedará desplazada 6 cm y no volverá a su posición de equilibrio en la que originalmente inició el análisis. Por otro lado, en la curva naranja se observan los desplazamientos cuando se aplica corrección por línea base y filtrado del registro de aceleraciones. Aplicar estas correcciones arregla los desplazamientos residuales mostrados en la curva azul, ya que, en la parte final de la curva roja, los valores son cercanos al cero. Esto significa que cuando se realice el análisis tiempo historia lineal a una edificación, esta volverá a su posición de equilibrio y no tendrá un desplazamiento residual.

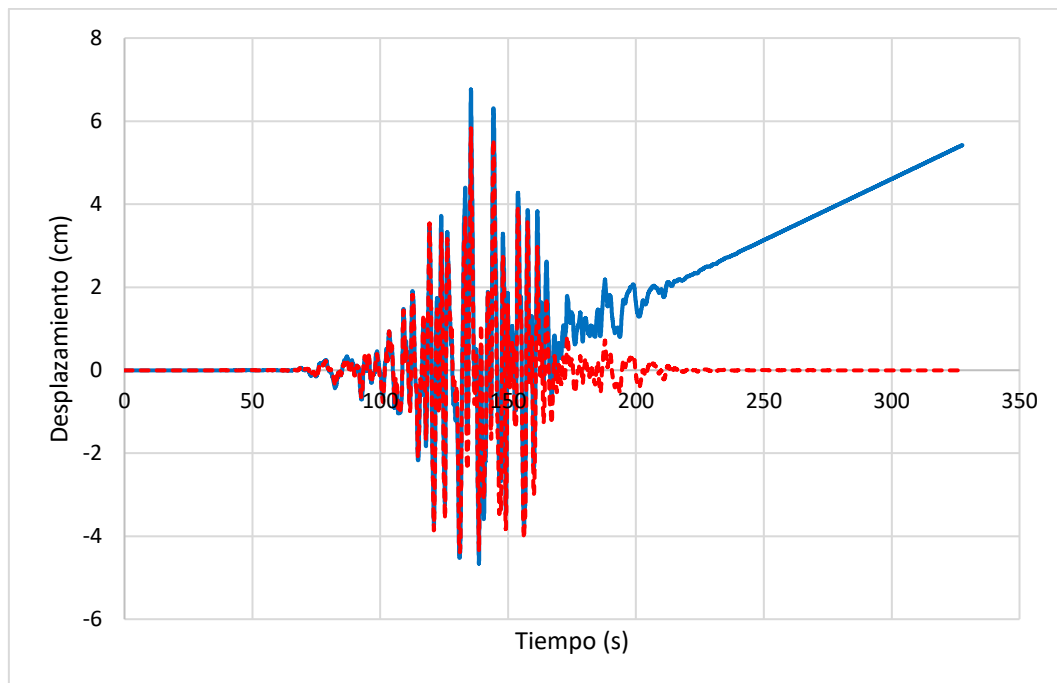


Figura 3.5. Comparativa de registros de desplazamiento.

CAPÍTULO 4. MODELADO CON LA APROXIMACIÓN DE LAS NTC S 2020

4.1. Interacción cinemática

La interacción cinemática consiste en calcular la excitación efectiva de la cimentación producida por la acción del sismo. Es esta excitación lo que se conoce como movimiento de entrada del cimiento, el cual resulta a partir superponer el campo libre con el campo difractado por la cimentación supuesta carente de masa y perfectamente rígida, lo cual en realidad es un movimiento ficticio, puesto que se ignora la presencia de la estructura (Avilés, 1999). Como resultado de la interacción cinemática se modifica el movimiento de campo libre, dando lugar a una excitación efectiva del cimiento compuesta de traslaciones y rotaciones. Generalmente las traslaciones se reducen debido al efecto promediador producido por la gran rigidez del cimiento. Las rotaciones aparecen por la misma razón, puesto que la cimentación al no poder deformarse siguiendo los desplazamientos diferenciales del suelo en contacto, tiende a girar (Avilés, 1999).

Para considerar de manera aproximada los efectos de la interacción cinemática en los modelos estructurales con resortes en la base, se utilizaron resultados de los análisis tiempo historia realizados a los modelos integrales. De estos resultados, se obtuvo la historia de aceleraciones en la base del cajón de cimentación de ambos modelos integrales para las dos direcciones de análisis. Una vez extraída la respuesta, se revisaron si las señales necesitaban correcciones por línea base o filtrado, revisando que no tuvieran desplazamientos residuales, como se mencionó en la sección 3.4.

Este procedimiento no se apega estrictamente a la definición formal de interacción cinemática, ya que en los modelos integrales de donde se obtiene la aceleración en el cajón de cimentación, la estructura y cimentación tienen la masa correspondiente. Esto induce el efecto por deformación de la cimentación y la estructura en las aceleraciones leídas en la base de la cimentación. Al utilizar esta historia de aceleraciones como aceleración de entrada, aplicada en la base del cajón de cimentación de los modelos estructurales con resortes en la base, las cimentaciones y estructuras, se deformarán, por lo que se estaría duplicando este efecto en la respuesta de dichos modelos.

CAPÍTULO 4. MODELADO CON LA APROXIMACIÓN DE LAS NTC S 2020

En esta investigación se considera que la diferencia que puede aportar el efecto duplicado de la deformación de las estructuras estudiadas, a la respuesta de los modelos con resortes, es pequeña. En las figuras 4.1 a 4.6 se observan los registros de aceleración utilizados como señal de entrada en los modelos con resortes en la base y sus respectivos espectros de Fourier. Estos registros de aceleración se extrajeron de la base de los cajones de cimentación de los modelos integrales.

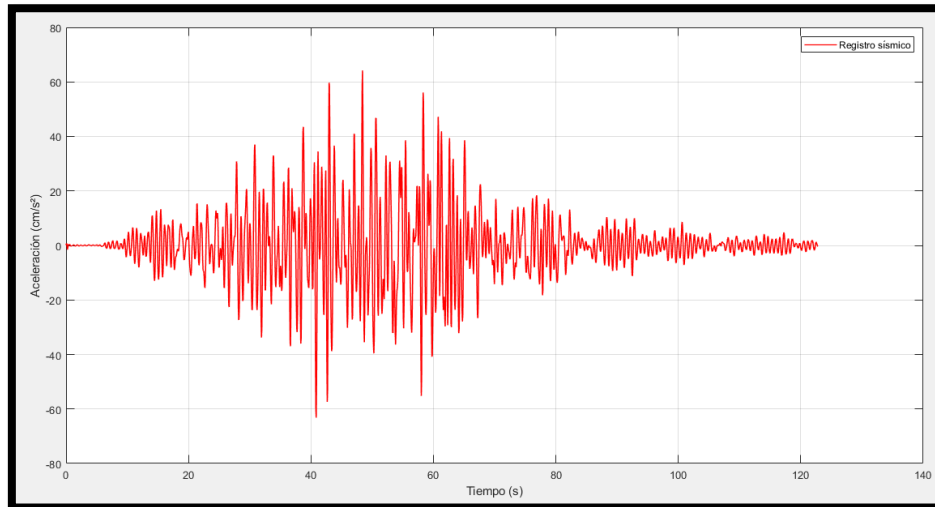


Figura 4.1. Registro de aceleración aplicado en direcciones X & Y en modelo de estructura simple.

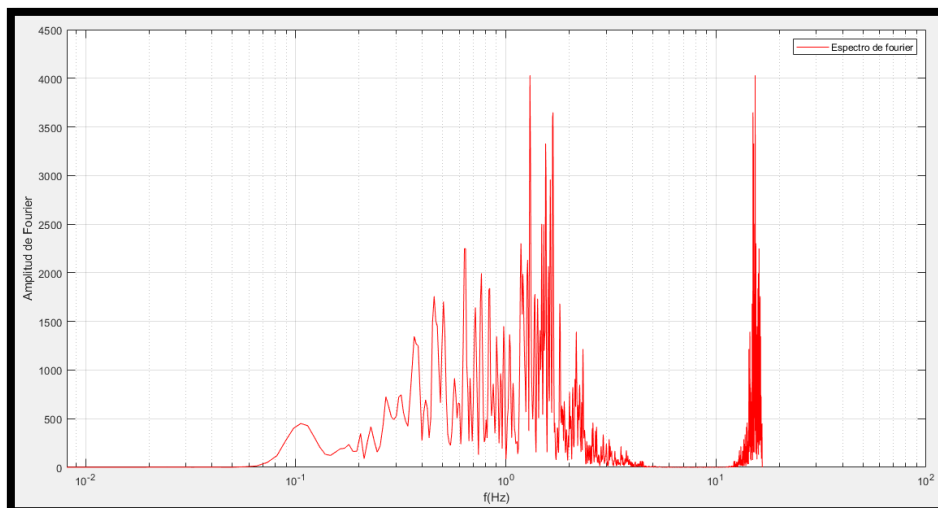


Figura 4.2. Espectro de Fourier de registro de aceleraciones aplicado en modelo de estructura simple.

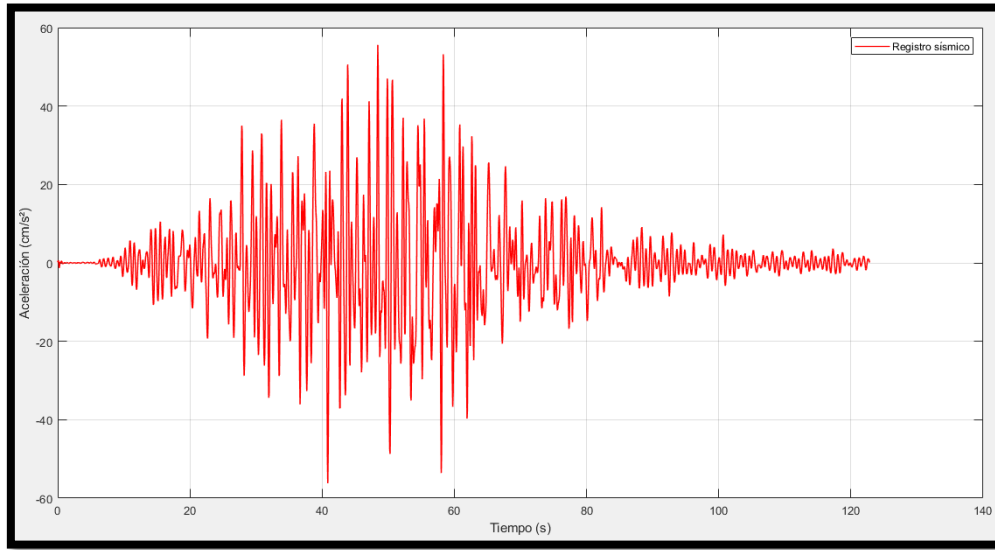


Figura 4.3. Registro de aceleración aplicado en dirección X en modelo de edificación.

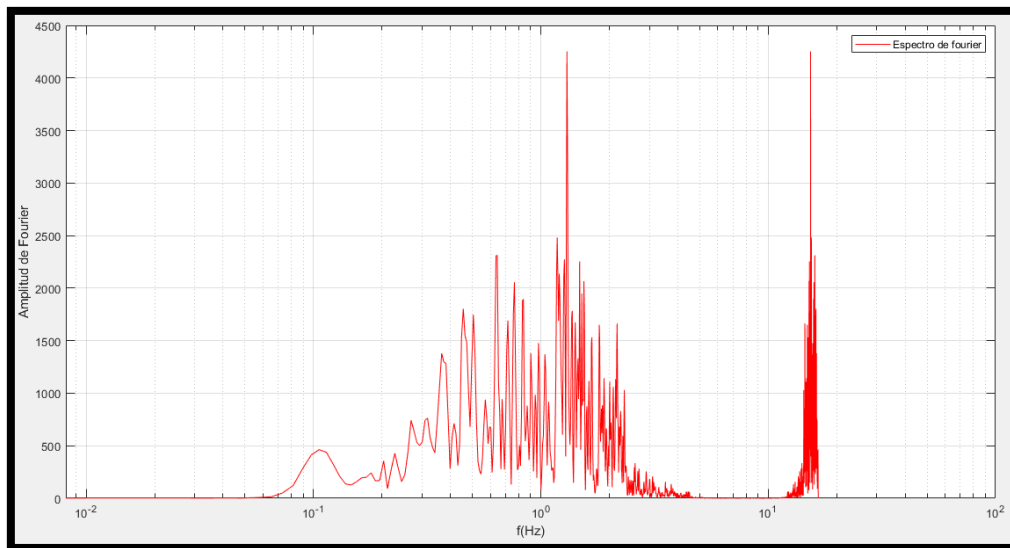


Figura 4.4. Espectro de Fourier de registro de aceleraciones en dirección X aplicado en modelo de edificación.

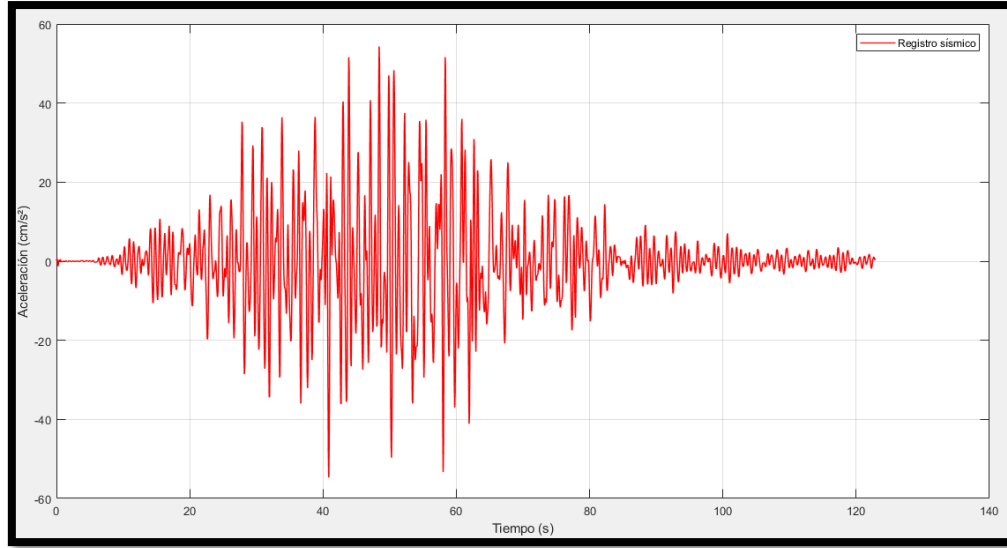


Figura 4.5. Registro de aceleración aplicado en dirección Y en modelo de edificación.

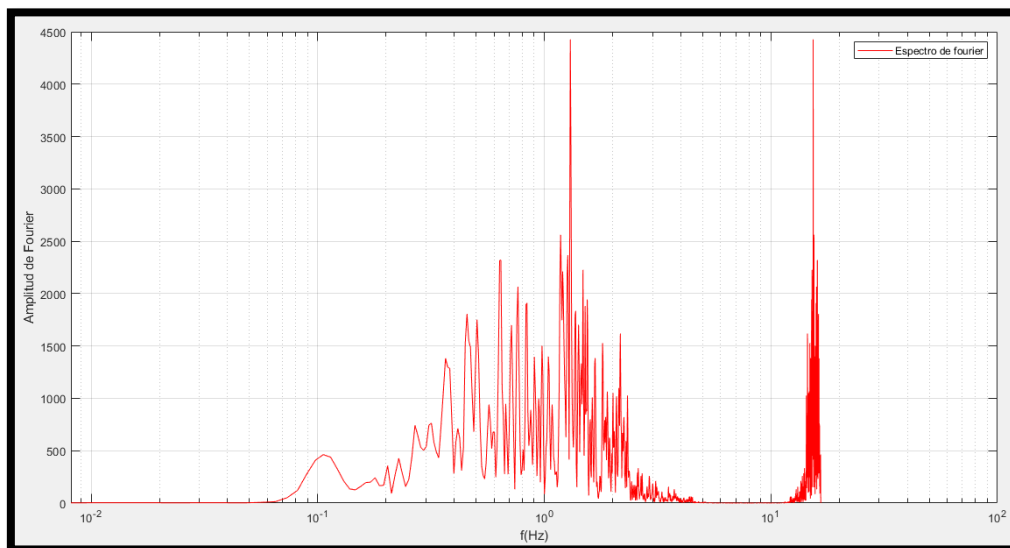


Figura 4.6. Espectro de Fourier de registro de aceleraciones en dirección Y aplicado en modelo de edificación.

4.2. Rigideces dinámicas

Para implementar los efectos de interacción inercial se puede remplazar el suelo por resortes y amortiguadores constantes, los cuales se calculan para cimentaciones idealizadas como discos superficiales apoyados sobre suelo uniforme. El crecimiento y desarrollo de investigación en el tema ha permitido que las técnicas actuales sustituyan al suelo por resortes y amortiguadores con magnitudes que varían en función de la frecuencia de excitación, incorporando aspectos importantes como el enterramiento de la cimentación y el perfil estratigráfico del subsuelo, los cuales tienen una influencia importante en el fenómeno de la interacción suelo estructura (Avilés, 1999).

Comúnmente, las rigideces dinámicas suelen expresarse mediante funciones complejas dependientes de la frecuencia de excitación, de la forma (Gazetas, 1983).

$$\tilde{K}_m = K_m^0 [k_m(\eta) + i\eta c_m(\eta)](1 + 2i\xi) \quad (4.1)$$

Donde m indica el modo de vibración de la cimentación, que puede ser de traslación o rotación, K_m^0 es la rigidez estática mientras que k_m y c_m son los coeficientes de rigidez dependientes de la frecuencia adimensional η . El término complejo $(1 + i2\xi)$ intenta aislar el efecto del amortiguamiento material del suelo, ξ , en los coeficientes de rigidez y amortiguamiento (Avilés, 1999).

Una manera más compacta de representar las rigideces dinámicas es asumiendo que K_m representa el resorte y C_m el amortiguador equivalente del suelo, una vez hecho esto, la expresión (4.1) queda de la forma siguiente:

$$\tilde{K}_m = K_m(\omega) + i\omega C_m(\omega) \quad (4.2)$$

Para que la expresión (4.1) y (4.2) sean equivalentes hay que igualar las partes reales y las imaginarias, las cuales resultan de la siguiente manera.

$$K_m = K_m^0 (k_m - 2\xi\eta c_m) \quad (4.3)$$

$$C_m = K_m^0 (\eta c_m + 2\xi k_m) / \omega \quad (4.4)$$

El sentido físico que representan las ecuaciones (4.3) y (4.4) sería que K_m es un resorte lineal que expresa la rigidez y la inercia del suelo, en donde la dependencia de la frecuencia de excitación se debe exclusivamente a que la inercia del suelo es sensible a este parámetro, ya que la rigidez del suelo es completamente independiente de él. Por otra parte, C_m representa el amortiguador viscoso que incluye los amortiguamientos histerético y por radiación del suelo, el histerético se puede considerar independiente de la frecuencia de excitación, mientras que el de radiación sí depende de la frecuencia de excitación. Las rigideces dinámicas se analizan para los grados de libertad horizontal, vertical, rotacional y acoplado, enseguida se presentarán las expresiones planteadas en las normas para determinar los valores de los resortes y amortiguadores que sustituirán al suelo.

Las constantes referentes al suelo que se deben conocer para realizar el cálculo de las rigideces dinámicas son: profundidad de desplante D , espesor del estrato homogéneo H_s , módulo de cortante del suelo G_s , velocidad de onda de cortante V_s , módulo de Poisson ν_s y el porcentaje de amortiguamiento crítico del suelo ζ_s . Las rigideces descritas a continuación son las expresiones para cimentaciones superficiales, como lo sería un cajón de cimentación o una losa, por mencionar algunos. En este trabajo solo se utilizan estas funciones, ya que el sistema de cimentación de la edificación está constituido por un cajón de cimentación.

Las expresiones reportadas en las NTC S 20 (2020) para determinar las constantes que componen la rigidez dinámica de un sistema suelo cimentación cuando se traslada horizontalmente son:

$$K_h^0 = \frac{8G_s R_h}{2 - V_s} \left(1 + \frac{R_h}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_h}\right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right) \quad (4.5)$$

$$k_h = 1 \quad (4.6)$$

$$c_h = \begin{cases} \frac{0.65\zeta_s\eta_{hs}}{1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{hs}^2}; & \text{si } \eta_{hs} = \frac{\eta_h}{\eta_s} \leq 1 \\ 0.576; & \text{si } \eta_{hs} = \frac{\eta_h}{\eta_s} > 1 \end{cases} \quad (4.7)$$

Las expresiones para determinar las constantes que componen la rigidez dinámica de un sistema suelo cimentación cuando se desplaza verticalmente son:

$$K_v^0 = \frac{4G_s R_v}{1 - V_s} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s}\right) \left(1 + \frac{D}{2R_v}\right) \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H_s}{1 - D/H_s}\right] \quad (4.8)$$

$$k_v = 1 \quad (4.9)$$

$$c_h = \begin{cases} 0 & ; si \eta_v < \eta_p \\ 0.85 \frac{1 + 1.85(1 - V_s)D/R_v}{1 + 0.5D/R_v} & ; si \eta_v > \eta_p \end{cases} \quad (4.10)$$

Las expresiones para determinar las constantes que componen la rigidez dinámica de un sistema suelo cimentación cuando rota alrededor de un eje son:

$$K_r^0 = \frac{8G_s R_r^3}{3(1 - V_s)} \left(1 + \frac{R_r}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right) \quad (4.11)$$

$$k_r = \begin{cases} 1 - 0.2\eta_r & ; si \eta_r \leq 2.5 \\ 0.5 & ; si \eta_r > 2.5, V_s \leq 1/3 \\ 1 - 0.2\eta_r & ; si \eta_r > 2.5, V_s \geq 0.45 \end{cases} \quad (4.12)$$

$$c_r = \begin{cases} \frac{0.5\zeta_s \eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{rp}^2} & ; si \eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} \leq 1 \\ \frac{0.3\eta_r^2}{1 + \eta_r^2} & ; si \eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} > 1 \end{cases} \quad (4.13)$$

donde:

$$\eta_m = \frac{\omega R_m}{\beta_s} \quad \eta_s = \frac{\pi R_h}{2H_s} \quad \eta_p = \left[\frac{2(1 - V_s)}{1 - 2V_s} \right]^{\frac{1}{2}} \left(\frac{\pi R_r}{2H_s} \right) \quad \omega = \frac{2\pi}{\tilde{T}_e} \quad (4.14)$$

4.3. Modelo de estructura simple

4.3.1. Análisis modal de estructura en base rígida y cálculo del peso total

Se desarrolló un modelo de análisis de una estructura simple, con la finalidad de calibrar el modelado con resortes en la base y verificar los resultados de análisis tiempo historia contra los resultados del modelo integral. La edificación a estudiar es un edificio de cuatro niveles con un cajón de cimentación. Todos los niveles tienen una altura de 3 metros, columnas y vigas cuadradas de 80x80 cm. Losas, muros de cimentación y contratraves de 20 cm de espesor, la geometría en planta es cuadrada de 9 x 9 metros. Este modelo se realizó en el software SAP2000 CSI (2021), y se muestra en la Figura 4.7.

A través de un análisis modal de la estructura, revisando las formas modales para los modos fundamentales de vibrar, se verificó que el cajón de cimentación se comporta como un cuerpo rígido y se deforma poco respecto a la super estructura. Se definió una condición de cuerpo rígido para todos los nodos ubicados en el cajón de cimentación. Se asignó la única condición de apoyo del modelo a un nodo previamente definido que se ubica al nivel del suelo en el centro geométrico del cajón. Este es el nodo maestro de la estructura y todos los nodos sobre los que se definió la condición de cuerpo rígido, tendrán un comportamiento condicionado a través de relaciones geométricas con el nodo maestro, en términos de desplazamientos y rotaciones. Este condicionamiento de los nodos es necesario para que se pueda tener solo un apoyo en la base de la estructura y ésta sea estable, lo que permite concentrar las rigideces dinámicas en un solo punto para la evaluación de los efectos de interacción dinámica suelo estructura. En la Figura 4.8 se observa el nodo maestro con la condición de apoyo de empotramiento. Este modelado para las condiciones de apoyo es análogo a tener toda la base empotrada de la estructura, por lo que los resultados del análisis modal para esta edificación serán equivalentes a un modelo donde se definen condiciones de empotramiento en toda la base.

En la Tabla 4.1 se enlistan los primeros cinco modos de vibrar del modelo junto con sus porcentajes de participación de masa para los tres movimientos de traslación. Se observa que, para los dos primeros modos, la participación porcentual de masa es menor al 60%, ya que la cimentación es muy rígida y su masa tiene una pequeña participación en la deformación de la estructura completa.

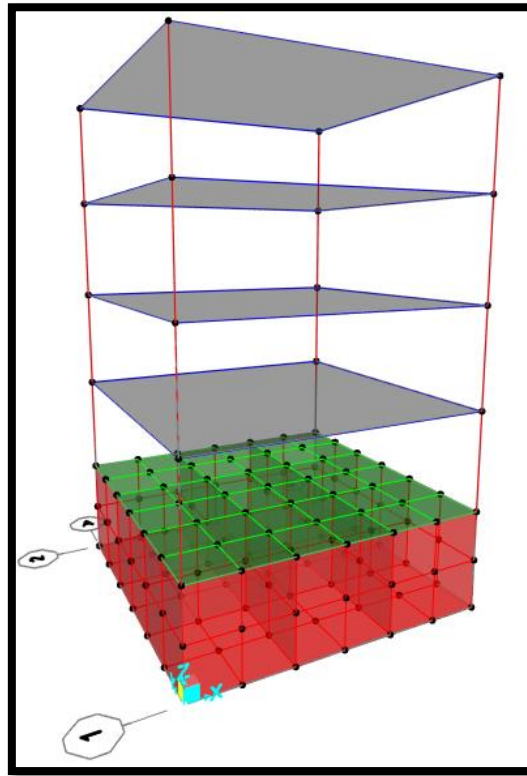


Figura 4.7. Modelo estructural en SAP2000.

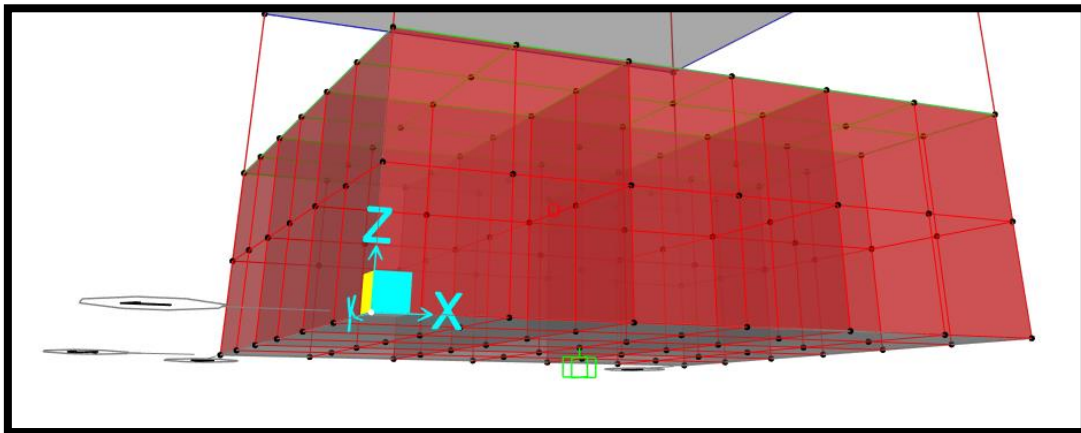


Figura 4.8. Cajón de cimentación con nodo maestro empotrado en su centro geométrico.

Tabla 4.1. Periodos y factores de participación de masa.

Caso de carga	Modo	Periodo (s)	Ux	Uy	Uz
MODAL	1	0.3591	0.0000	0.5733	0.0000
MODAL	2	0.3591	0.5733	0.0000	0.0000
MODAL	3	0.2524	0.0000	0.0000	0.0000
MODAL	4	0.1074	0.0854	0.0000	0.0000
MODAL	5	0.1074	0.0000	0.0854	0.0000

Enseguida se procedió a determinar el peso total de la estructura incluyendo el peso de la cimentación, el peso propio de los elementos de la superestructura, la carga muerta y la carga viva accidental, a través de la reacción vertical del nodo maestro en la base del cajón de cimentación. En la Figura 4.9 se muestra la configuración deformada de la estructura, teniendo una reacción vertical en la base de 650.30 tonf.

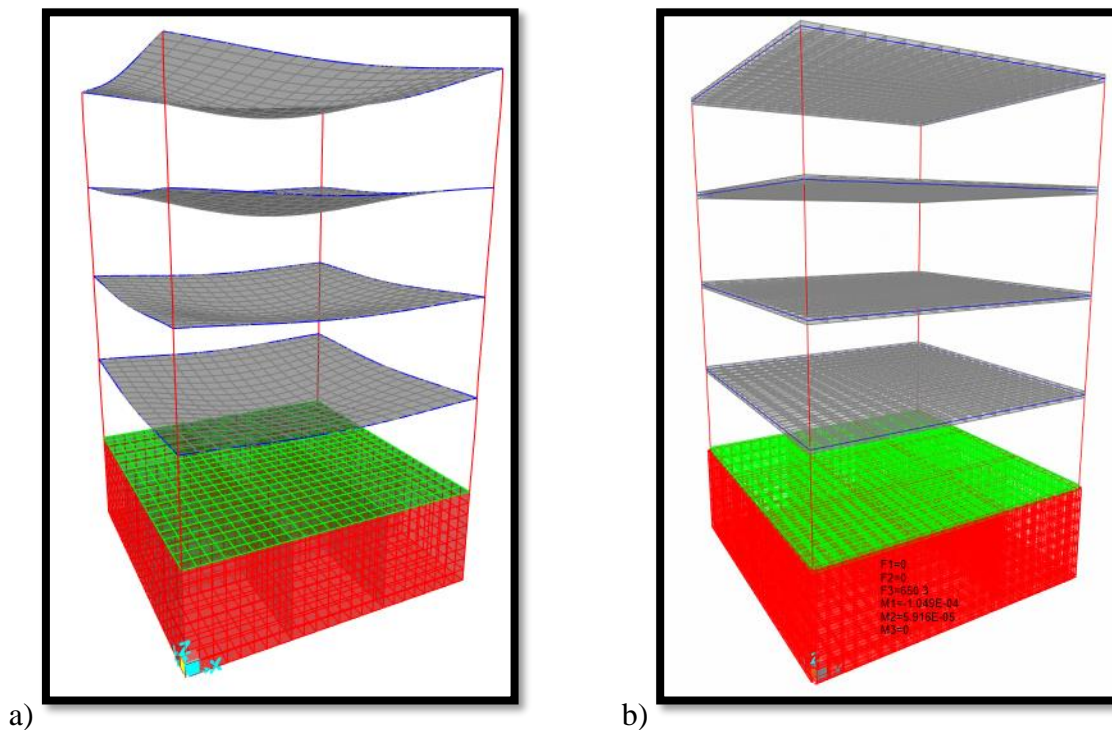


Figura 4.9. a) Configuración deformada de la estructura y b) Reacción vertical en nodo maestro.

4.3.2. Cálculo de radios equivalentes y aproximación NTC S 2020

Al conocer los periodos de la estructura en base rígida, sus factores de participación de masa y su peso total, se procedió a determinar los radios equivalentes de la cimentación para posteriormente determinar los efectos de la interacción inercial con el método de las NTCS-20 (2020). En la Tabla 4.2 se enlistan los datos para el cálculo de los radios equivalentes, para los movimientos de traslación horizontal y vertical, así como rotación en dirección X y dirección Y.

Tabla 4.2. Cálculo de los radios equivalentes de la cimentación de modelo simple.

Cimiento rectangular		
Lado X	9	m
Lado Z	9	m
Área	81	m ²
Inercia X	546.75	m ⁴
Inercia Z	546.75	m ⁴
Radio horizontal y Radio vertical	5.08	m
Área de circulo equivalente	81	m ²
Radio equivalente rotación X	5.14	m
Radio equivalente rotación Z	5.14	m

El problema de la interacción dinámica suelo estructura se representa comúnmente a través de un oscilador de 3 grados de libertad, los cuales son la traslación de la masa del oscilador y la traslación y rotación de la base del oscilador. Estos tres grados de libertad se asocian a la deformación de la estructura, el desplazamiento de cuerpo rígido de la estructura debido al cortante basal y el cabeceo de la estructura por las fuerzas de inercia y el momento de volteo, respectivamente. El método para determinar la interacción inercial propuesto en las NTC S 20 (2020), consiste en resolver el problema del oscilador de tres grados de libertad, para calcular un oscilador equivalente de un solo grado de libertad, con las expresiones (4.15), (4.16), (4.17), (4.18), (4.19) y (4.20). Con estas expresiones se determinan los periodos de traslación y rotación de cuerpo rígido de la estructura, para posteriormente determinar el periodo efectivo del sistema suelo – cimentación. Enseguida se determinan los coeficientes de amortiguamiento del suelo para los modos de traslación y rotación, para finalmente determinar el amortiguamiento efectivo del sistema.

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_h^2 + T_r^2} \quad (4.15)$$

$$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_h}} \quad (4.16)$$

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e (H_e + D)^2}{K_r}} \quad (4.17)$$

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right)^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left(\frac{T_h}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left(\frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right)^2 \quad (4.18)$$

$$\zeta_h = \frac{\pi C_h}{\tilde{T}_e K_h} \quad (4.19)$$

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{T}_e K_r} \quad (4.20)$$

Enseguida se describe la nomenclatura de los parámetros utilizados en las expresiones (4.15) a (4.20).

\tilde{T}_e : periodo efectivo del sistema suelo – estructura

T_e : periodo en base rígida de la estructura

T_h : periodo natural de la estructura asociado con una traslación horizontal de cuerpo rígido

T_r : periodo natural de la estructura asociado con una rotación de cuerpo rígido

$\tilde{\zeta}_e$: amortiguamiento efectivo del sistema suelo - estructura

ζ_h : coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de traslación horizontal

ζ_r : coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de rotación

CAPÍTULO 4. MODELADO CON LA APROXIMACIÓN DE LAS NTC S 2020

C_h y C_r : fuerza y momento necesarios para producir velocidades unitarias de la cimentación en traslación horizontal y rotación, respectivamente

W_e : peso del modo fundamental = W_0 *Factor de masa

En la Tabla 4.3 se enlistan los datos del suelo y la estructura necesarios para la determinación de la interacción inercial siguiendo los lineamientos de las NTC S 20 (2020). Estos se capturaron en un programa realizado en Matlab para determinar las rigideces dinámicas del suelo, el periodo y el amortiguamiento del sistema con efectos de interacción dinámica suelo estructura. A continuación, se describe la nomenclatura de los parámetros de la Tabla 4.3.

Hs: Espesor del estrato de suelo equivalente a analizar

γ : Peso volumétrico del estrato de suelo equivalente

Vs: Velocidad de onda de corte del estrato de suelo equivalente

ν : Módulo de Poisson del estrato de suelo equivalente

Gs: Módulo de rigidez al corte del estrato de suelo equivalente

Es: Módulo de elasticidad del estrato de suelo equivalente

ζ_s : Fracción del amortiguamiento crítico del estrato de suelo equivalente

H0: Altura total de la estructura medida desde el nivel de terreno natural

D: Profundidad de desplante de la cimentación.

Rh: Radio equivalente para traslación horizontal

Rrx: Radio equivalente para rotación en dirección del eje x

Rry: Radio equivalente para rotación en dirección del eje y

Thx: Periodo de la estructura para modo de traslación horizontal en dirección x

Thy: Periodo de la estructura para modo de traslación horizontal en dirección y

Factor de masa: Suma de los factores de participación de masa en las dos direcciones ortogonales en planta (x & z) del modo fundamental de vibrar de la estructura.

W0: Peso total de la estructura incluyendo peso propio, cargas muertas y vivas accidentales.

**CAPÍTULO 4. MODELADO CON LA APROXIMACIÓN
DE LAS NTC S 2020**

En la Tabla 4.4 se enlistan los resultados de la interacción inercial y en la Tabla 4.5 se enlistan los valores de las rigideces dinámicas y los coeficientes de amortiguamiento para la estructura con base flexible.

Tabla 4.3. Datos para el cálculo de interacción inercial.

Datos del suelo		
Hs	17.7	m/s
γ	1.673	tonf/m ³
Vs	117.55	m/s
v	0.495	
Gs	2,356.53	tonf/m ²
Es	7,046.01	tonf/m ²
ζ_s	0.03	
Datos de la estructura		
H0	12	m
D	3	m
Rh	5.08	m
Rrx	5.14	m
Rry	5.14	m
Thx	0.36	s
Thy	0.36	s
Factor de masa	0.57	
W0	650	tonf

Tabla 4.4. Interacción inercial.

Dato	Base rígida	Base flexible
Periodo en X (s)	0.3600	0.4249
Periodo en Y (s)	0.3600	0.4249
Amortiguamiento X	0.0500	0.0507
Amortiguamiento Y	0.0500	0.0507

Tabla 4.5. Rigideces dinámicas.

Parámetro	Dirección X	Dirección Y
ω (rad/s)	14.74	14.74
Kh (tonf/m)	120,193.75	120,193.75
Kr (tonf*m/rad)	3,746,770.75	3,746,770.75
Ch (tonf*s/m)	3,559.48	3,559.48
Cr (tonf*m ² /s)	15,656.08	15,656.08

La nomenclatura de los parámetros de la Tabla 4.5 es la siguiente:

ω : Frecuencia circular de la estructura con base flexible

Kh: Rigidez dinámica para movimiento de traslación horizontal en dirección de un eje

Kr: Rigidez dinámica para movimiento de rotación en dirección de un eje

Ch: Coeficiente de amortiguamiento para movimiento de traslación horizontal en dirección de un eje

Cr: Coeficiente de amortiguamiento para movimiento de rotación en dirección de un eje

Se observa que tanto la rigidez dinámica “Kh” como la rigidez dinámica “Kr” son iguales para ambas direcciones, esto se debe a que el cajón de cimentación de la estructura es completamente simétrico, por lo que es de esperarse que las rigideces dinámicas sean iguales para las dos direcciones ortogonales en planta.

4.3.3. Modelado de rigideces dinámicas

Una vez obtenidas las rigideces dinámicas del sistema suelo cimentación, se procedió a liberar los grados de libertad del nodo maestro, en los que se definirá una rigidez dinámica traslacional o rotacional, como se muestra en la Figura 4.10. Se asignaron las rigideces al modelo, utilizando resortes puntuales en el nodo maestro. En la Figura 4.11 se muestra la ventana en la que se asignan las magnitudes de rigidez dinámica asociada a los seis grados de libertad que tiene cada nodo. En esta estructura, la rigidez U3 y R3, son la traslación en la dirección vertical Z y la rotación alrededor del eje vertical Z, no se modelarán y se consideraron restringidos estos dos grados de libertad, ya que no son de interés para los fines de esta investigación, puesto que los movimientos de interés son las traslaciones en planta y las rotaciones alrededor de las dos direcciones ortogonales en planta. Se tomaron las rigideces K_h y K_r de la Tabla 4.5 y se asignaron en los grados de libertad correspondientes para asignar los resortes, una vez definidos se muestran en el nodo maestro los resortes traslacionales (verdes) y rotacionales (rojos) aplicados sobre el nodo como se muestra en la Figura 4.12.

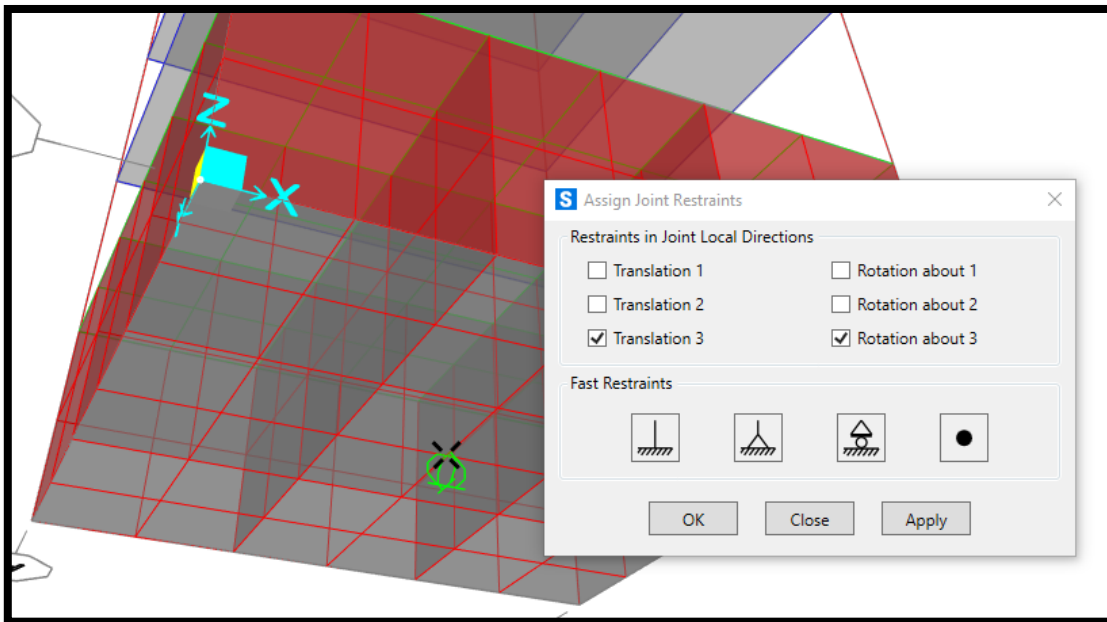


Figura 4.10. Liberación de grados de libertad.

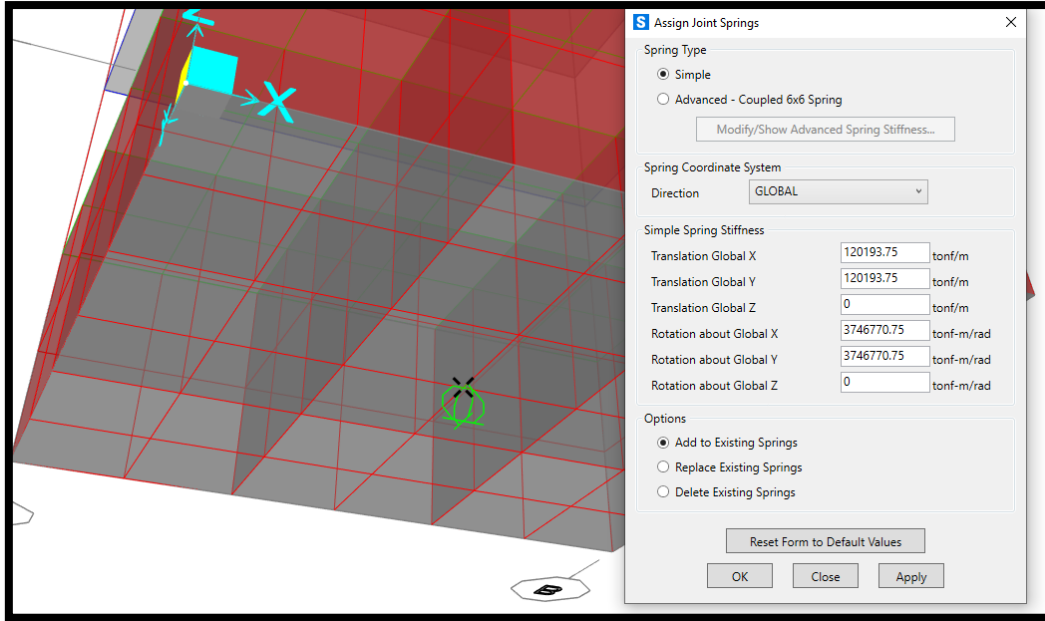


Figura 4.11. Asignación de rigideces dinámicas.

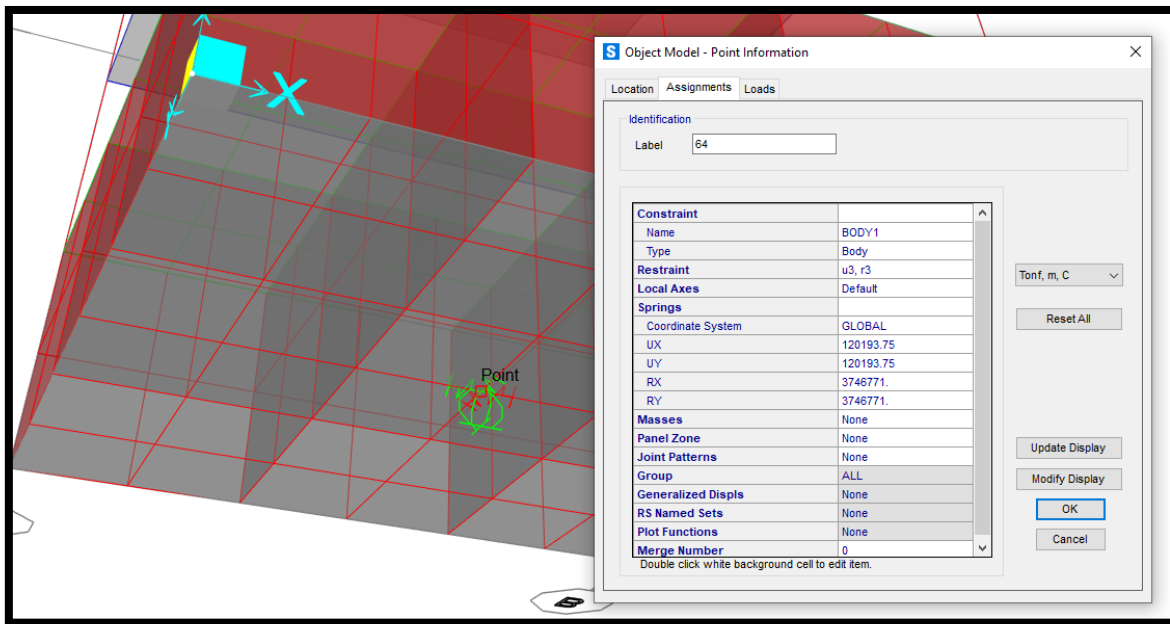


Figura 4.12. Resortes puntuales definidos sobre nodo maestro.

4.3.4. Análisis modal de estructura con base flexible

Se realizó el análisis modal de la estructura y se obtuvieron los resultados enlistados en la Tabla 4.6. Se observa que los periodos obtenidos para los dos primeros modos de vibrar son similares a los periodos obtenidos en la Tabla 4.4, con una variación del 5%. Esto se debe a que las rigideces dinámicas y los periodos de la Tabla 4.4, se obtuvieron para una participación de masa menor (57 %) a la que realmente está actuando en el modelo con resortes, para los primeros modos (65%). Esta diferencia en los factores de participación de masa en el primer modo se debe a que la interacción inercial incrementa el porcentaje de masa que se moviliza para el primer modo en traslación. Este efecto ha sido identificado por Fernández y Castillo (2021). Sin embargo, con esta primera aproximación se obtienen resultados razonablemente parecidos a los resultados finales. Si se asigna el porcentaje de participación de masa que está actuando en el modelo con base flexible (65%) y se itera el cálculo de la interacción inercial, se obtendrá una mejor aproximación en el periodo con base flexible. Así que se asignó la suma de la participación de masa de las dos direcciones ortogonales en planta del modelo de resortes del 65 %, manteniendo los mismos periodos en base rígida. Se actualizaron los datos enlistados en la Tabla 4.7 y se realizó el cálculo de la interacción inercial nuevamente.

Tabla 4.6. Periodos y factores de participación de masa de modelo con base flexible.

Caso de carga	Modo	Periodo (s)	U _x	U _y	U _z
MODAL	1	0.4481	0.0000	0.6477	0.0000
MODAL	2	0.4481	0.6477	0.0000	0.0000
MODAL	3	0.2524	0.0000	0.0000	0.0000
MODAL	4	0.1234	0.1893	0.0000	0.0000
MODAL	5	0.1234	0.0000	0.1893	0.0000

Al cambiar el factor de participación de masa, los resultados de la interacción inercial se modifican. En la Tabla 4.8 se observa que el periodo en base flexible es un 4% más largo y en la Tabla 4.9 se muestran las rigideces dinámicas actualizadas. Es necesario volver a asignar estos nuevos valores en el modelo, y realizar el análisis modal para verificar que se reproduzca el periodo en base flexible buscado. En la Figura 4.13 se muestra la actualización de las rigideces dinámicas en el nodo maestro, remplazando las definidas anteriormente.

**CAPÍTULO 4. MODELADO CON LA APROXIMACIÓN
DE LAS NTC S 2020**

Tabla 4.7. Datos para iteración de cálculo de interacción inercial.

Datos del suelo		
Hs	17.7	m/s
γ	1.673	tonf/m ³
Vs	117.55	m/s
v	0.495	
Gs	2,356.53	tonf/m ²
Es	7,046.01	tonf/m ²
ζ_s	0.03	
Datos de la estructura		
H0	12	m
D	3	m
Rh	5.08	m
Rrx	5.14	m
Rry	5.14	m
Thx	0.36	s
Thy	0.36	s
Factor masa	0.65	
W0	650	tonf

Tabla 4.8. Iteración de cálculo de interacción inercial.

Dato	Base rígida	Base flexible
Periodo en X (s)	0.3600	0.4431
Periodo en Y (s)	0.3600	0.4431
Amortiguamiento X	0.0500	0.0490
Amortiguamiento Y	0.0500	0.0490

Tabla 4.9. Iteración de cálculo de rigideces dinámicas.

Parámetro	Dirección X	Dirección Y
ω (rad/s)	14.1130	14.1130
Kh (tonf/m)	120,310.49	120,310.49
Kr (tonf*m/rad)	3,770,425.82	3,770,425.82
Ch (tonf*s/m)	3,581.73	3,581.73
Cr (tonf*m ² /s)	16,417.36	16,417.36

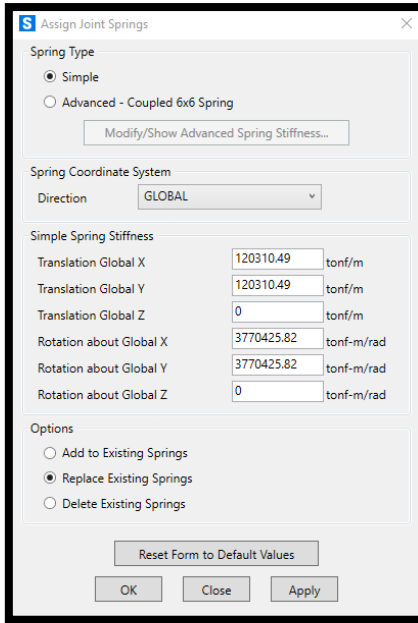


Figura 4.13. Actualización de rigideces dinámicas en nodo maestro.

Se realizó el análisis modal con los nuevos valores de rigideces dinámicas y se obtuvieron los periodos y participaciones de masa que se enlistan en la Tabla 4.10. Se observa que los periodos para los dos primeros modos de vibrar coinciden razonablemente con los periodos teóricos de base flexible enlistados en la Tabla 4.8, teniendo una diferencia de apenas el 1%. El porcentaje de participación de masa no cambió significativamente, por lo que no es necesario volver a iterar. En la Figura 4.14 se observa la forma modal de la estructura para el modo fundamental de vibrar, donde el cajón de cimentación tiende a rotar alrededor del eje X. Esto se debe a la flexibilidad que se agregó en la base al definir rigideces rotacionales, este movimiento es conocido como cabeceo de la cimentación.

Tabla 4.10. Periodos y participaciones de masa del modelo de resortes final.

Caso de carga	Modo	Periodo (s)	Ux	Uy	Uz
MODAL	1	0.4476	2.32E-09	0.647671	3.90E-16
MODAL	2	0.4476	0.647671	2.32E-09	4.50E-15
MODAL	3	0.2524	2.43E-16	3.94E-15	9.77E-17
MODAL	4	0.1233	0.189434	1.76E-08	2.77E-14
MODAL	5	0.1233	1.76E-08	0.189434	1.64E-14

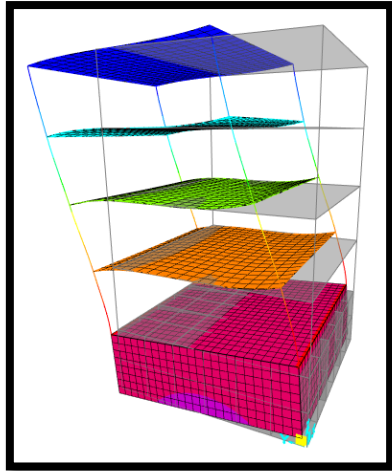


Figura 4.14. Forma modal para el modo fundamental de la estructura con base flexible.

4.3.5. Amortiguamiento

Para modelar el amortiguamiento efectivo obtenido con la aproximación de las NTC S 20 (2020) en la Tabla 4.8, se utilizaron los coeficientes de masa y rigidez del modelo de Rayleigh, asociados a los primeros dos modos de vibrar de la estructura, para cada dirección de análisis sísmico.

4.3.6. Análisis tiempo historia con integración directa utilizando un registro sísmico

De las aceleraciones en la azotea resultantes de los análisis tiempo historia, y la aceleración de entrada del modelo, se obtuvieron las funciones de transferencia para las dos direcciones de análisis. En la Figura 4.15 se muestra la función de transferencia de la estructura, obtenida del análisis en la dirección X. Se observa que el primer modo de la función ($T_{ftx}=0.46$ s), reproduce una frecuencia similar a la asociada al periodo en base flexible teórico de la estructura simple ($T_{eix}=0.44$ s), calculado en la Tabla 4.8. Además, en la Figura 4.16 se muestra la función de transferencia obtenida para la dirección Y, donde también reproduce en su primer modo ($T_{fity}=0.46$ s) una frecuencia similar, a la asociada al periodo teórico en base flexible ($T_{eiy}=0.44$ s), para esa dirección de análisis. Por lo que se observa que las diferencias entre el periodo obtenido con la función de transferencia y el periodo teórico para la estructura con base flexible, son de apenas el 5% para ambas direcciones de análisis. Consecuentemente, las funciones de transferencia aportan una buena aproximación para determinar el periodo de este tipo de modelos.

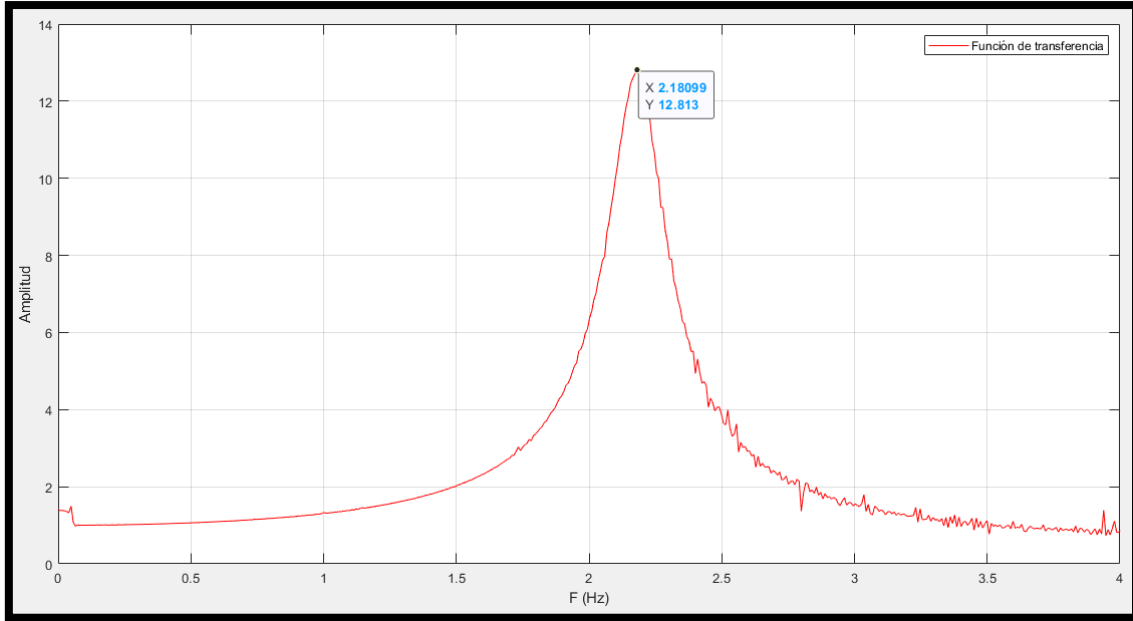


Figura 4.15. Función de transferencia de estructura, dirección X ($T_{ex}=0.46$ s).

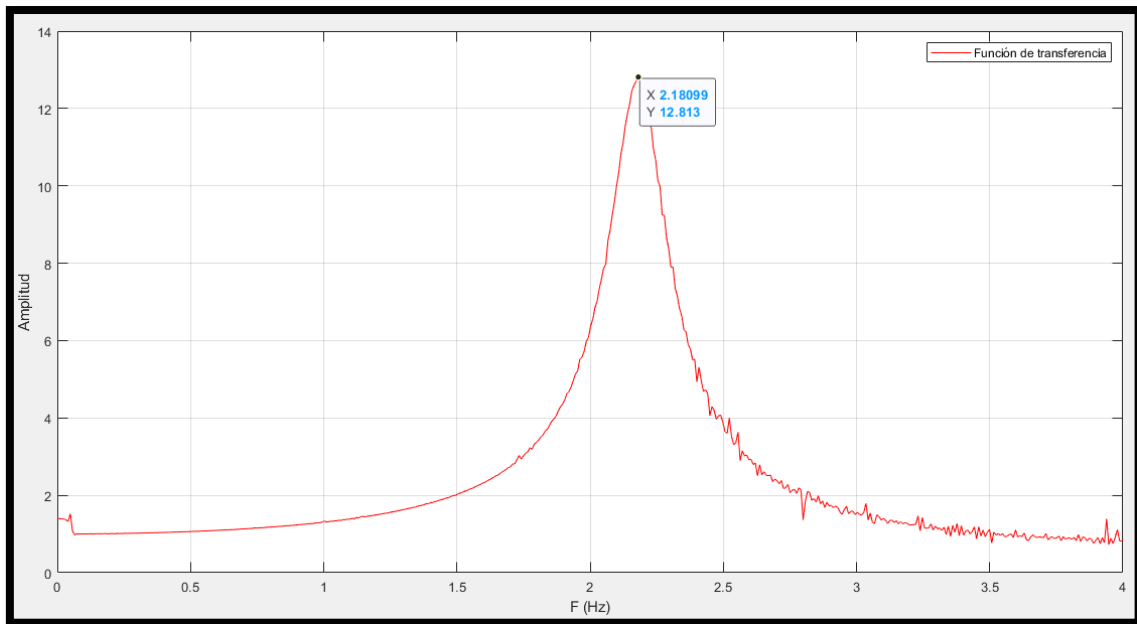


Figura 4.16. Función de transferencia de estructura, dirección Y ($T_{ey}=0.46$ s).

Posteriormente se obtuvieron las respuestas de desplazamientos y aceleraciones en la azotea. En las figuras 4.17 y 4.19 se muestran los desplazamientos en la azotea, donde se observa que el desplazamiento máximo absoluto es de 7 cm para las dos direcciones de análisis. En las figuras 4.18 y 4.20 se muestran las aceleraciones de la azotea donde se observa que la aceleración máxima absoluta desarrollada es de 2.33 m/s^2 . Se observa que los resultados para ambas direcciones son similares, ya que el modelo es completamente simétrico y la historia de aceleraciones utilizada es la misma en ambas direcciones.

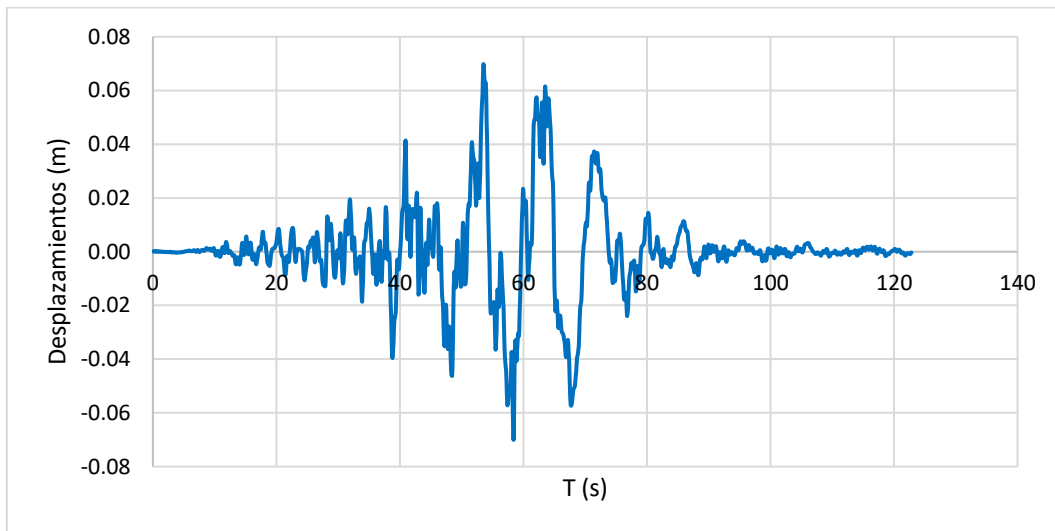


Figura 4.17. Desplazamientos de azotea en dirección X.

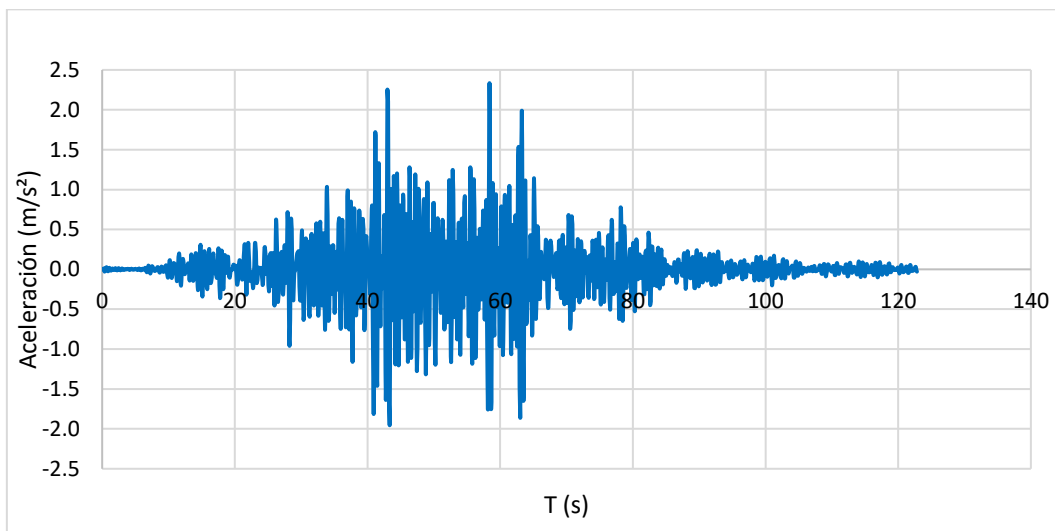


Figura 4.18. Aceleraciones de azotea en dirección X.

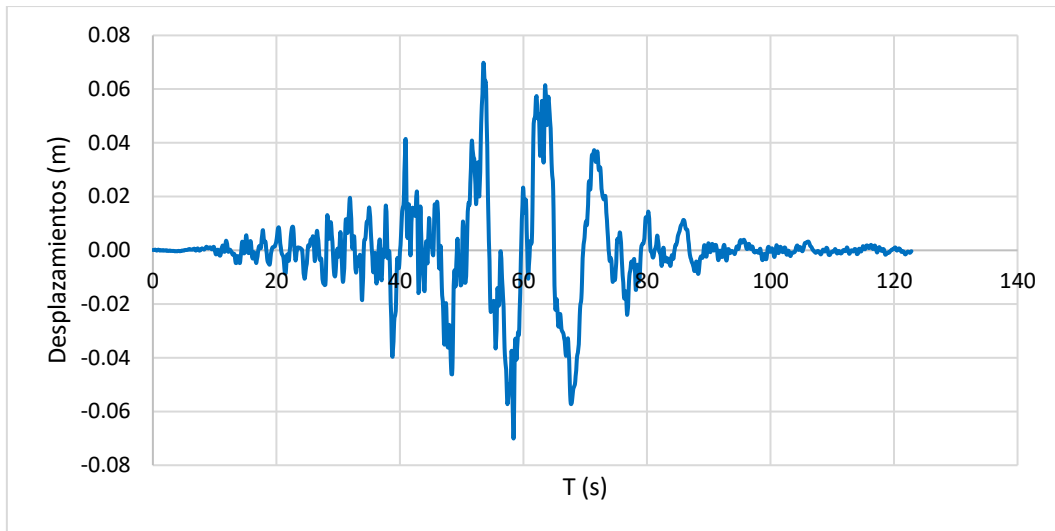


Figura 4.19. Desplazamientos de azotea en dirección Y.

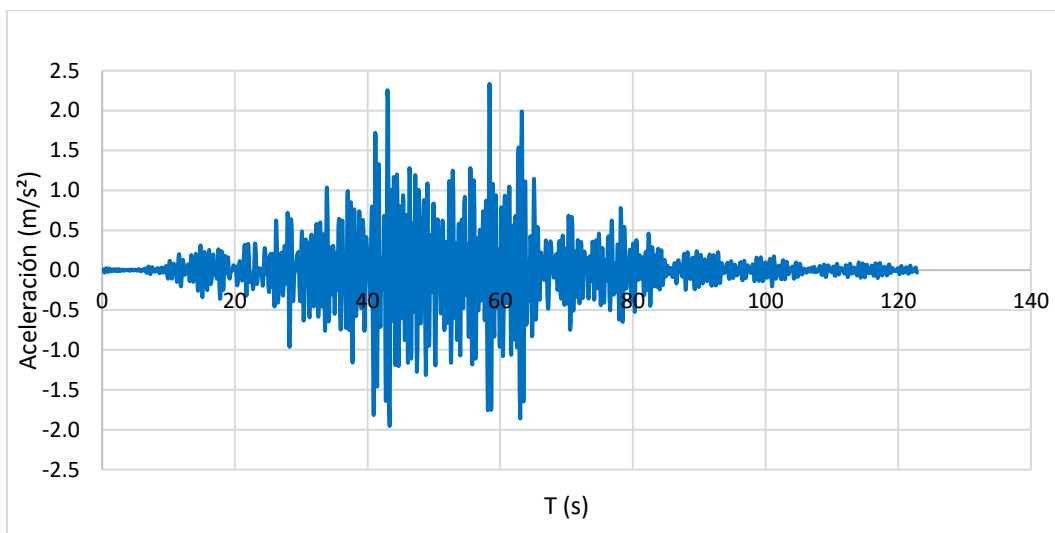


Figura 4.20. Aceleraciones de azotea en dirección Y.

Además de la respuesta en términos de desplazamientos y aceleraciones, se evaluaron elementos mecánicos. En la Figura 4.21 se muestran la nomenclatura de las columnas seleccionadas para obtener los elementos mecánicos. En la Tabla 4.11 se muestran los elementos mecánicos máximos absolutos para las columnas seleccionadas. Se observa que, debido a la simetría de la estructura y que se aplicó la misma historia de aceleraciones en ambas direcciones, los elementos mecánicos son similares para las cuatro columnas, teniendo el mismo valor de un elemento mecánico para cada dirección de análisis, como es de esperarse.

CAPÍTULO 4. MODELADO CON LA APROXIMACIÓN DE LAS NTC S 2020

Tanto la respuesta en términos de desplazamientos y aceleraciones, como los elementos mecánicos obtenidos de las columnas, serán comparados contra los resultados obtenidos del modelo integral de la estructura simple, en el capítulo 6, donde se analizará y discutirá la respuesta general de ambos modelos. Este modelo tiene 172 elementos área, 36 barras y 154 nodos, el análisis tiempo historia con integración directa se realizó en un tiempo de 4.5 mín.

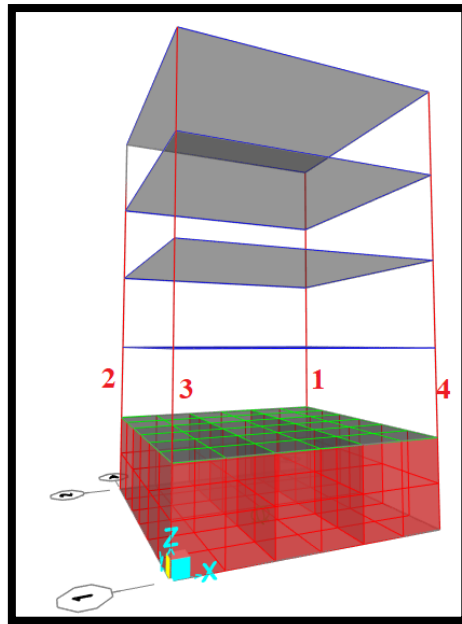


Figura 4.21. Columnas seleccionadas para obtener los elementos mecánicos.

Tabla 4.11. Elementos mecánicos máximos absolutos en columnas.

Dirección X			
Columna	Axial (tonf)	Cortante (tonf)	Momento (tonf*m)
1	26.26	19.31	45.76
2	26.26	19.31	45.76
3	26.26	19.31	45.76
4	26.26	19.31	45.76
Dirección Z			
Columna	Axial (tonf)	Cortante (tonf)	Momento (tonf*m)
1	26.28	19.42	45.30
2	26.28	19.42	45.30
3	26.28	19.42	45.30
4	26.28	19.42	45.30

4.4. Modelo de edificación

4.4.1. Análisis modal de estructura con base rígida y cálculo del peso total

Aplicando la misma metodología utilizada en la sección 4.3.1. se modeló la edificación en estudio en el programa SAP2000 CSI (2021). Se verificó que el cajón de cimentación se comporte como un cuerpo rígido y se definió el condicionamiento de nodos para asignar un nodo maestro en el centro geométrico de la losa de fondo del cajón de cimentación.

En la Tabla 4.12 se enlistan los primeros cinco modos de vibrar del modelo junto con sus porcentajes de participación de masa para los tres movimientos de traslación. De manera similar que para el modelo simple se observa que en los dos primeros modos, la participación porcentual de masa es menor al 50%. Esto se debe a que la cimentación es rígida y se deforma poco, por lo que su masa no participa de manera preponderante. Los periodos obtenidos y factores de participación de masa, serán utilizados para la determinación de los efectos por interacción inercial, calculados con el método propuesto en las NTC S 20 (2020).

Tabla 4.12. Periodos y factores de participación de masa.

Caso de carga	Modo	Periodo (s)	Ux	Uy	Uz
MODAL	1	0.2288	0.4230	0.0068	0.0001
MODAL	2	0.2166	0.0051	0.5620	0.0000
MODAL	3	0.2125	0.0000	0.0018	0.0000
MODAL	4	0.1961	0.0006	0.0000	0.0000
MODAL	5	0.1777	0.1320	0.0000	0.0001

Enseguida se determinó el peso total de la estructura incluyendo el peso de la cimentación, el peso propio de los elementos de la superestructura, la carga muerta y la carga viva accidental, a través de la reacción vertical del nodo maestro en la base del cajón de cimentación. En la Figura 4.22 se muestra la configuración deformada de la estructura, teniendo una reacción vertical en la base de 2,508.04 tonf, como se muestra en la Figura 4.23.

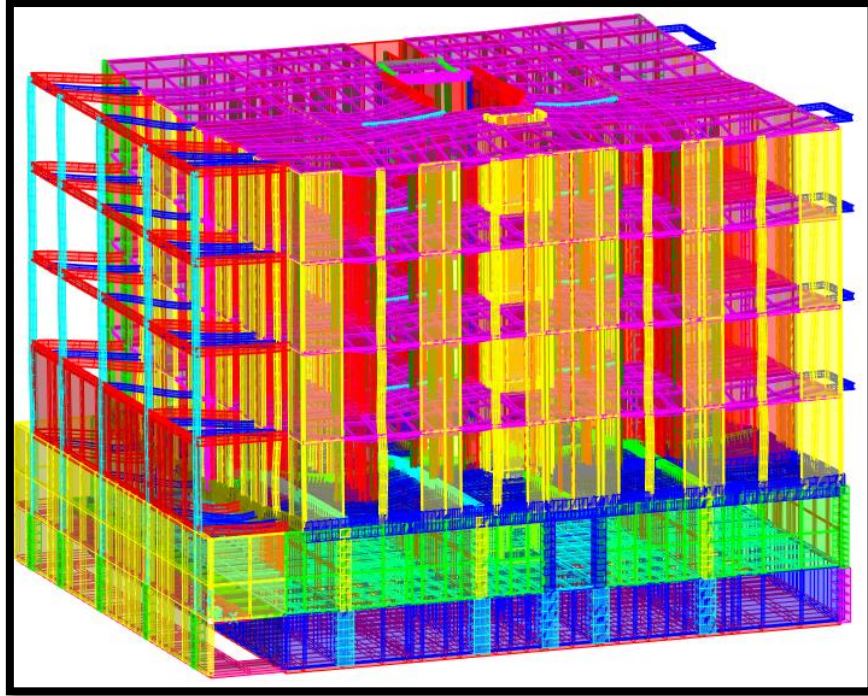


Figura 4.22. Configuración deformada de modelo de edificación.

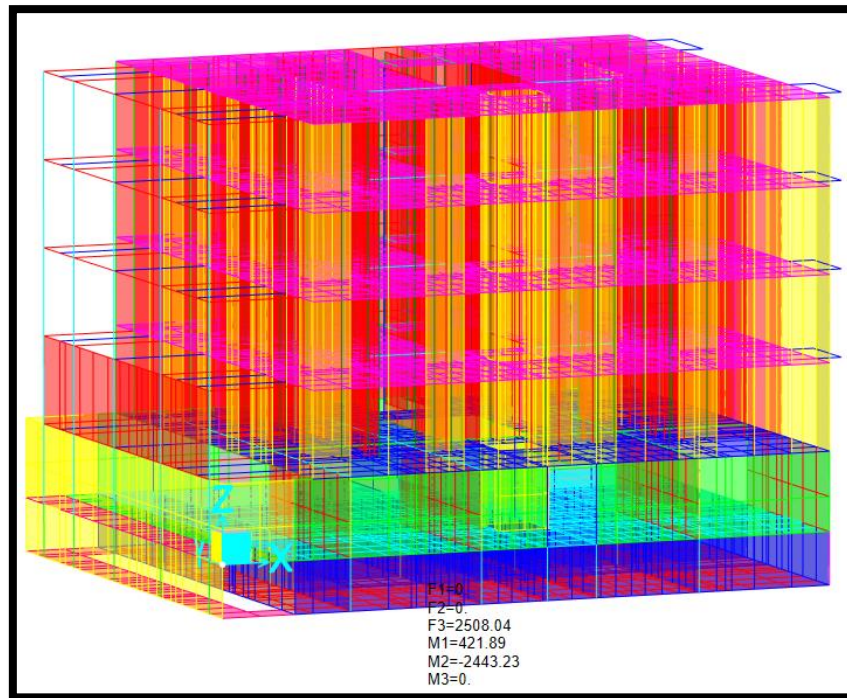


Figura 4.23. Reacciones en nodo maestro.

4.4.2. Cálculo de radios equivalentes y método NTC S 2020

En la Tabla 4.13 se enlistan los datos necesarios para determinar la interacción inercial siguiendo los lineamientos estipulados en las NTC S 20 (2020). Los resultados de periodos en base flexible se enlistan en la Tabla 4.14 y el resumen de los valores de las rigideces dinámicas y los coeficientes de amortiguamiento se enlistan en la Tabla 4.15.

Tabla 4.13. Datos para el cálculo de interacción inercial.

Datos del suelo		
Hs	17.7	m/s
γ	1.673	tonf/m ³
Vs	117.55	m/s
v	0.495	
Gs	2,356.53	tonf/m ²
Es	7,046.01	tonf/m ²
ζ_s	0.05	
Datos de la estructura		
H0	14.9	m
D	3.3	m
Rh	12.31	m
Rrx	13.11	m
Rrz	11.83	m
Thx	0.23	s
Thz	0.22	s
Factor masa	0.42	
W0	2,508.04	tonf

Tabla 4.14. Interacción inercial.

Dato	Base rígida	Base flexible
Periodo en X	0.2300	0.2876
Periodo en Y	0.2200	0.2850
Amortiguamiento X	0.0500	0.1042
Amortiguamiento Y	0.0500	0.1050

Tabla 4.15. Rigideces dinámicas.

Parámetro	Dirección X	Dirección Y
ω (rad/s)	21.146	21.178
Kh (tonf/m)	263,523.86	263,465.56
Kr (tonf*m/rad)	28,266,545.83	23,129,615.27
Ch (tonf*s/m)	19,647.97	19,645.81
Cr (tonf*m ² /s)	165,290.38	130,739.62

4.4.3. Modelado de rigideces dinámicas

Se liberaron los grados de libertad de traslación y rotación en las dos direcciones ortogonales en planta como se muestra en la Figura 4.24. Se agregaron las rigideces dinámicas resultantes de la Tabla 4.15 al modelo, utilizando resortes puntuales concentrados en el nodo maestro, como se muestra en la Figura 4.25, y se procedió a realizar el análisis modal de la estructura con base flexible.

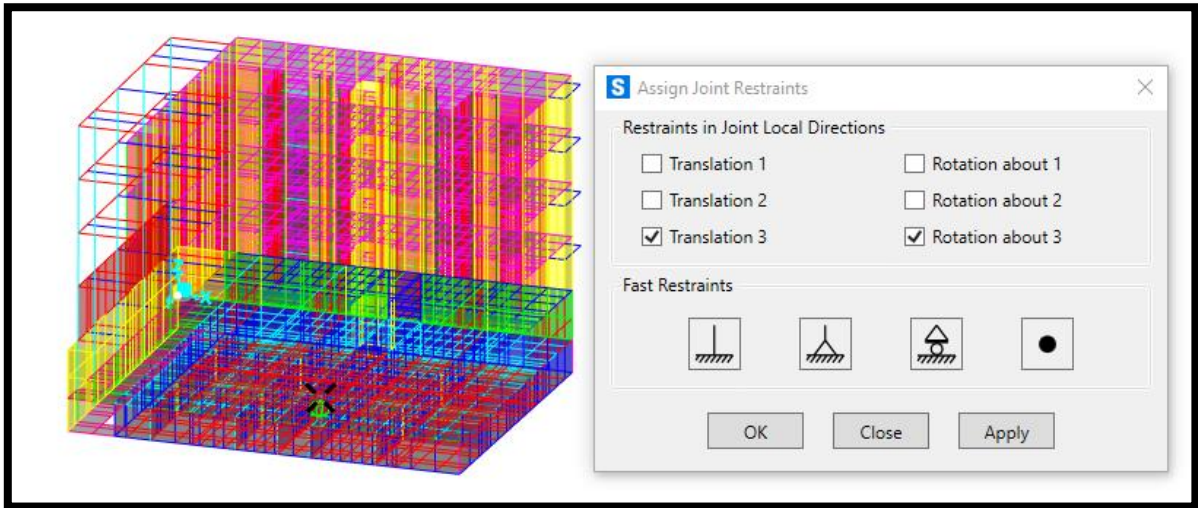


Figura 4.24. Liberación de grados de libertad de interés en modelo con base rígida.

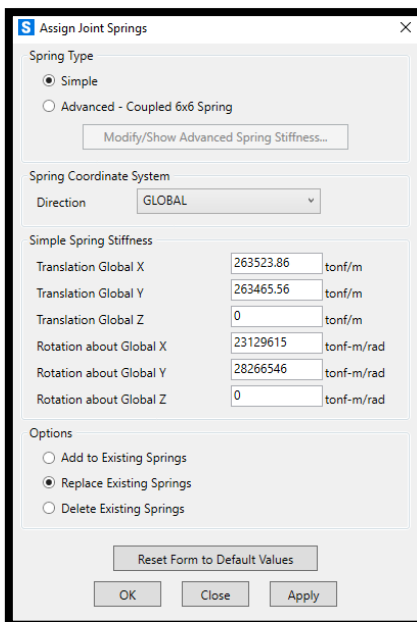


Figura 4.25. Asignación de rigideces dinámicas.

4.4.4. Análisis modal de estructura con base flexible

Los resultados para los primeros 5 modos de vibrar de la estructura con base flexible se enlistan en la Tabla 4.16, donde se observa que los factores de participación de masa aumentaron respecto a los obtenidos en la Tabla 4.12. Además, las formas modales cambiaron, ya que, en el modelo con base flexible, el modo fundamental es en dirección Y. Para mejorar la aproximación del periodo del modelo con base flexible y el periodo con interacción calculado teóricamente, se actualiza el porcentaje de participación de masa del modo fundamental, y se itera el procedimiento para calcular el periodo teórico con base flexible de la norma NTC S 20 (2020). En la Tabla 4.17 se enlistan los datos actualizados para el cálculo de la interacción inercial, manteniendo los mismos periodos en base rígida. En las tablas 4.18 y 4.19 se enlistan los resultados de los periodos en base flexible y las rigideces dinámicas respectivamente. Una vez determinadas las nuevas rigideces dinámicas, se asignan en el modelo con resortes en la base, como se muestra en la Figura 4.26 y se realiza un análisis modal nuevamente.

Tabla 4.16. Periodos y factores de participación de masa de modelo con base flexible.

Caso de carga	Modo	Periodo (s)	Ux	Uy	Uz
MODAL	1	0.3262	0.0131	0.6011	0.0000
MODAL	2	0.3172	0.5981	0.0145	0.0017
MODAL	3	0.2126	0.0001	0.0000	0.0000
MODAL	4	0.1963	0.0004	0.0000	0.0000
MODAL	5	0.1899	0.0327	0.0000	0.0003

**CAPÍTULO 4. MODELADO CON LA APROXIMACIÓN
DE LAS NTC S 2020**

Tabla 4.17. Datos para el cálculo de la interacción inercial.

Datos del suelo		
Hs	17.7	m/s
γ	1.673	tonf/m ³
Vs	117.55	m/s
v	0.495	
Gs	2,356.53	tonf/m ²
Es	7,046.01	tonf/m ²
ζ_s	0.05	
Datos de la estructura		
H0	14.9	m
D	3.3	m
Rh	12.31	m
Rrx	13.11	m
Rrz	11.83	m
Thx	0.23	s
Thz	0.22	s
Factor masa	0.60	
W0	2,508.04	tonf

Tabla 4.18. Iteración de cálculo de interacción inercial.

Dato	Base rígida	Base flexible
Periodo en X (s)	0.2300	0.3222
Periodo en Y (s)	0.2200	0.3253
Amortiguamiento X	0.0500	0.1117
Amortiguamiento Y	0.0500	0.1105

Tabla 4.19. Iteración de cálculo de rigideces dinámicas.

Parámetro	Dirección X	Dirección Y
ω (rad/s)	18.10	17.72
Kh (tonf/m)	269,066.26	269,764.07
Kr (tonf*m/rad)	31,923,462.10	25,954,066.68
Ch (tonf*s/m)	19,887.99	19,924.05
Cr (tonf*m ² /s)	203,130.60	164,266.63

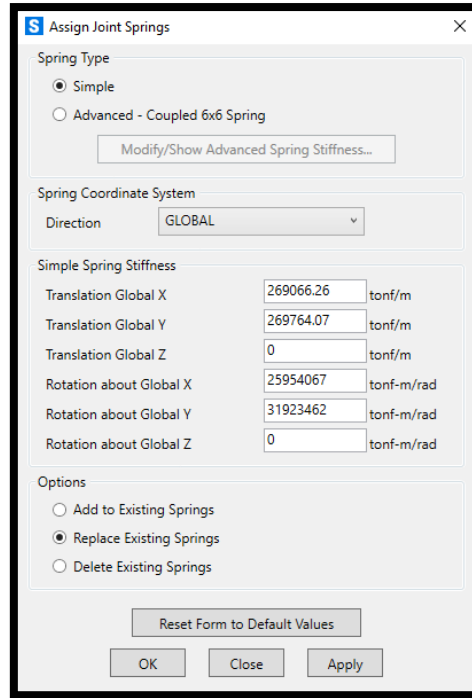


Figura 4.26. Actualización de rigideces dinámicas en nodo maestro.

Del análisis modal con los nuevos valores de rigideces dinámicas, se obtuvieron los periodos y participaciones de masa que se enlistan en la Tabla 4.20. Se observa que los periodos para los dos primeros modos de vibrar coinciden razonablemente con los periodos teóricos de base flexible enlistados en la Tabla 4.18, teniendo diferencias del 3.8 y 2.2% para las direcciones X y Y. El porcentaje de participación de masa no cambió significativamente, por lo que estas rigideces dinámicas serán las definitivas para este modelo. En la Figura 4.27 se observa la forma modal de la estructura para el modo fundamental de vibrar, donde el cajón de cimentación tiende a rotar alrededor del eje X, esto se debe a la flexibilidad que se agregó en la base del modelo, al definir rigideces rotacionales.

Tabla 4.20. Periodos y participaciones de masa del modelo con base flexible final.

Caso de carga	Modo	Periodo (s)	Ux	Uy	Uz
MODAL	1	0.3181	0.0149	0.6058	0.0000
MODAL	2	0.3099	0.6015	0.0164	0.0014
MODAL	3	0.2126	0.0001	0.0000	0.0000
MODAL	4	0.1963	0.0004	0.0000	0.0000
MODAL	5	0.1897	0.0368	0.0000	0.0003

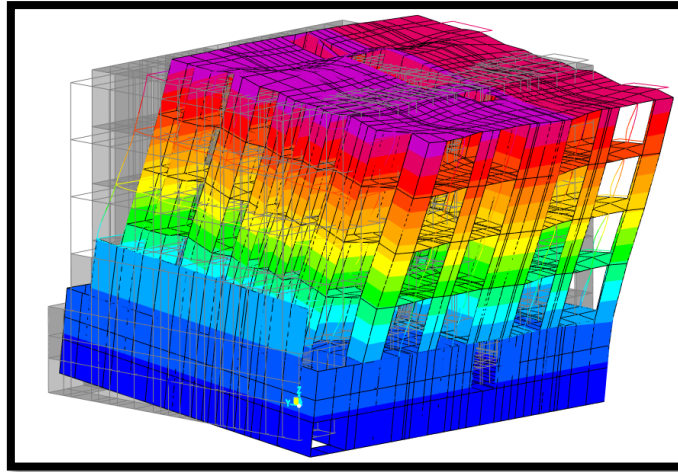


Figura 4.27. Forma modal para el modo fundamental de la estructura con base flexible

4.4.5. Amortiguamiento

Para modelar el amortiguamiento efectivo obtenido con la aproximación de las NTC S 20 (2020) en la Tabla 4.18, se utilizaron los coeficientes de masa y rigidez del modelo de Rayleigh, asociados a los primeros dos modos de vibrar de la estructura, para cada dirección de análisis sísmico.

4.4.6. Análisis tiempo historia con integración directa utilizando un registro sísmico

Con las respuestas de aceleraciones en la azotea resultantes de los análisis tiempo historia, se determinaron las funciones de transferencia para las dos direcciones de análisis. En la Figura 4.28 se observa la función de transferencia de la estructura para el análisis en dirección X, la cual reproduce de manera aproximada ($T_{ftx}=0.32$ s) la frecuencia asociada al periodo teórico de la estructura con base flexible en esa dirección ($T_{eix}= 0.32$ s), calculado en la Tabla 4.18. Además, en la Figura 4.29 se muestra la función de transferencia asociada al análisis en la dirección Y, la cual también reproduce de manera aproximada ($T_{fity}=0.32$ s) la frecuencia asociada al periodo teórico de la estructura con base flexible en esa dirección ($T_{eiy}=0.33$ s). Con estos resultados se verifica que, para modelos con resortes en la base, es factible estimar los periodos de la estructura a través de la respuesta de aceleraciones en la azotea, utilizando funciones de transferencia. Ya que se tuvo una diferencia máxima de apenas el 2% respecto al periodo teórico de la estructura con base flexible en dirección Y.

CAPÍTULO 4. MODELADO CON LA APROXIMACIÓN DE LAS NTC S 2020

En los modelos con resortes en la base, la determinación del periodo para base flexible del modelo se realiza a través de un análisis modal. Sin embargo, la calibración de las funciones de transferencia contra los periodos teóricos de base flexible, es útil para los modelos integrales. Cuando se utilizan modelos integrales, en su análisis modal, el suelo es el elemento que aporta más masa al sistema, y por consecuencia reproducirá el periodo fundamental del suelo y no el de la estructura con base flexible. Es por esto que, en este trabajo de investigación, se utilizarán funciones de transferencia para evaluar periodos en los modelos integrales.

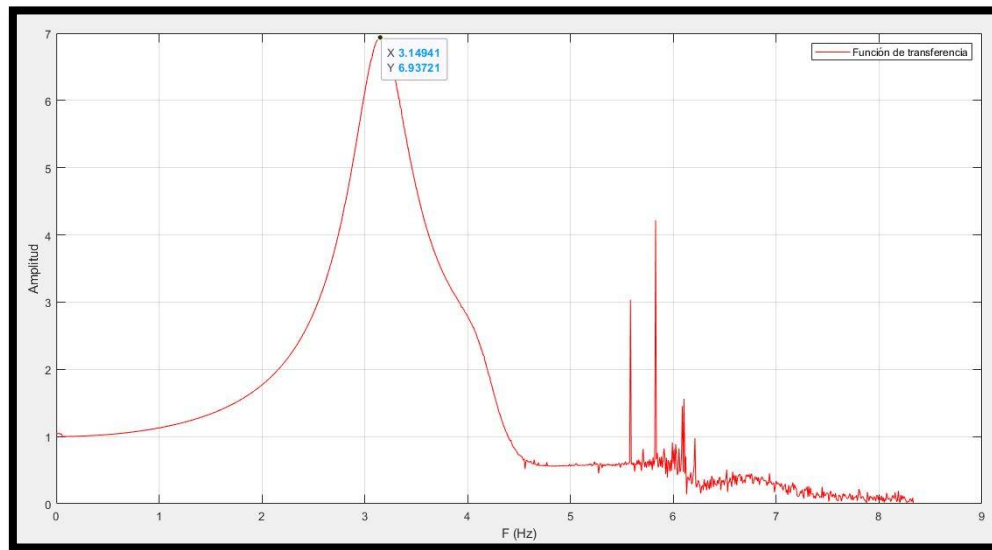


Figura 4.28. Función de transferencia de estructura, dirección X ($T_e=0.32$ s).

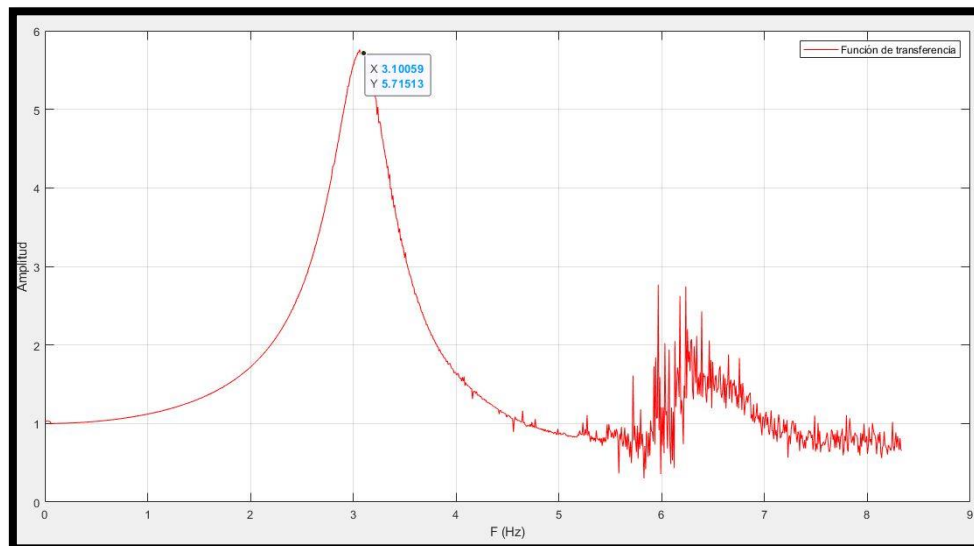


Figura 4.29. Función de transferencia de estructura, dirección Y ($T_e=0.32$ s).

Posteriormente se obtuvieron las respuestas de desplazamientos y aceleraciones en la azotea. En las figuras 4.30 y 4.32 se muestran los desplazamientos en la azotea para las dos direcciones de análisis, donde se observa que el máximo desplazamiento absoluto es de 7 cm para ambas direcciones. En las figuras 4.31 y 4.33 se muestran las aceleraciones de la azotea para ambas direcciones de análisis, donde se observa que la aceleración máxima absoluta desarrollada es de 0.90 m/s^2 para ambas direcciones. Como la edificación tiene una geometría cuadrada en planta, los resultados son similares para las dos direcciones, considerando que se utilizó la misma historia de aceleraciones para las dos direcciones ortogonales en planta.

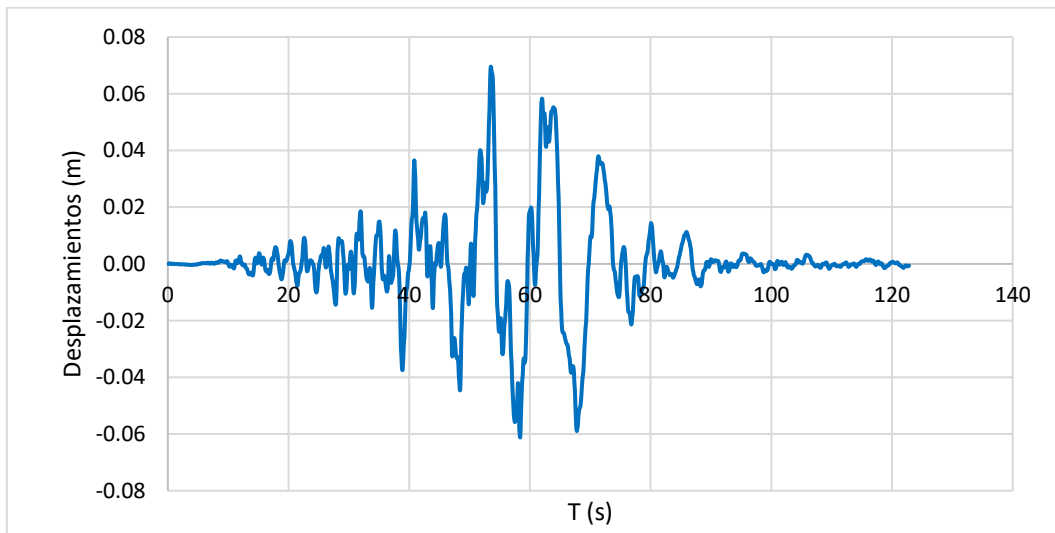


Figura 4.30. Desplazamientos en la azotea en dirección X.

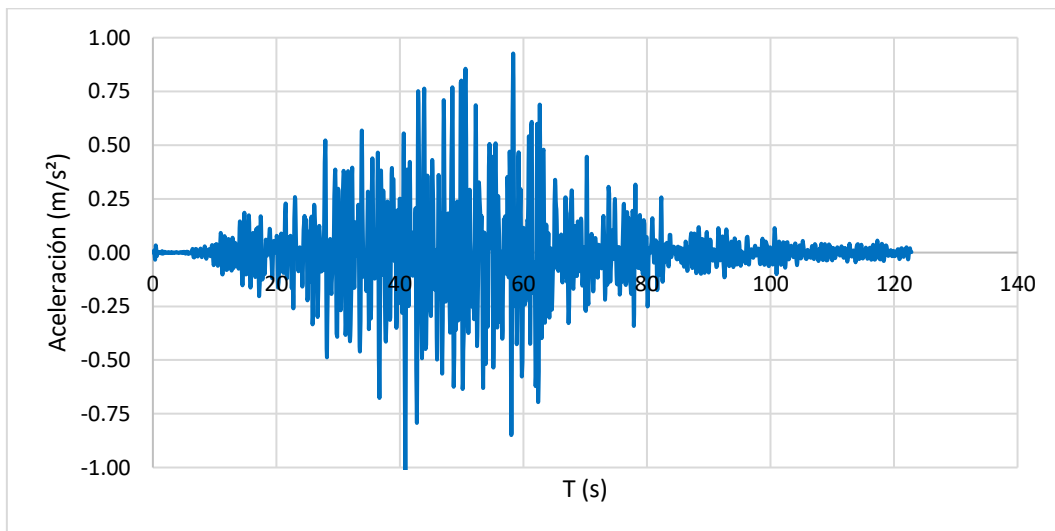


Figura 4.31. Aceleraciones en azotea en dirección X.

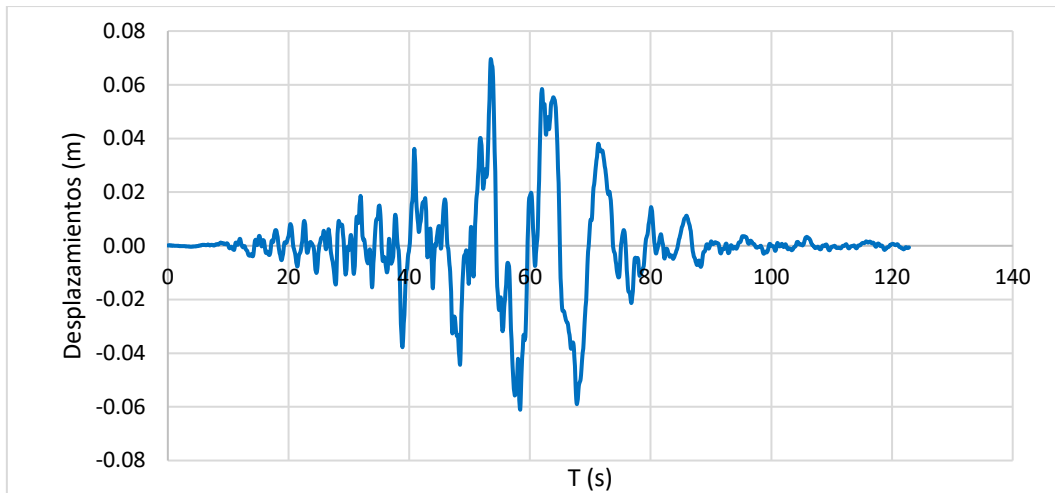


Figura 4.32. Desplazamientos en azotea en dirección Y.

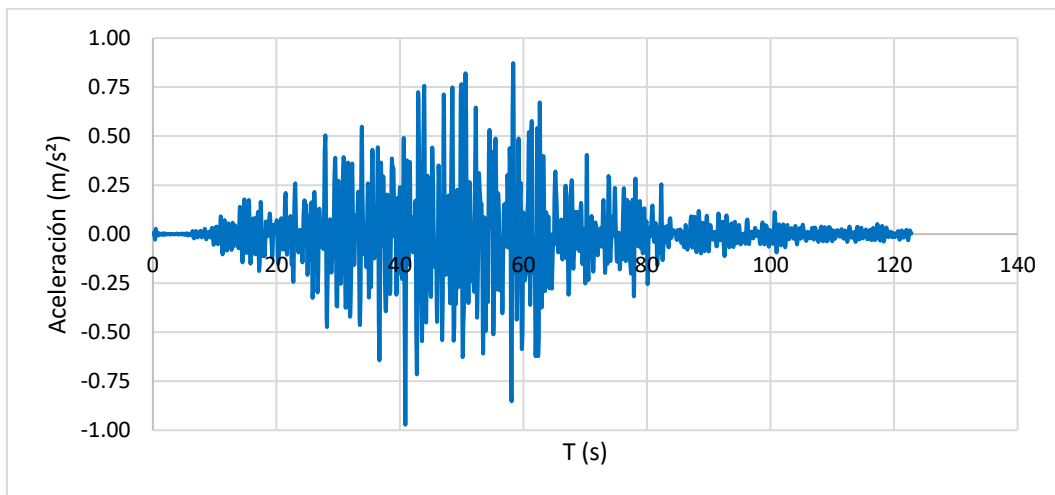


Figura 4.33. Aceleraciones en azotea en dirección Y.

Además de aceleraciones y desplazamientos de la estructura, se obtuvieron elementos mecánicos de algunos elementos estructurales de la edificación. En la Figura 4.34 se muestra la nomenclatura de las columnas del estacionamiento en las que se obtuvieron los elementos mecánicos. En la Tabla 4.21 se enlistan los elementos mecánicos máximos absolutos para las cuatro columnas seleccionadas, estos se obtuvieron para los casos de carga sísmicos en las dos direcciones de análisis. Se observa que los elementos mecánicos en las columnas, en general son pequeños, ya que la edificación tiene muros de mampostería y concreto, con los cuales se resiste la mayor parte de la carga axial, cortante y flexión de la estructura. Además, se observa que las columnas más demandadas son 1, 3 y 4, con mayores elementos mecánicos en las dos direcciones de análisis.

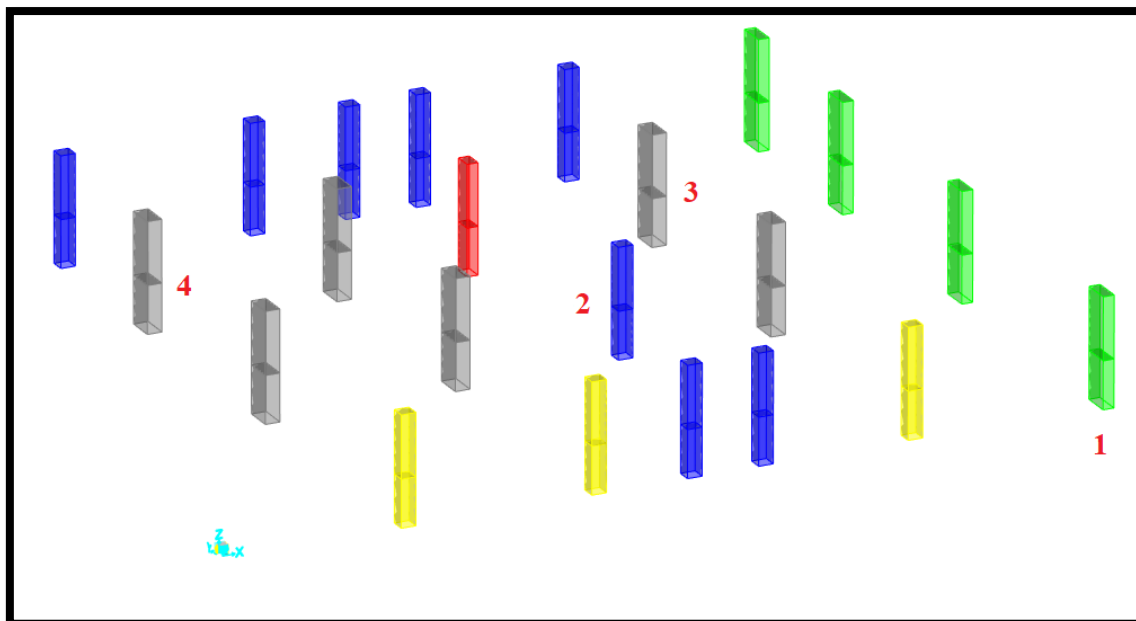


Figura 4.34. Nomenclatura de columnas donde se obtuvieron elementos mecánicos.

Tabla 4.21. Elementos mecánicos en columnas para sismo en dirección x.

Columna	Dirección X		
	Axial (tonf)	Cortante (tonf)	Momento (tonf*m)
1	5.67	0.84	0.73
2	2.95	0.2	0.3
3	3.83	1.32	1.6
4	6.97	0.54	0.52
Columna	Dirección Z		
	Axial (tonf)	Cortante (tonf)	Momento (tonf*m)
1	1.64	0.77	1.48
2	0.92	0.11	0.15
3	2.00	5.00	4.98
4	6.61	2.58	2.26

Además de los elementos mecánicos en las columnas, se obtuvieron los cortantes en cuatro muros seleccionados de planta baja, para los casos de carga sísmicos en las dos direcciones de análisis. En las figuras 4.35 y 4.36 se muestra la nomenclatura de los muros seleccionados para las dos direcciones de análisis.

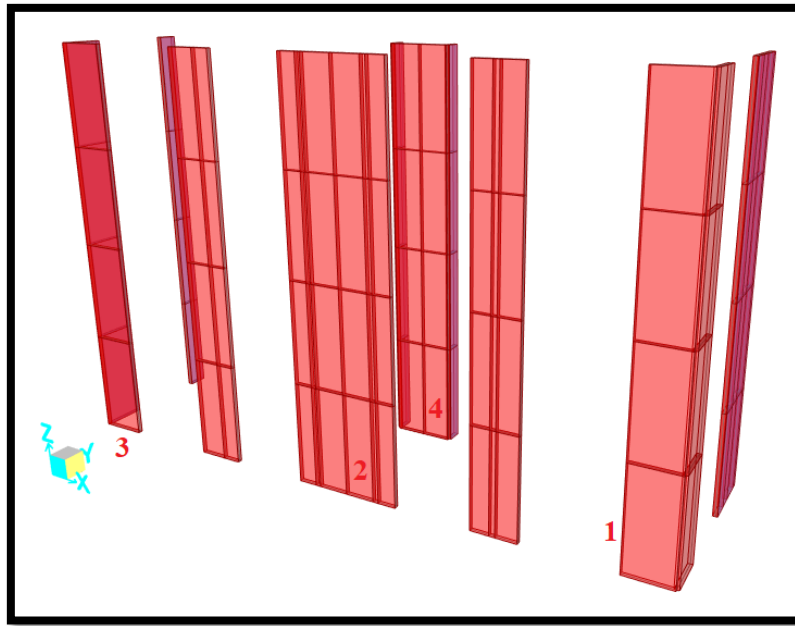


Figura 4.35. Nomenclatura de muros analizados en dirección X.

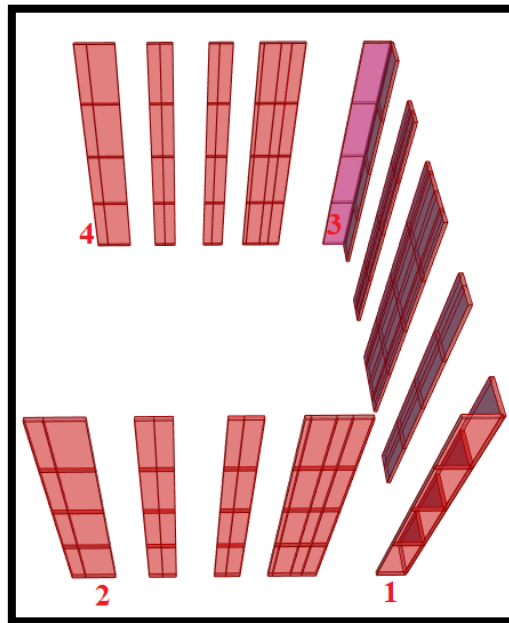


Figura 4.36. Nomenclatura de muros analizados en dirección Z.

CAPÍTULO 4. MODELADO CON LA APROXIMACIÓN DE LAS NTC S 2020

En la Tabla 4.22 se enlistan los resultados de los elementos mecánicos obtenidos de los ocho muros seleccionados para las dos direcciones de análisis. De estos muros se obtuvo la fuerza cortante máxima absoluta producida por la acción del sismo en las dos direcciones. Se seleccionaron los muros de manera que sean paralelos a la dirección en la que actúa el sismo en cada análisis. En estos resultados se observa que para la dirección X, los muros 2 y 3 que son un muro central y un muro de esquina, son los más demandados, con 16 y 17 tonf respectivamente. Mientras que en la dirección Z, los muros más demandados son el 3 y 4 que ambos son muros de esquina, con 7.5 y 8.9 tonf de cortante.

Tanto la respuesta en términos de desplazamientos y aceleraciones, como los elementos mecánicos obtenidos de columnas y muros, serán comparados y discutidos en el capítulo 6, contra los resultados obtenidos del modelo integral correspondiente. Este modelo tiene 5,972 elementos área, 977 barras y 5,237 nodos, el análisis tiempo historia con integración directa se realizó en un tiempo de 17 mín.

Tabla 4.22. Fuerza cortante en el plano de muros seleccionados.

Muro	Dirección X	Dirección Z
	Cortante X (tonf)	Cortante Z (tonf)
1	14.57	5.40
2	16.44	7.01
3	17.21	7.50
4	6.81	8.90

CAPÍTULO 5. MODELADO CON EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS (MODELO INTEGRAL)

5.1. Modelo integral de estructura simple

5.1.1. Análisis modal de estructura en base rígida y cálculo del peso total

El modelo de la estructura simple descrito en la sección 4.3.1. se desarrolló en ANSYS (2021) para analizar el comportamiento cuando interactúan la estructura, cimentación y suelo. Todos los elementos de la estructura y cimentación se modelaron con la masa que les corresponde según su peso volumétrico y dimensiones. La malla estructurada se definió de 1 m para toda la estructura como se observa en la Figura 5.1. Se realizó el análisis modal con la base empotrada y se determinaron los primeros diez modos de vibrar con sus factores de participación de masa, los cuales se enlistan en la Tabla 5.1. En estos resultados se observa que la suma de participación de masas traslacionales en los primeros dos modos es del 59%. Esto se debe a que la cimentación es considerablemente más rígida que la super estructura y por consecuencia, se deforma poco. Por lo que la masa de la cimentación tiene una participación pequeña, como se observa en la Figura 5.2 donde se muestra la forma modal para el modo fundamental de la estructura.

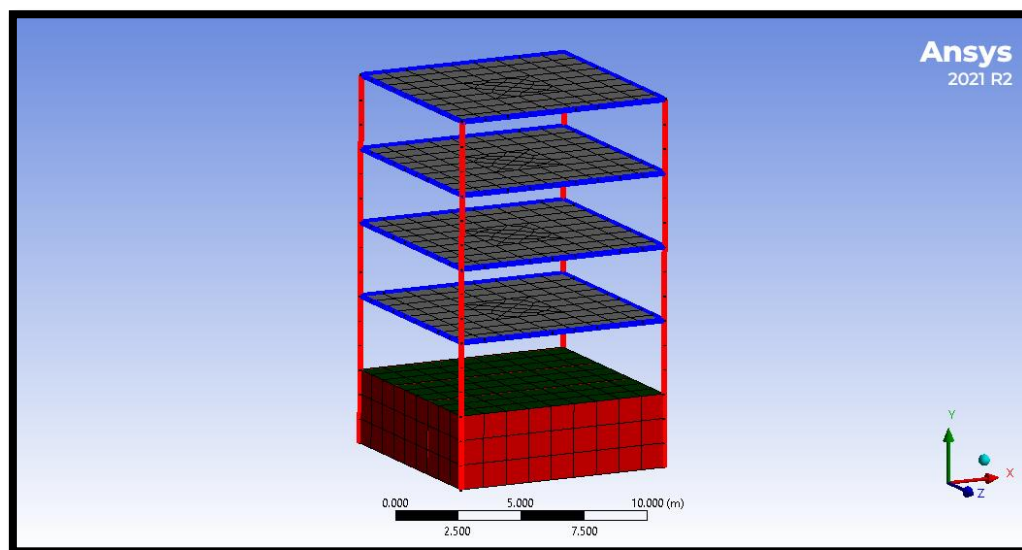


Figura 5.1. Modelo con malla de 1 m.

**CAPÍTULO 5. MODELADO CON EL MÉTODO
DE ELEMENTOS FINITOS**

Tabla 5.1. Periodos y factores de participación de masa de estructura simple con malla de 1m.

Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Factores de participación de masa					
			X	Y	Z	Rotación X	Rotación Y	Rotación Z
1	2.5340	0.3946	0.2885	0.0000	0.2991	0.3596	0.3767	0.3469
2	2.5340	0.3946	0.2991	0.0000	0.2885	0.3469	0.0000	0.3596
3	3.5865	0.2788	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.2306	0.0000
4	8.5789	0.1166	0.0369	0.0000	0.0383	0.0009	0.0482	0.0009
5	8.5790	0.1166	0.0383	0.0000	0.0369	0.0009	0.0000	0.0009
6	9.5406	0.1048	0.0000	0.1502	0.0000	0.0268	0.0000	0.0268
7	10.0530	0.0995	0.0000	0.1238	0.0000	0.0220	0.0000	0.0221
8	10.2020	0.0980	0.0000	0.0400	0.0000	0.0071	0.0000	0.0071
9	10.3350	0.0968	0.0000	0.0237	0.0000	0.0042	0.0000	0.0042
10	11.8140	0.0846	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0272	0.0000
Suma			0.6627	0.3377	0.6627	0.7684	0.6827	0.7684

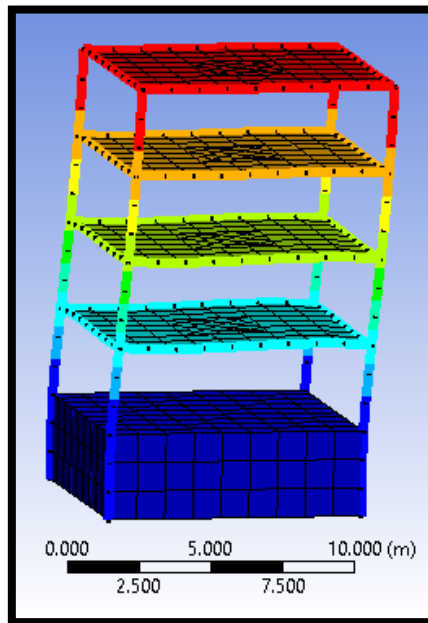


Figura 5.2. Configuración deformada para el modo fundamental de la estructura.

Los dos primeros modos de vibrar de la estructura están acoplados, ya que su forma modal es una traslación en diagonal, como se observa en la Figura 5.3. Para obtener los periodos asociados a la traslación en las dos direcciones ortogonales en planta, sin acoplamiento de modos, la malla de elementos finitos se redujo hasta lograr que se desacoplen. El modelo con malla de 0.10 m mostrado en la Figura 5.4 tiene formas modales para los dos primeros modos de vibrar en traslación en las direcciones Z y X, como es de esperarse ya que el modelo es completamente simétrico.

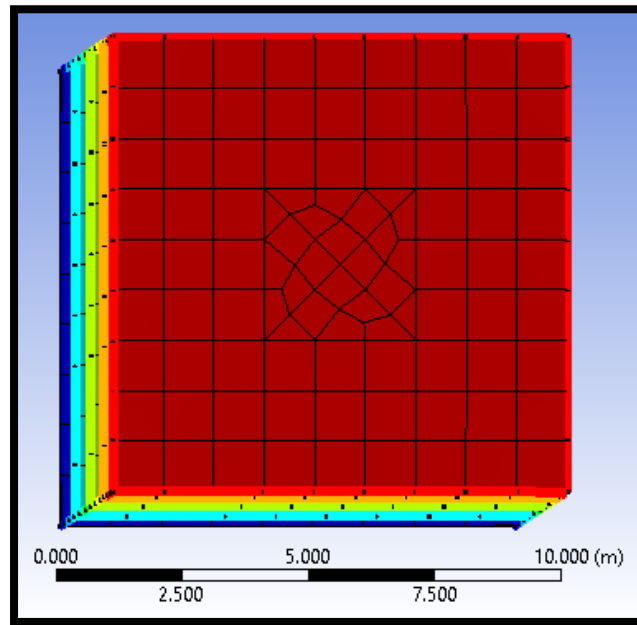


Figura 5.3. Forma modal de primer modo vista en planta.

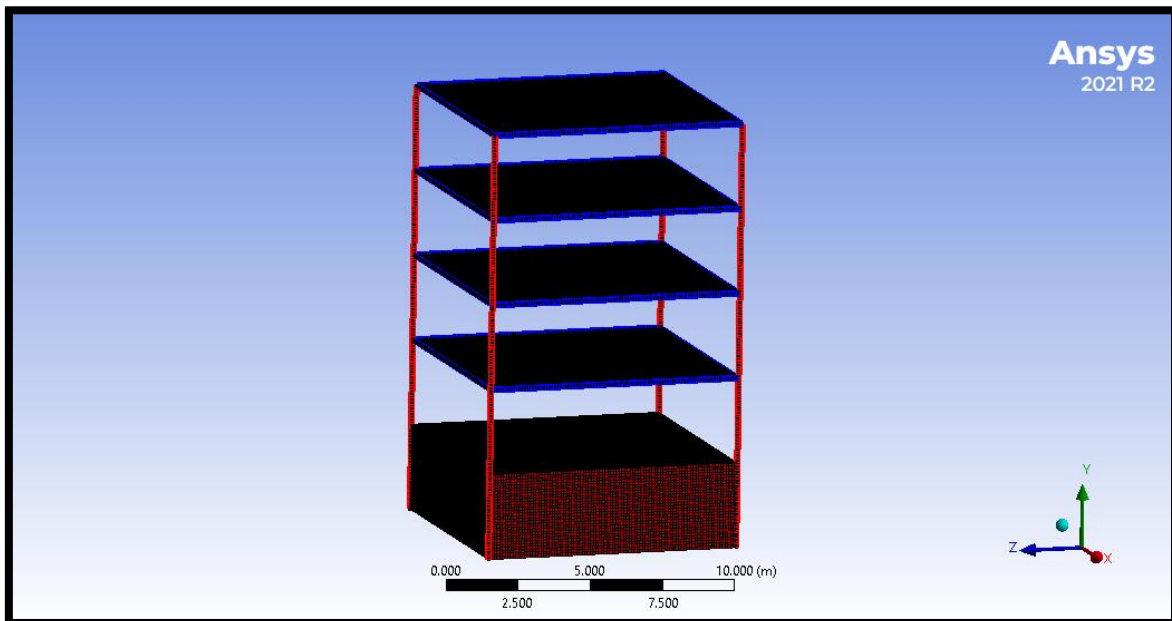


Figura 5.4. Modelo con malla de 0.10 m.

CAPÍTULO 5. MODELADO CON EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

Los primeros diez modos de vibrar para el modelo con malla estructurada de 0.10 m, se enlistan en la Tabla 5.2. Se observa que los periodos del modelo para ambas mallas se mantienen alrededor de 0.4 s. La participación de masa se mantuvo constante en ambos casos, siendo del 58% sin embargo, para la malla de 10 cm los modos se desacoplan. Se observa que el primer modo de traslación se da en la dirección del eje Z y el segundo modo es una traslación en dirección del eje X. Estos valores de periodos y participación de masa son datos necesarios para la determinación de los periodos de la estructura con base flexible.

Tabla 5.2. Periodos y factores de participación de estructura simple con malla de 0.10 m.

Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Factores de participación de masa					
			X	Y	Z	Rotación X	Rotación Y	Rotación Z
1	2.5009	0.3999	0.0115	0.0000	0.5800	0.6933	0.1373	0.0137
2	2.5009	0.3999	0.5800	0.0000	0.0115	0.0137	0.2419	0.6933
3	3.5317	0.2831	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.2324	0.0000
4	8.4728	0.1180	0.0015	0.0000	0.0719	0.0014	0.0169	0.0000
5	8.4728	0.1180	0.0719	0.0000	0.0015	0.0000	0.0302	0.0014
6	9.3598	0.1068	0.0000	0.1436	0.0000	0.0256	0.0000	0.0256
7	9.8408	0.1016	0.0000	0.1195	0.0000	0.0213	0.0000	0.0213
8	9.9789	0.1002	0.0000	0.0423	0.0000	0.0075	0.0000	0.0075
9	10.1030	0.0990	0.0000	0.0234	0.0000	0.0042	0.0000	0.0042
10	11.6630	0.0857	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0264	0.0000
Suma			0.6649	0.3287	0.6649	0.7670	0.6851	0.7670

Se determinó el peso total de la estructura incluyendo la masa de la cimentación, el peso propio de los elementos y las cargas muertas y vivas accidentales. En la Figura 5.5 se muestra la configuración deformada de la estructura, teniendo una reacción vertical de 650 tonf.

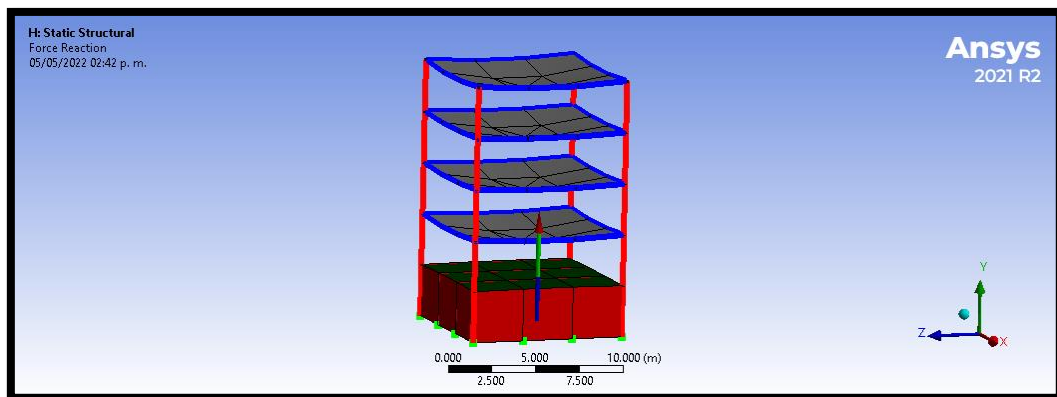


Figura 5.5. Configuración deformada de la estructura.

5.1.2. Desarrollo de modelo integral y malla de transición

La malla del suelo se modeló en formato CAD utilizando elementos sólidos 3D, como se muestra en la Figura 5.6, teniendo un ancho de suelo en planta determinado a través de la ecuación (2.8). Posteriormente se exportó la geometría en formato IGES y se cargó al módulo de geometría de ANSYS (2021), como se muestra en la Figura 5.7. Posteriormente se construyó el estrato de suelo con las propiedades de la Tabla 2.22 en el módulo Workbench de ANSYS (2021).

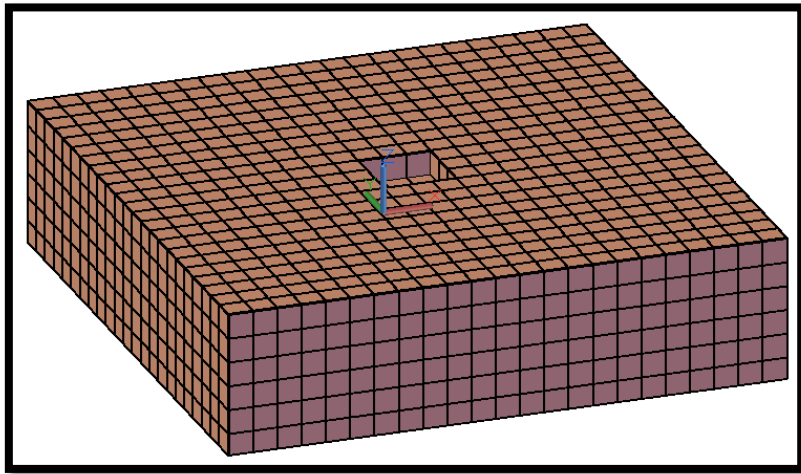


Figura 5.6. Malla CAD de suelo con elementos sólidos 3D.

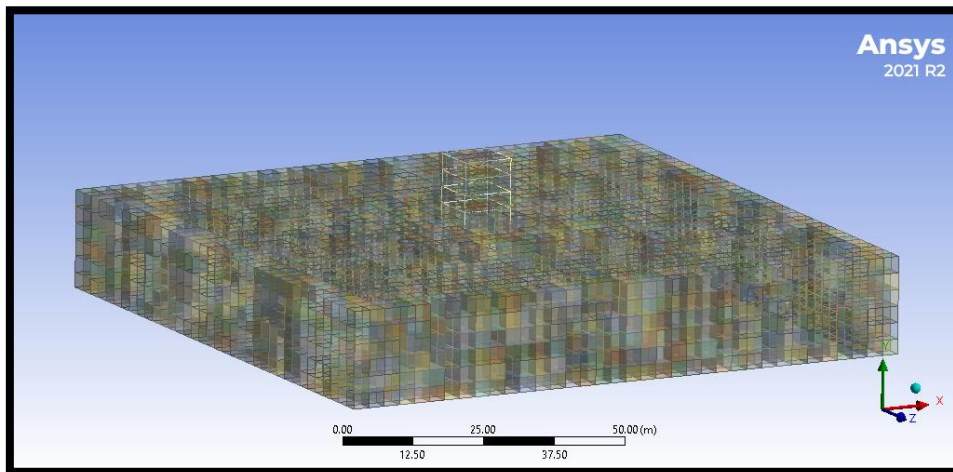


Figura 5.7. Geometría de suelo CAD importada en ANSYS Workbench.

CAPÍTULO 5. MODELADO CON EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

Una de las dificultades al realizar modelos integrales es que la malla de elementos finitos de la cimentación debe conectar con la malla del suelo, para que se asegure la compatibilidad de los desplazamientos y no queden elementos desconectados. La malla de transición se configuró a través de las herramientas que proporciona el menú de mallado del programa ANSYS (2021). En la Figura 5.8 se muestra la definición de las restricciones de tamaño de malla asignadas al modelo.

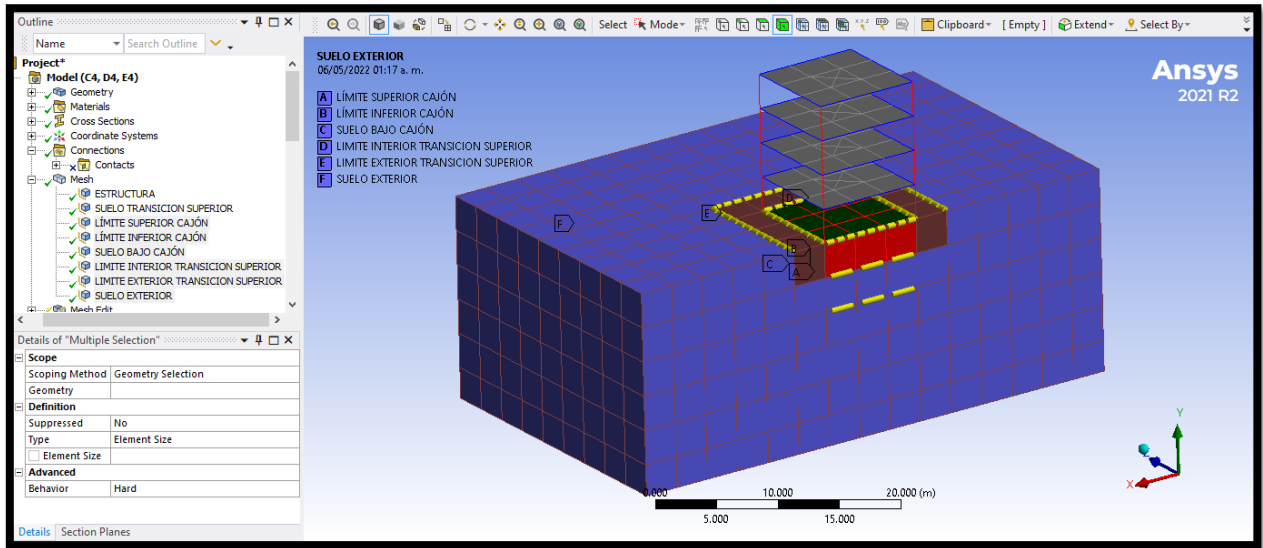


Figura 5.8. Construcción de malla de transición.

En la Figura 5.9 se muestra el modelo integral con malla de transición no estructurada entre los elementos de la cimentación y el suelo en la vecindad de la edificación. Esta malla de transición rodea todos los lados de la cimentación, y conecta los elementos del cajón, que tienen un tamaño máximo de 1 m, con los elementos del suelo con un tamaño máximo de 3 m. En la Figura 5.10 se muestra un corte que pasa por el cajón de cimentación, donde se observa la conexión entre el cajón y el suelo inferior. Además, en la Figura 5.11 se muestra el modelo integral completo donde el suelo exterior tiene una malla de 3 m.

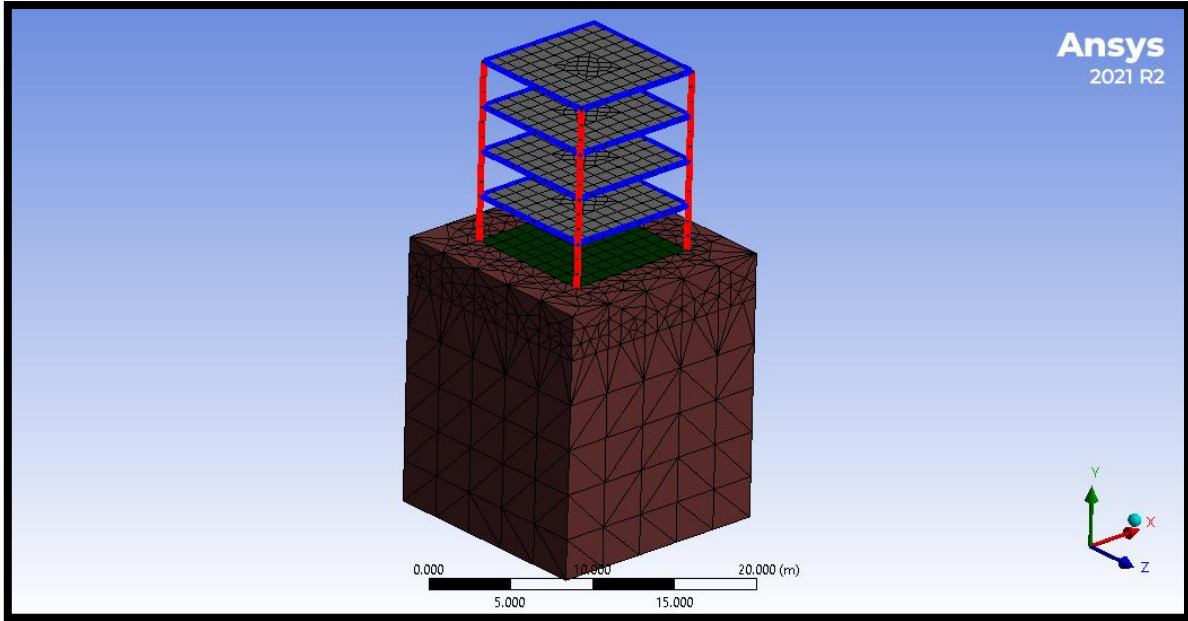


Figura 5.9. Malla de transición en la vecindad del cajón de cimentación.

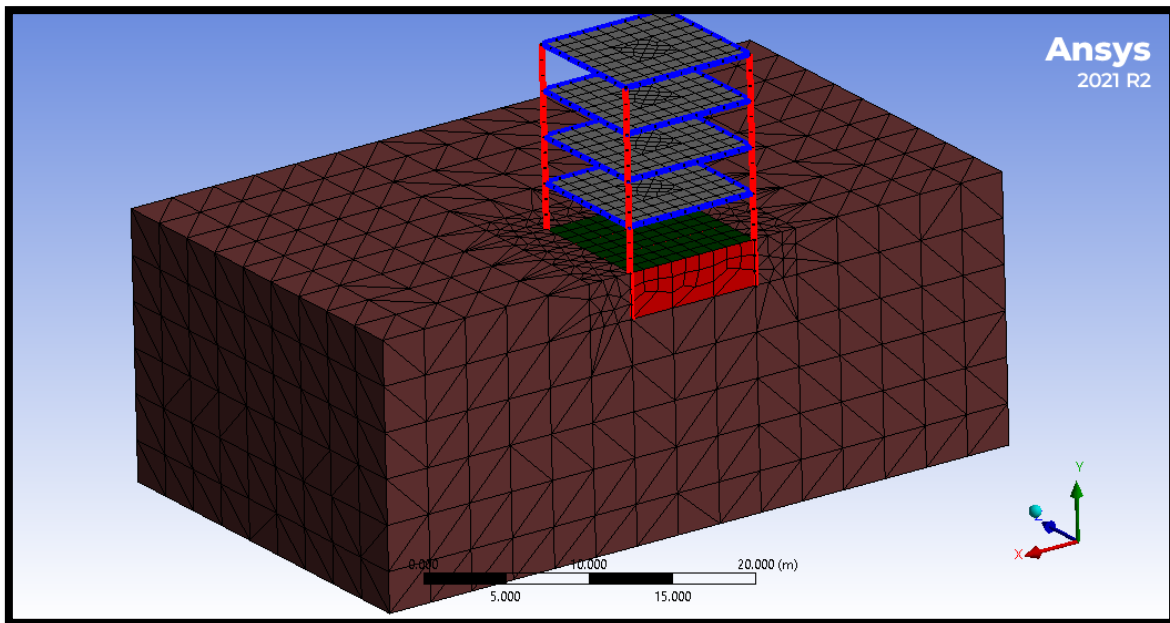


Figura 5.10. Corte del estrato de suelo.

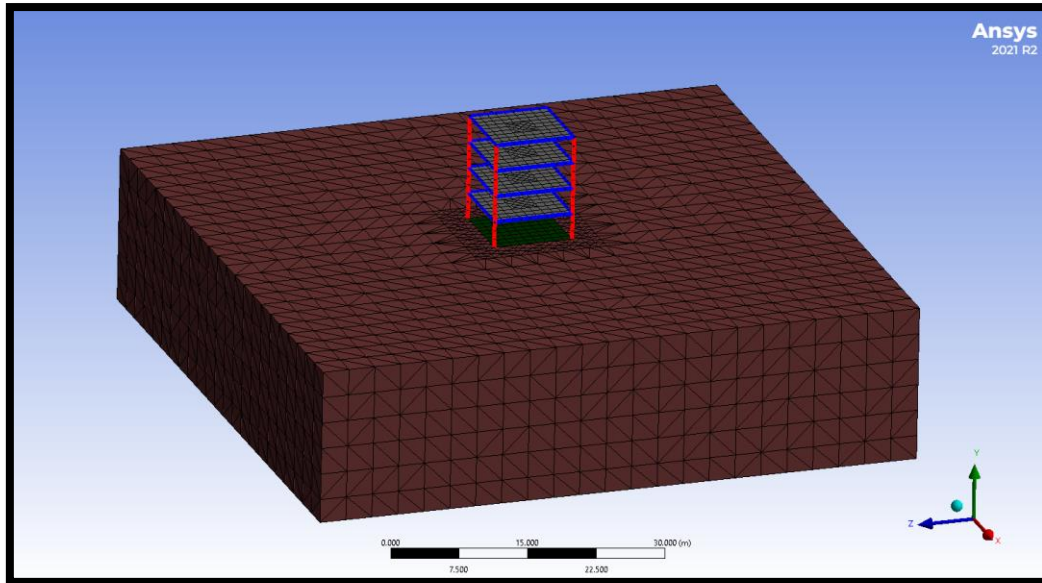


Figura 5.11. Modelo integral de estructura simple.

5.1.3. Amortiguamiento

Una vez realizada la malla de elementos finitos, se definió el amortiguamiento del sistema completo. Como el suelo es el material predominante en el modelo integral y la estructura se consideró con el mismo valor de amortiguamiento crítico que el suelo, se eligió 5% como el valor representativo de todo el sistema. Esta fracción de amortiguamiento crítico se modeló a través de los coeficientes de masa y rigidez del modelo de amortiguamiento de Rayleigh, y estos coeficientes se asignaron al modelo a través del menú de configuraciones de ANSYS (2021).

5.1.4. Condiciones de apoyo

La condición de apoyo del modelo integral se asignó con apoyos empotrados en toda la base del estrato de suelo, como se observa en la Figura 5.12. Esto debido a que el ancho en planta modelado del estrato, se determinó según lo indicado en la sección 2.5.2. de tal manera que el modelo reproduzca adecuadamente el periodo teórico del suelo, sin tener que definir condiciones de apoyo laterales en el estrato. A pesar de que las condiciones de frontera laterales no son estrictamente validas, pues no se modelaron fronteras absorbentes, los resultados obtenidos respecto a la respuesta de la estructura son razonables para los fines de esta investigación.

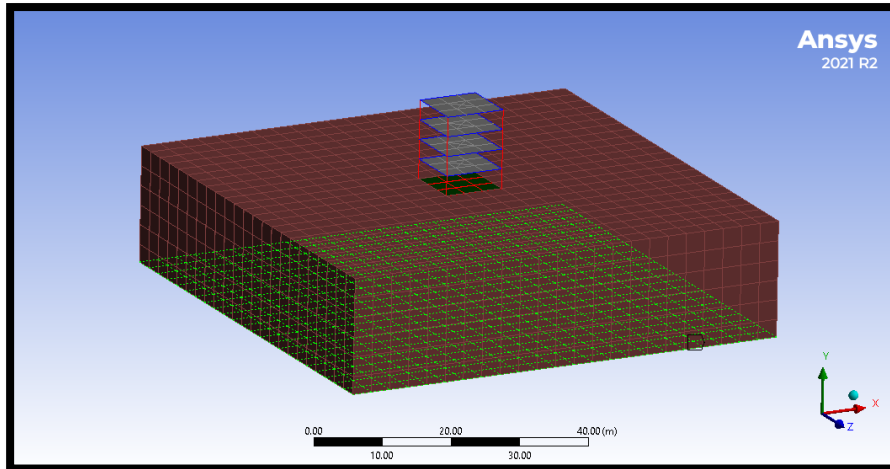


Figura 5.12. Condición de empotramiento en base del estrato de suelo.

5.1.5. Análisis modal

Se realizó el análisis modal para verificar el periodo fundamental que reproduce el modelo integral. En la Figura 5.13 se muestra la forma modal para el modo fundamental del sistema. Es en las formas modales donde se puede comprobar gráficamente si la malla está realizada correctamente y si todos los nodos dentro de la tolerancia definida se colapsaron adecuadamente. Esto se comprueba dado que todo el suelo se deforma junto con la estructura y no queda ningún nodo desconectado. En la Tabla 5.3 se enlistan los periodos y factores de participación de masa para los primeros diez modos de vibrar, donde se observa que el modelo tiene un periodo fundamental ($T_s=0.63$ s), que es igual al periodo del suelo reproducido en ausencia de la estructura y similar al periodo teórico del suelo ($T_s=0.60$ s) calculado en la Tabla 3.2. Con este resultado se puede observar que la presencia de la estructura no modifica el comportamiento dinámico global del estrato de suelo.

En este modelo integral, la estructura ocupa una pequeña fracción de la masa total del sistema, alrededor del 1% y el suelo el 99% restante, por lo que la estructura tiene una participación muy pequeña en la respuesta total del sistema. Es decir, si el primer modo tiene un factor de participación del 78%, aproximadamente el 1% de ese valor le corresponde a la estructura y el resto al suelo. Esto tiene implicaciones importantes, ya que, si se realizan análisis modales espectrales o análisis paso a paso, es necesario tomar un gran número de modos de

CAPÍTULO 5. MODELADO CON EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

vibrar del sistema para que participe la estructura. Para este trabajo de investigación, la respuesta de mayor interés es la de la estructura, por lo que los análisis tiempo historia realizados a los modelos integrales, serán con integración directa, para así evitar el problema de la mayor influencia de la masa del suelo en el sistema en análisis modales.

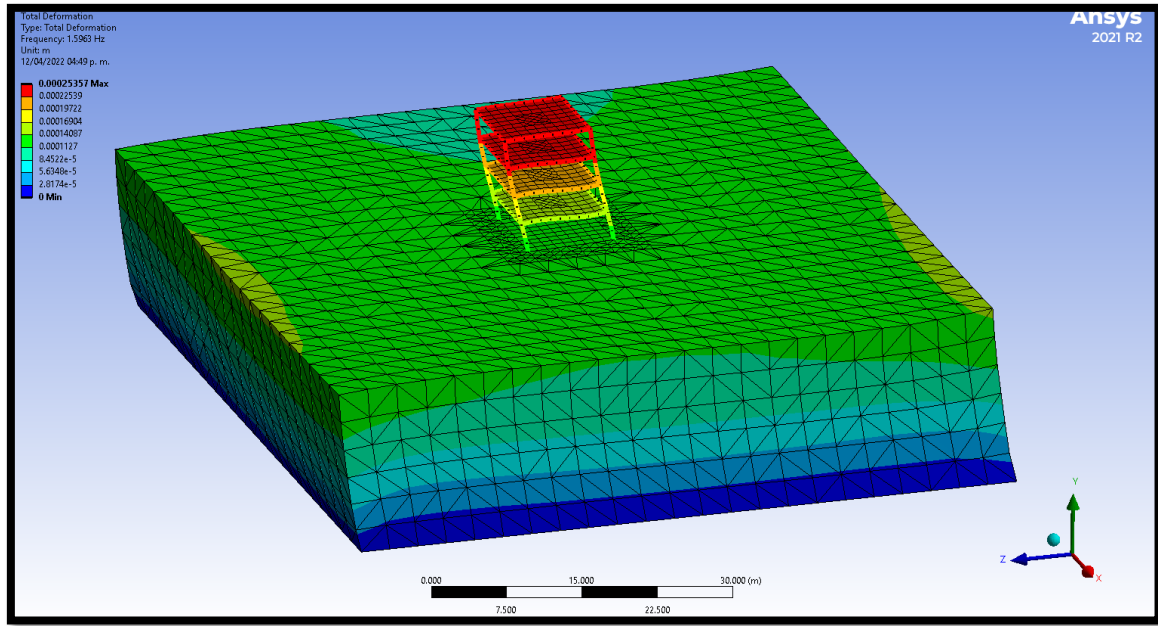


Figura 5.13. Modo fundamental del modelo.

Tabla 5.3. Modos de vibrar y factores de participación de modelo integral.

Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Factores de participación de masa					
			X	Y	Z	Rotación X	Rotación Y	Rotación Z
1	1.5963	0.6264	0.0070	0.0000	0.7761	0.0050	0.0263	0.0000
2	1.6029	0.6239	0.7777	0.0000	0.0071	0.0001	0.0176	0.0055
3	1.6506	0.6058	0.0001	0.0000	0.0001	0.0000	0.7545	0.0000
4	1.9467	0.5137	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000
5	2.0598	0.4855	0.0026	0.0000	0.0001	0.0003	0.0002	0.0083
6	2.0623	0.4849	0.0021	0.0000	0.0003	0.0010	0.0000	0.0043
7	2.0667	0.4839	0.0001	0.0000	0.0037	0.0106	0.0001	0.0001
8	2.3260	0.4299	0.0014	0.0000	0.0005	0.0005	0.0001	0.0018
9	2.3305	0.4291	0.0007	0.0000	0.0016	0.0014	0.0000	0.0004
10	2.3709	0.4218	0.0000	0.0136	0.0000	0.0004	0.0000	0.0004
Suma			0.7917	0.0137	0.7896	0.0194	0.7989	0.0208

5.1.6. Análisis tiempo historia con integración directa función seno

Para verificar si el modelo integral reproduce el periodo del suelo ($T_s=0.60$ s) y de la estructura con base flexible ($T_{eix}=T_{eiy}=0.44$ s), calculado en la Tabla 4.8, se realizaron análisis tiempo historia con integración directa para las dos direcciones ortogonales en planta del modelo. Se aplicaron desplazamientos en la base del modelo como movimiento de entrada. Se utilizó la historia de tiempo tabulada de los desplazamientos asociados a la aceleración de una función seno con una frecuencia “ f ” de 0.5 hz. Esta historia de tiempo tiene 1024 puntos, con un diferencial de tiempo “ dt ” de 0.06 s. Las expresiones utilizadas se muestran en las ecuaciones (5.1) y (5.2).

$$u'' = \text{sen}(2\pi f * t) \quad (5.1)$$

$$u = -\frac{1}{(2\pi f)^2} \text{sen}(2\pi f * t) \quad (5.2)$$

En la Figura 5.14 se muestra la historia de desplazamientos “ u ” aplicada en la base del modelo y en la Figura 5.15 se muestra la función de transferencia que representa la respuesta del suelo. En esta función de transferencia se observa que se reproduce para el primer modo de vibrar, una frecuencia similar ($T_{fts}=0.62$ s) a la asociada al periodo teórico del suelo ($T_s=0.60$ s), teniendo una diferencia entre ellas del 3%. Además, en la Figura 5.16 se muestra la función de transferencia obtenida con las aceleraciones leídas en la azotea de la estructura y en la superficie del estrato de suelo, para el análisis en la dirección X. En esta función de transferencia se observa que la curva en su primer modo reproduce una frecuencia ($T_{ftx}=0.47$ s) aproximada a la asociada al periodo teórico en base flexible para la dirección X ($T_{eix}=0.44$ s), calculado en la Tabla 4.8. Para la dirección Z se obtuvo la función de transferencia mostrada en la Figura 5.17, donde se observa que también se reproduce de manera aproximada ($T_{ftz}=0.47$ s) la frecuencia asociada al periodo de la estructura con base flexible ($T_{eiz}=0.44$ s), calculado en la Tabla 4.8. En los dos periodos obtenidos con las funciones de transferencia, la diferencia contra los periodos teóricos de base flexible, es del 7% en ambas direcciones de análisis.

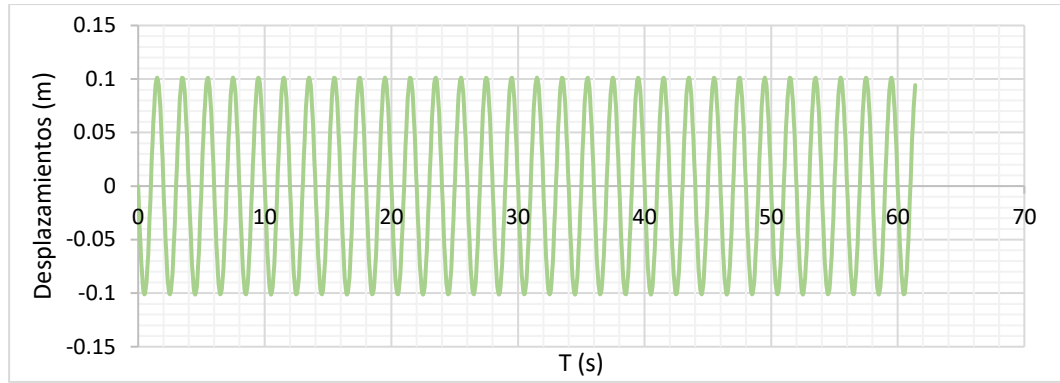


Figura 5.14. Historia de desplazamientos aplicados en la base del modelo.

Dado que el modelo es completamente simétrico y que se utilizó el mismo registro de aceleraciones para ambas direcciones de análisis, los resultados para la dirección X y la dirección Z son similares. En conclusión, observando los resultados de las funciones de transferencia, el modelo reproduce de manera razonable tanto el periodo del suelo como el periodo de la estructura con base flexible, para una historia de desplazamientos de una sola frecuencia. Por lo que es razonable realizar una comparativa con un modelo que tenga de entrada, una historia de desplazamientos con un contenido de frecuencias más amplio para verificar la calidad de los resultados obtenidos en funciones de transferencia.

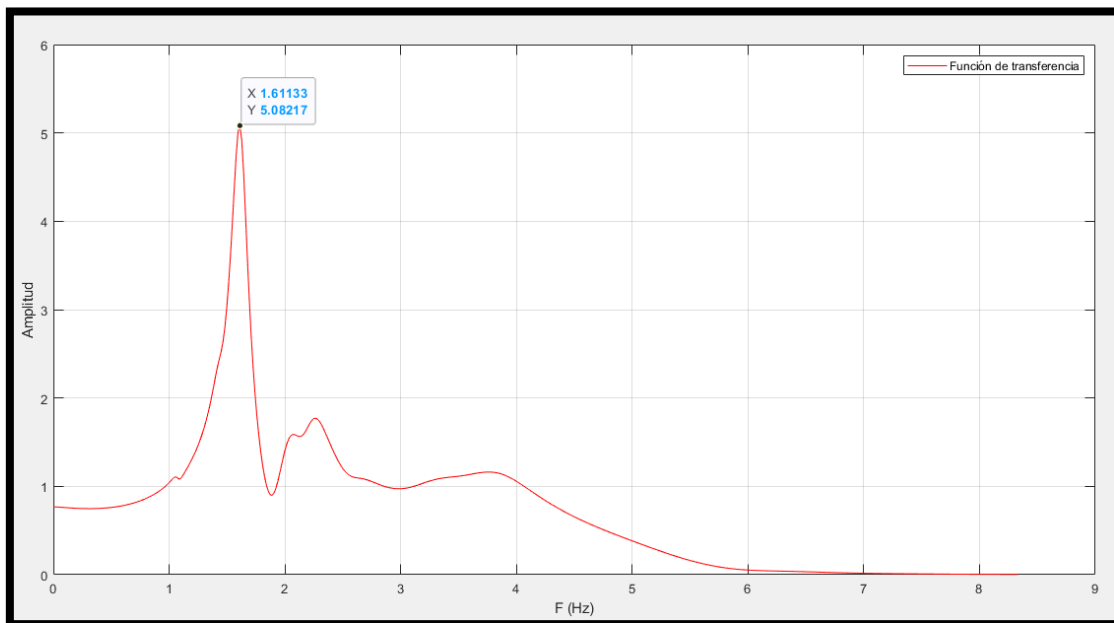


Figura 5.15 Función de transferencia del suelo en dirección X, ($T_s=0.62$ s).

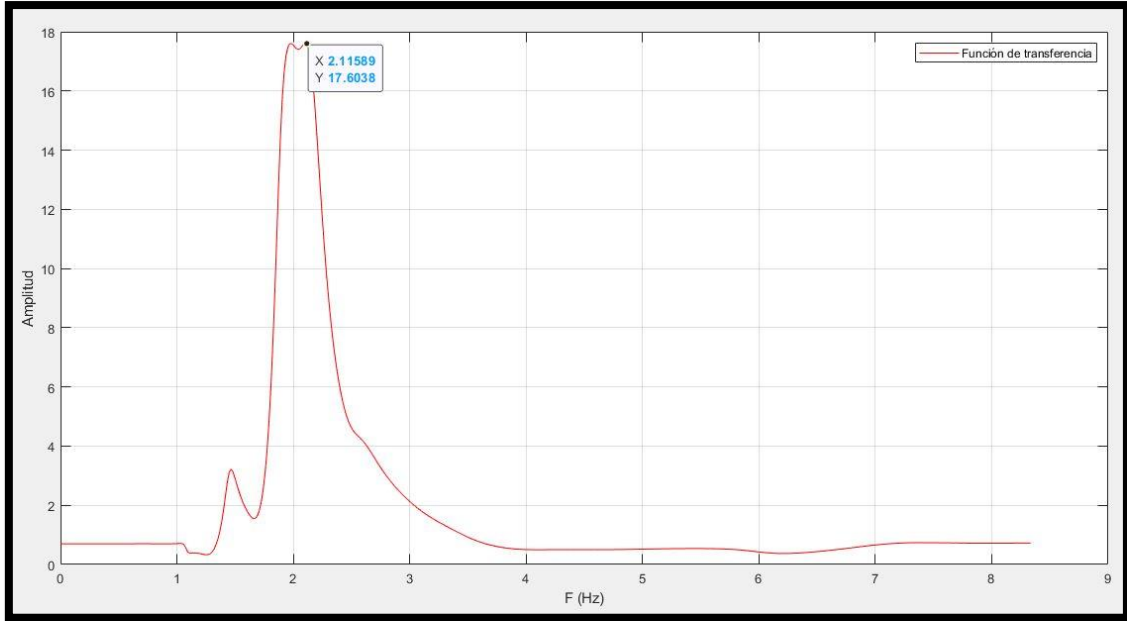


Figura 5.16. Función de transferencia de estructura en dirección X, ($T_e = 0.47$ s).

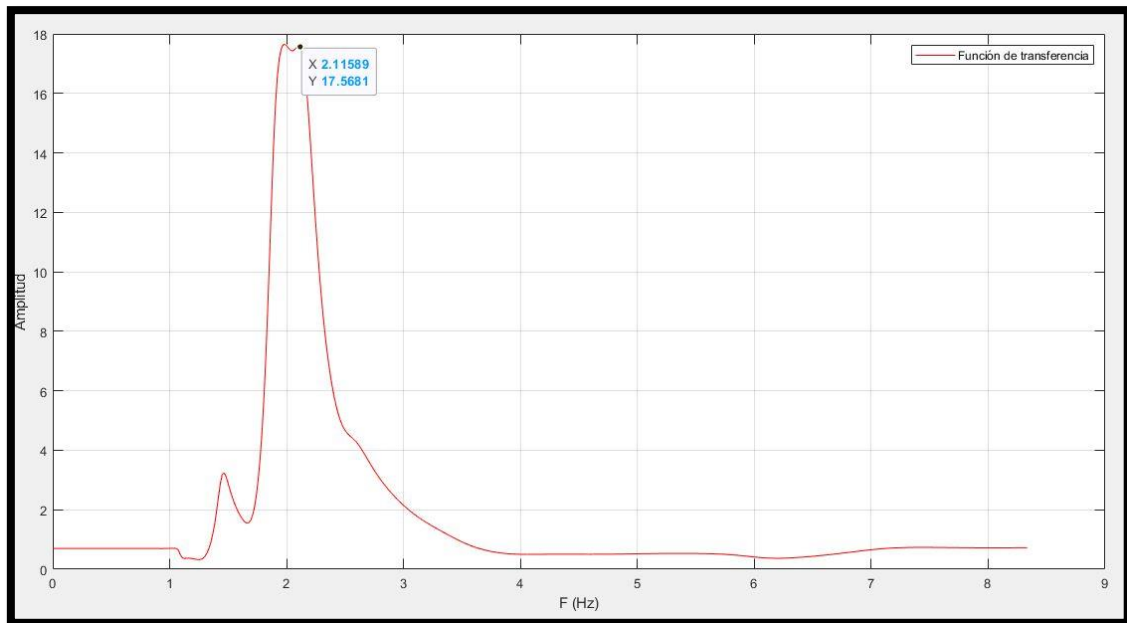


Figura 5.17. Función de transferencia de estructura en dirección Z, ($T_e = 0.47$ s).

5.1.7. Análisis tiempo historia con integración directa utilizando un registro sísmico

Para verificar la aproximación que se puede obtener de una función de transferencia a los periodos del suelo y de la estructura con base flexible, se utilizó como historia de aceleraciones de entrada un acelerograma sintético. Este acelerograma fue solicitado al portal SASID para suelo tipo 1 en zona de lomas, estación C.U. Se seleccionó el registro para suelo firme porque se aplicará en la base del modelo integral, y al pasar el movimiento por el estrato de suelo modelado, la señal se verá afectada por los efectos de sitio del estrato. Este acelerograma se diezmó, corrigió por línea base, filtró y se verificó que no tuviera desplazamientos residuales. En la Figura 5.18 se muestra la función de transferencia del suelo, la cual reproduce aproximadamente, con una diferencia del 3% ($T_{fts}=0.62$ s) la frecuencia asociada al periodo teórico del suelo ($T_s=0.6$ s). En las figuras 5.19 y 5.20 se muestran las funciones de transferencia de la estructura para el análisis en dirección X y Z respectivamente. En estas curvas se observa que sus primeros modos, reproducen frecuencias aproximadas ($T_{ftx}=T_{ftz}=0.47$ s) a las frecuencias asociadas a los periodos teóricos de los dos primeros modos de vibrar de la estructura con base flexible ($T_{eix}=T_{eiz}=0.44$ s), calculados en la Tabla 4.8. Se observa que la diferencia entre los resultados de las funciones de transferencia y los periodos teóricos para base flexible, tienen diferencias del 7%, al igual que con la función periódica.

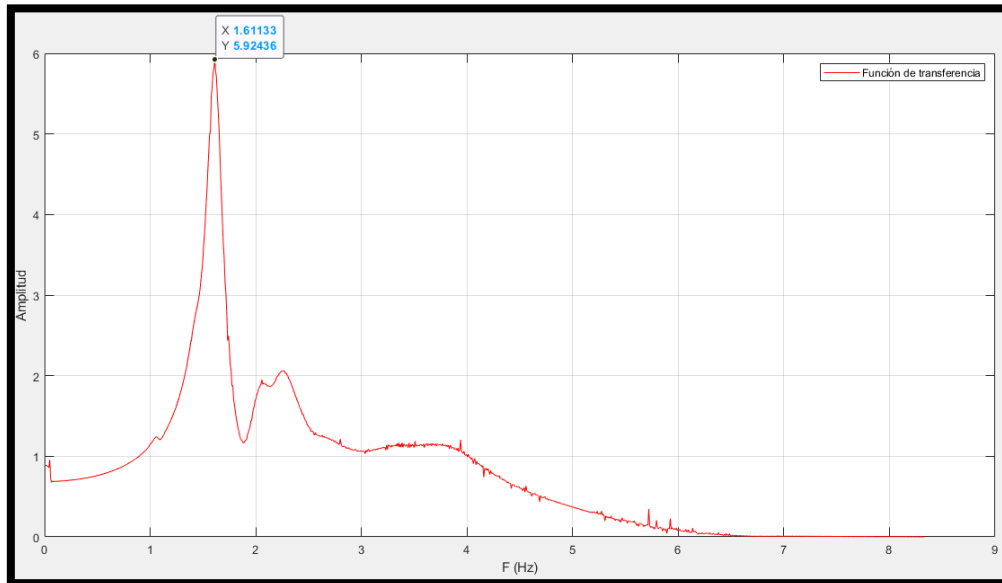


Figura 5.18. Función de transferencia de suelo en dirección X ($T_s=0.62$ s).

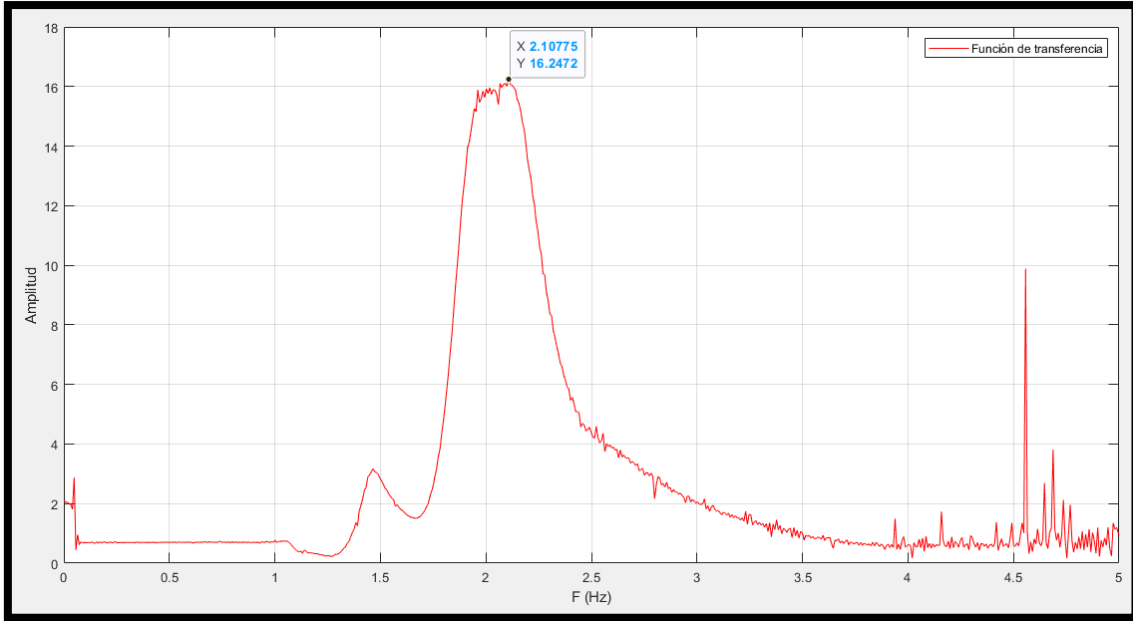


Figura 5.19. Función de transferencia de estructura en dirección X ($T_e=0.47$ s).

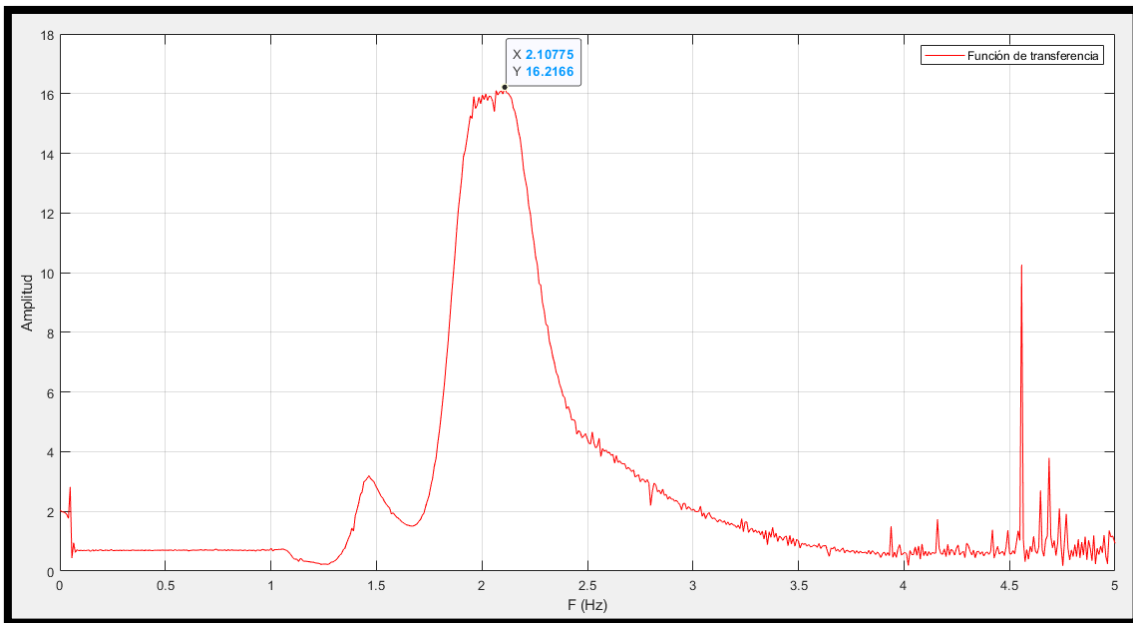


Figura 5.20. Función de transferencia de estructura en dirección Z ($T_e=0.47$ s).

Las respuestas estructurales fueron obtenidas en términos de desplazamientos y aceleraciones, donde los puntos de interés son la azotea, y el fondo del cajón de cimentación. Para la azotea, se evaluó la historia de desplazamientos y aceleraciones, y se determinaron los valores máximos absolutos de estas dos respuestas, para las dos direcciones de análisis.

CAPÍTULO 5. MODELADO CON EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

Las aceleraciones resultantes en la base del cajón de cimentación del modelo integral, involucran los efectos de la interacción cinemática y efectos de sitio. Sin embargo, al hacer el análisis tiempo historia del modelo integral con la masa de los elementos de la estructura, esta se deforma debido a las fuerzas inerciales propias de la masa. Por esta razón la historia de aceleraciones resultante en el fondo del cajón de cimentación incluye los efectos de la deformación de la estructura. Al utilizar esta historia de aceleraciones como señal de entrada para el modelo con resortes en la base, se está incluyendo el efecto de deformación de la estructura del modelo integral, por lo que se duplicará este efecto al deformarse la estructura del modelo con resortes en la base. Se considera que este efecto duplicado tiene una influencia pequeña en los resultados. Sin embargo, si se desea realizar un análisis más refinado, se debe retirar la masa a la edificación del modelo integral, para obtener la historia de aceleraciones en el fondo de cajón de cimentación, sin incluir el efecto de la deformación de la estructura. Otra opción simplificada es utilizar la solución de Kausel, con la limitante que esta considera un cimiento infinitamente rígido y de sección circular, además de no tomar en cuenta el tamaño del cimiento en planta.

En las Figura 5.21 y 5.23 se observan las historias de desplazamientos de la azotea, teniendo un desplazamiento máximo absoluto para las dos direcciones de análisis de 5 cm. En las Figura 5.22 y 5.24 se observan las historias de aceleraciones en la azotea, teniendo una aceleración máxima absoluta de 2.44 m/s^2 para ambas direcciones. En estos resultados se observa que la variación entre los valores máximos de desplazamientos y aceleraciones en ambas direcciones de análisis es del orden del 1%, debido a la simetría del modelo integral y que se utilizó el mismo registro de aceleraciones para ambas direcciones.

Para la revisión de elementos mecánicos se eligieron como elementos representativos las cuatro columnas de la planta baja mostradas en la Figura 5.25. En la Tabla 5.4 se enlistan los resultados máximos absolutos para los elementos mecánicos de las columnas seleccionadas. Se observa que existe una variación del orden del 10% en las cargas axiales, cortantes y momentos para las cuatro columnas en una misma dirección de análisis. Estos resultados sugieren que los elementos mecánicos son más sensibles a pequeños cambios en el modelo, que la respuesta de desplazamiento y aceleración. Los periodos, aceleraciones, desplazamientos y elementos mecánicos obtenidos de este modelo, serán comparados y discutidos en el capítulo 6, contra los

resultados obtenidos del modelo de estructura simple con resortes en la base, para identificar diferencias y similitudes entre los resultados de ambos modelos.

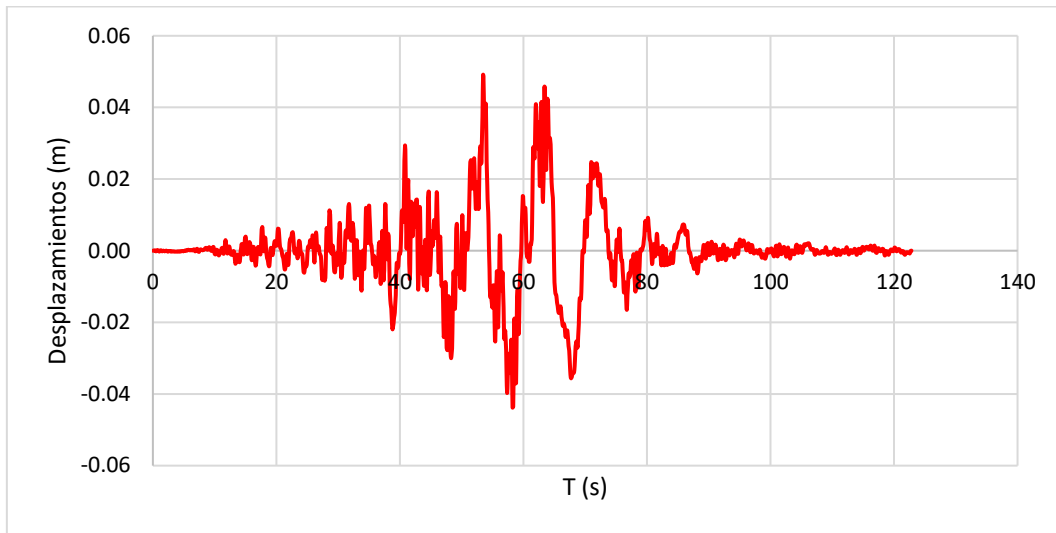


Figura 5.21. Desplazamientos de azotea en dirección X.

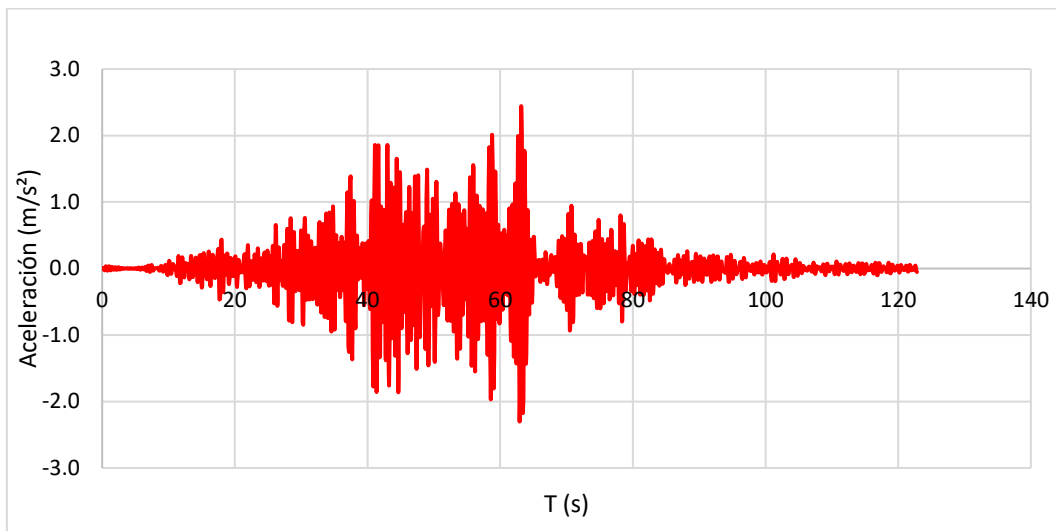


Figura 5.22. Aceleraciones de azotea en dirección X.

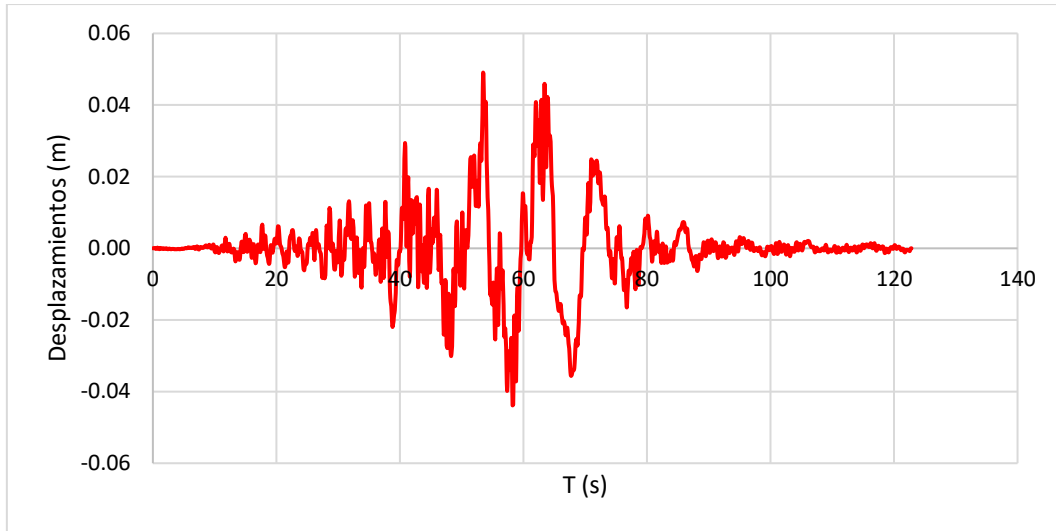


Figura 5.23. Desplazamientos de azotea en dirección Z.

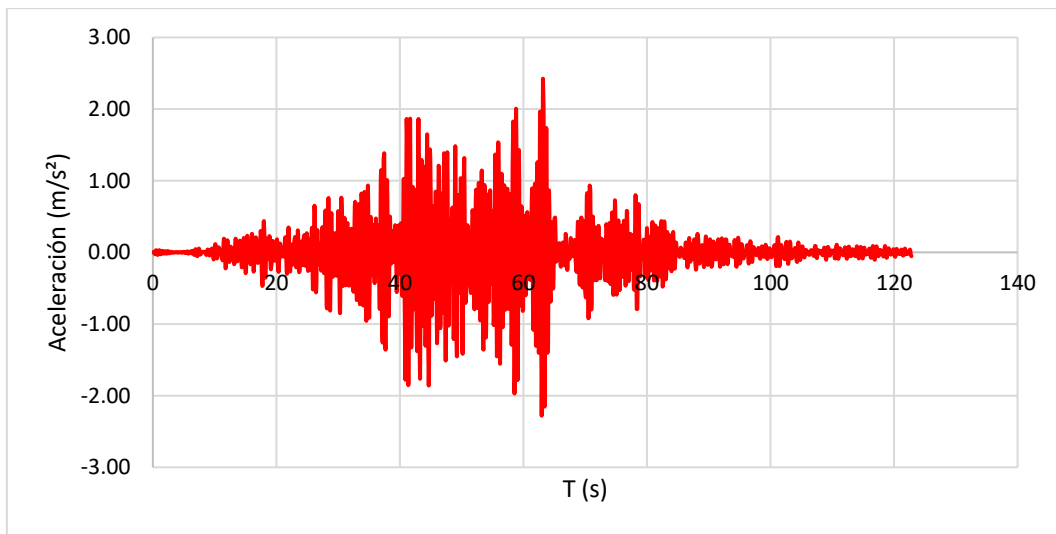


Figura 5.24. Aceleraciones de azotea en dirección Z.

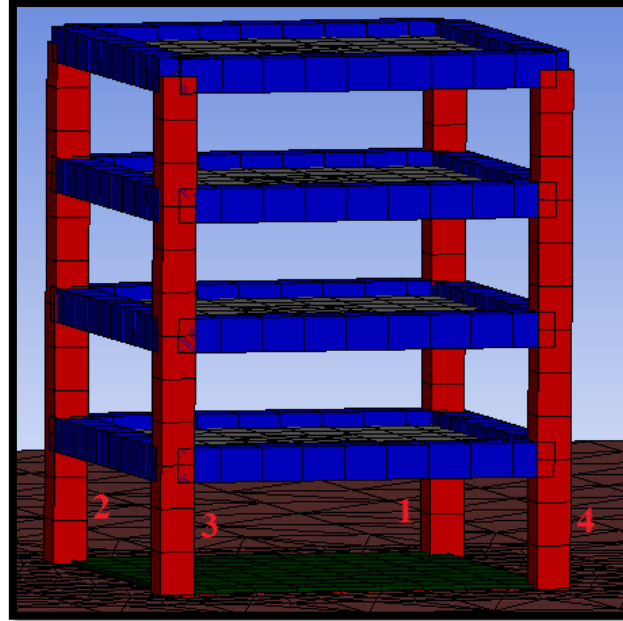


Figura 5.25. Columnas seleccionadas para evaluar elementos mecánicos.

Tabla 5.4. Elementos mecánicos en columnas.

Dirección X				
Elemento mecánico	Columna 1	Columna 2	Columna 3	Columna 4
Axial (tonf)	31.67	31.73	29.25	29.20
Cortante (tonf)	21.74	21.68	21.63	21.48
Momento (tonf*m)	43.68	43.53	43.42	43.13
Dirección Z				
Elemento mecánico	Columna 1	Columna 2	Columna 3	Columna 4
Axial (tonf)	28.90	29.28	31.44	31.64
Cortante (tonf)	19.87	20.03	20.01	19.88
Momento (tonf*m)	43.02	43.48	43.42	43.09

Este modelo tiene 43,025 elementos y 8,889 nodos, el análisis tiempo historia con integración directa se realizó en un tiempo de 3 hrs por cada dirección de análisis.

5.1.8. Análisis tiempo historia utilizando contactos

Otra de las opciones exploradas para realizar análisis tiempo historia con integración directa en modelos integrales, fue utilizar elementos de contacto para conectar las mallas de diferente tamaño (cimentación y suelo). Esto evitaría tener que realizar mallas de transición, y mallas estructuradas donde se asegure la conectividad entre todos los nodos del modelo, con lo cual se ahorraría bastante tiempo tanto en la elaboración del modelo integral, como de costo computacional al hacer los análisis. En la Figura 5.26 se muestra la geometría de suelo utilizada para realizar el modelo integral, donde se definieron condiciones de apoyo empotrado en toda la base del estrato de suelo. Se observa que se tienen solo dos bloques de suelo que conectan en algunos vértices con el cajón de cimentación de la estructura, dejando así, nodos del cajón de cimentación en contacto con aristas de los sólidos 3D que modelan el suelo. En las figuras 5.27 y 5.28 se muestra respectivamente la malla estructurada realizada tanto a la estructura, como al suelo, y un acercamiento a la zona entre la cimentación y el suelo. Se observa que hay una gran cantidad de nodos desconectados entre los elementos del cajón de cimentación y los elementos del suelo, debido a que las mallas no coinciden. Si se solicitara realizar un análisis modal a esta estructura sin utilizar contactos, el suelo y la estructura se moverían de manera independiente en las formas modales, ya que solo los unen cuatro nodos donde coinciden las mallas de ambos, y los periodos tendrían valores imprecisos. Sin embargo, como se utilizaron los contactos que ANSYS Workbench (2021) genera cuando se importan geometrías de sólidos tridimensionales en las que los vértices no coinciden, sí se puede realizar el análisis modal del modelo integral.

En la Figura 5.29 se muestra la forma modal asociada al modo fundamental del modelo integral, en la cual se observa que tanto la estructura, como el suelo se deforman de manera conjunta, gracias a que los contactos aseguran la compatibilidad de desplazamientos entre los elementos que tienen los contactos modelados. En la Tabla 5.5 se enlistan los resultados de periodos y factores de participación para los primeros diez modos de vibrar del modelo integral. En estos resultados se observa que los periodos obtenidos son similares a los obtenidos del modelo integral con malla de transición en la Tabla 5.3, con una diferencia en el modo fundamental de apenas el 1%. Esto parecería indicar que es factible realizar modelos integrales con contactos, sin embargo, los contactos aseguran solo la compatibilidad de desplazamientos, hay que verificar otras respuestas estructurales para determinar si esto es factible o no.

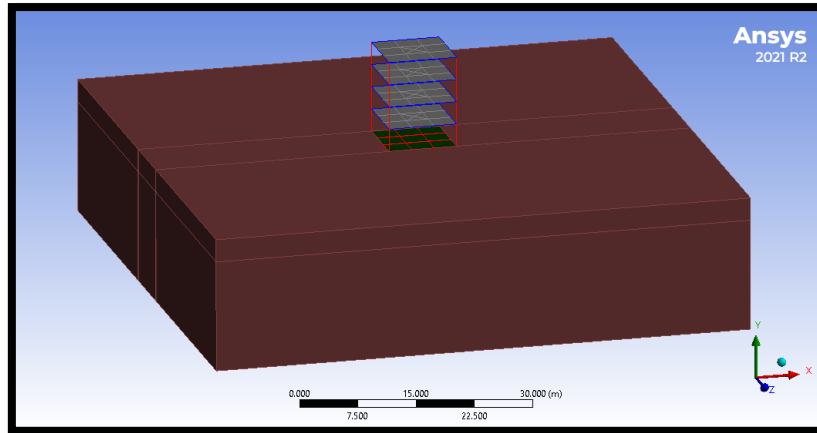


Figura 5.26. Modelo integral con contactos.

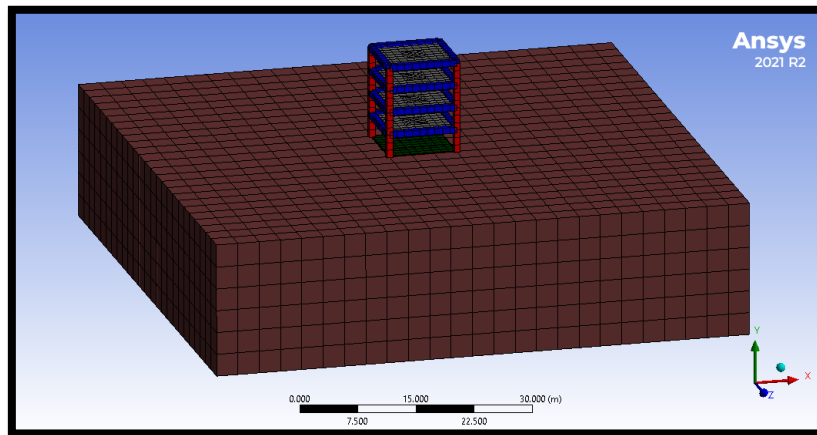


Figura 5.27. Modelo integral mallado con contactos.

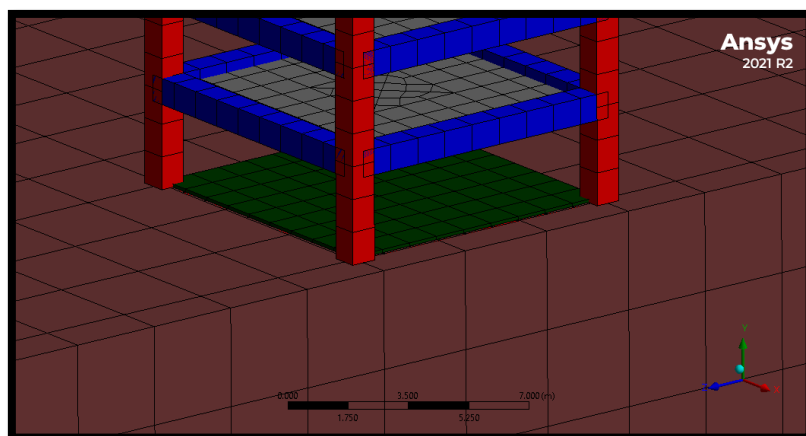


Figura 5.28. Ampliación de malla entre cimentación y suelo.

**CAPÍTULO 5. MODELADO CON EL MÉTODO
DE ELEMENTOS FINITOS**

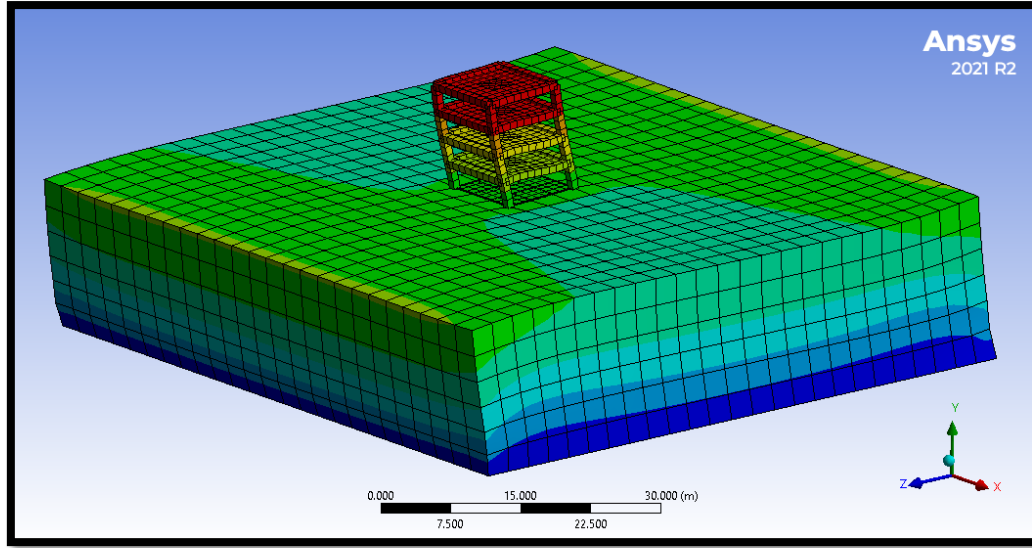


Figura 5.29. Forma modal con contactos.

Tabla 5.5. Análisis modal de estructura con contactos.

Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Factores de participación de masa					
			X	Y	Z	Rotación X	Rotación Y	Rotación Z
1	1.5763	0.6344	0.0000	0.0000	0.7740	0.0033	0.0178	0.0000
2	1.5763	0.6344	0.7740	0.0000	0.0000	0.0000	0.0178	0.0033
3	1.6000	0.6250	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.7503	0.0000
4	1.8690	0.5350	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5	1.9243	0.5197	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6	1.9365	0.5164	0.0029	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0106
7	1.9365	0.5164	0.0000	0.0000	0.0029	0.0106	0.0001	0.0000
8	2.1257	0.4704	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
9	2.1982	0.4549	0.0000	0.0000	0.0011	0.0052	0.0000	0.0000
10	2.1982	0.4549	0.0011	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0052
Suma			0.7780	0.0000	0.7780	0.0190	0.7861	0.0190

En la Figura 5.30 se muestra la función de transferencia para el análisis en dirección X, obtenida de leer las aceleraciones en la superficie del estrato de suelo y la aceleración aplicada en la base del estrato. De esta figura se observa que el modelo no representa de manera adecuada la respuesta de un estrato, a diferencia de lo obtenido en los modelos de suelo 2D y 3D realizados con mallas estructuradas y de transición en este trabajo de investigación. Además, en la Figura 5.31, se obtuvo la función de transferencia de la estructura, para la dirección de análisis X y esta función tampoco representa los modos de vibrar de la estructura. Con estos resultados se

comprueba que el análisis con contactos no da buenos resultados al evaluar las funciones de transferencia. Dados estos resultados se procede a revisar la respuesta de aceleraciones leídas en la azotea para ver por qué se obtienen resultados imprecisos en la función de transferencia. En la Figura 5.32 se muestra la comparativa entre la aceleración aplicada en la base del modelo en color rojo, la cual es una señal senoidal de frecuencia de 0.5 hz y la historia de aceleraciones leídas en la azotea en color azul. En la curva azul se observa un comportamiento impreciso, ya que se espera que, por el amortiguamiento modelado en el modelo integral, la aceleración en la azotea pase de una respuesta transitoria a una estacionaria y esto no se cumple. Por estos resultados, se concluye que no es conveniente realizar análisis paso a paso en modelos integrales con contactos, ya que estos solo aseguran la compatibilidad de desplazamientos, como se observó en los resultados del análisis modal. Sin embargo, no se cumple para aceleraciones. Esto se observa al ver que las funciones de transferencia no dan los resultados esperados y al estudiar la historia de aceleraciones en la azotea, el comportamiento tampoco es el esperado. Es por esto que lo más recomendable es construir modelos integrales donde se asegure la conexión entre todos los nodos de la estructura, suelo y cimentación, ya sea con mallas estructuradas o mallas de transición. Este modelo tiene 5,151 elementos y 5,744 nodos, el análisis tiempo historia con integración directa se realizó en un tiempo de 10 mín por cada dirección de análisis.

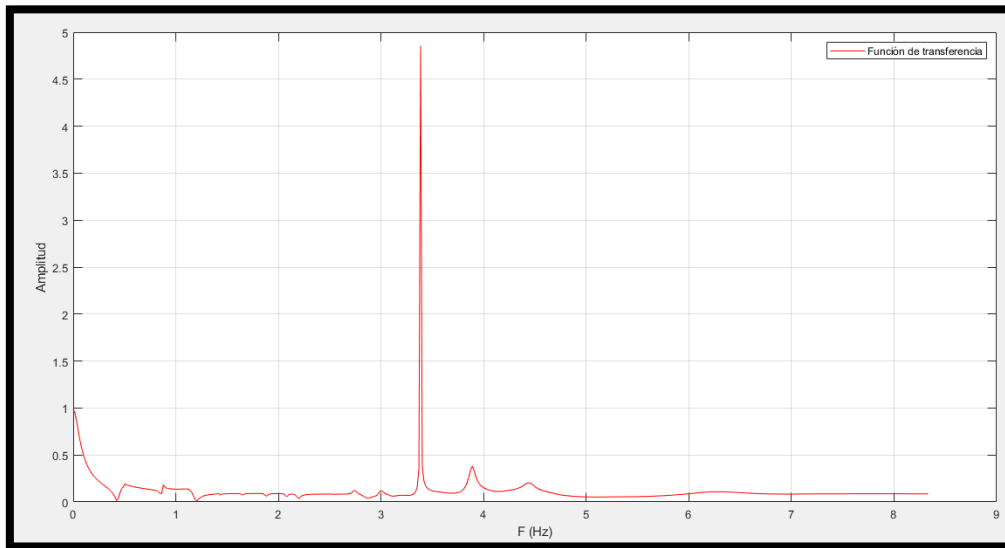


Figura 5.30. Función de transferencia del suelo en dirección X.

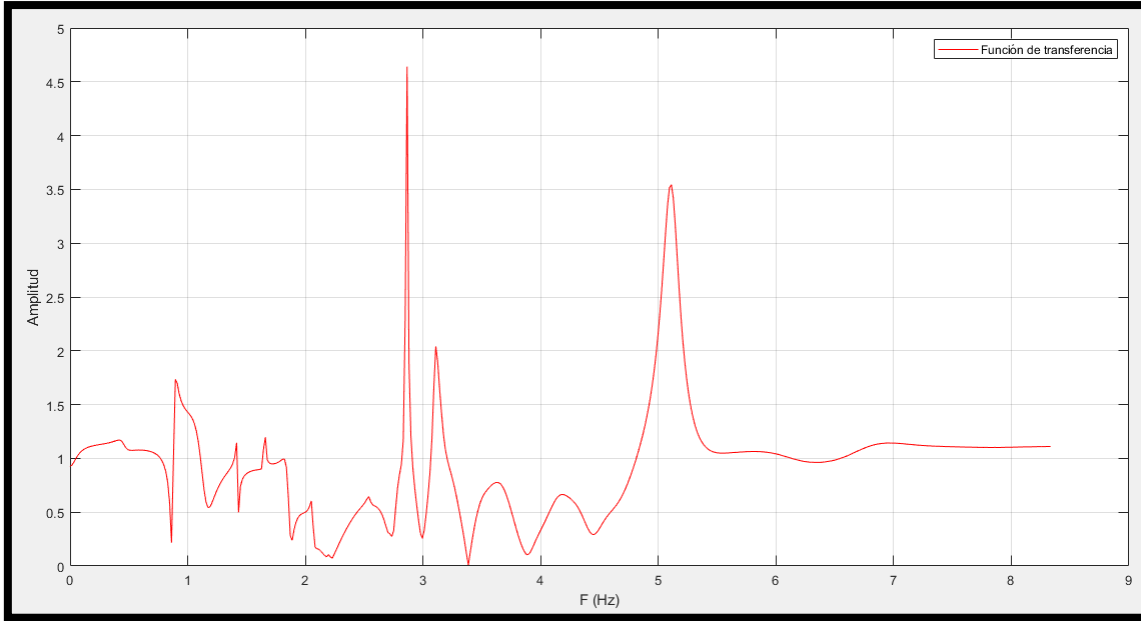


Figura 5.31. Función de transferencia de estructura en dirección X.

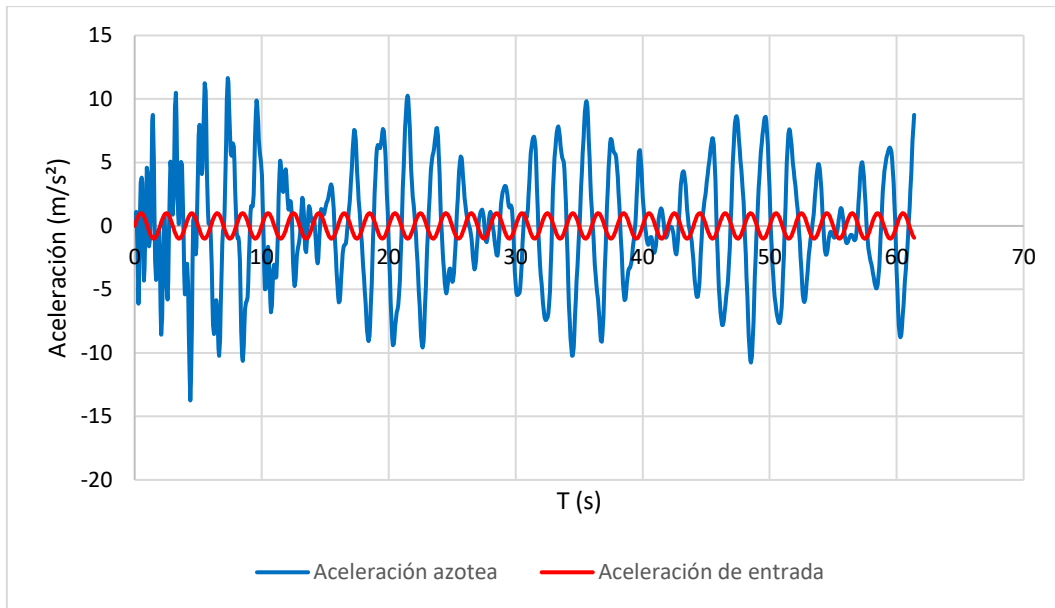


Figura 5.32. Aceleración en la azotea contra aceleración de entrada.

5.2. Modelo integral de edificio

5.2.1. Análisis modal de edificación en base rígida y cálculo del peso total

Se utilizó el modelo de la edificación con cajón de cimentación realizado en ANSYS (2021) mostrado en la Figura 5.33. Este modelo tiene una malla estructurada resultante de las divisiones propias por las condiciones geométricas de la edificación. Se realizó el análisis modal de la estructura con base empotrada y se obtuvieron los periodos y factores de participación de masa para los primeros diez modos de vibrar de la estructura, los cuales se enlistan en la Tabla 5.6.

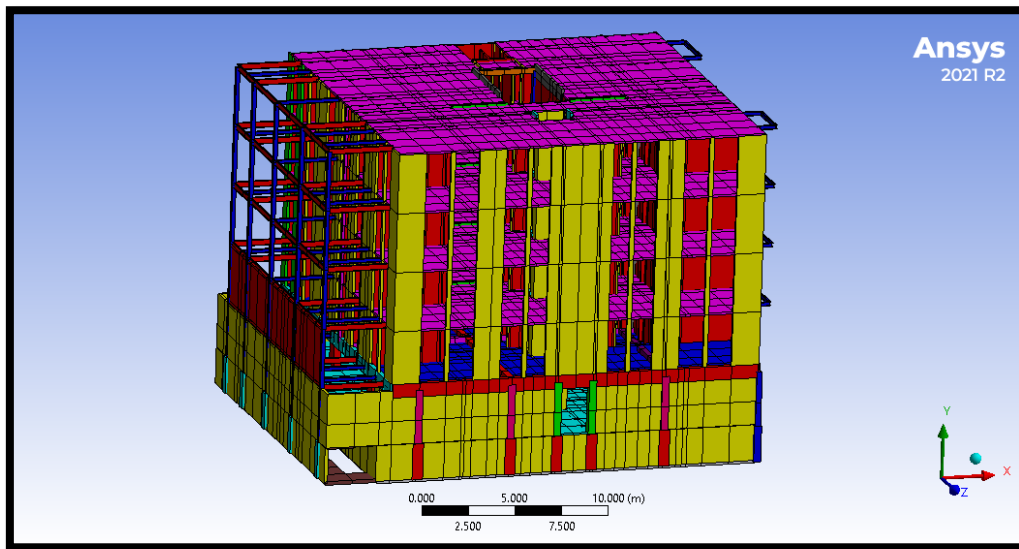


Figura 5.33. Modelo de edificación con malla estructurada.

Tabla 5.6. Periodos y factores de participación de masa de edificación.

Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Factores de participación de masa					
			X	Y	Z	Rotación X	Rotación Y	Rotación Z
1	4.3699	0.2288	0.2718	0.0000	0.0032	0.0029	0.0412	0.1465
2	4.7177	0.2120	0.0018	0.0000	0.3685	0.2773	0.1929	0.0009
3	5.6595	0.1767	0.0883	0.0000	0.0001	0.0000	0.1576	0.0423
4	6.1516	0.1626	0.0044	0.0000	0.0000	0.0000	0.0061	0.0020
5	9.9461	0.1005	0.0006	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000
6	12.0520	0.0830	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
7	12.0520	0.0830	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
8	12.0530	0.0830	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
9	14.0340	0.0713	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10	14.0350	0.0713	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Suma			0.3669	0.0001	0.3718	0.2802	0.3979	0.1917

CAPÍTULO 5. MODELADO CON EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

En la Figura 5.34 se muestra la forma modal asociada al modo fundamental de vibrar de la edificación, donde se observa que el cajón de cimentación, el sótano y la mitad del primer nivel se deforman muy poco, por lo que es razonable que el factor de participación de masa del primer modo de vibrar sea del 27% para el movimiento de traslación en dirección X. Para el segundo modo de vibrar se observa en la Figura 5.35 que hay una mayor deformación en la super estructura y por consecuencia una mayor participación de masa, del 37%. De estos resultados se concluye que los periodos de los primeros dos modos de vibrar en base rígida para el modelo de la edificación son $T_x=0.23$ s y $T_z=0.21$ s, con una suma de los factores de participación de masa para para el modo fundamental del 27 %. Estos resultados son importantes para la determinación de los periodos con base flexible de la estructura.

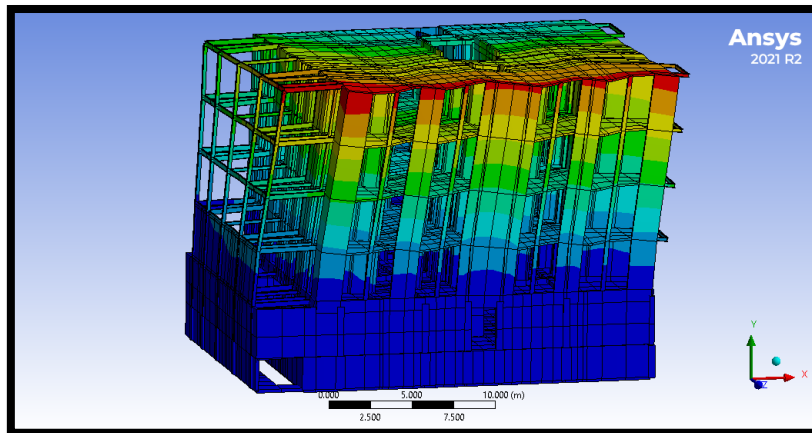


Figura 5.34 Forma modal para el primer modo de vibrar de la edificación.

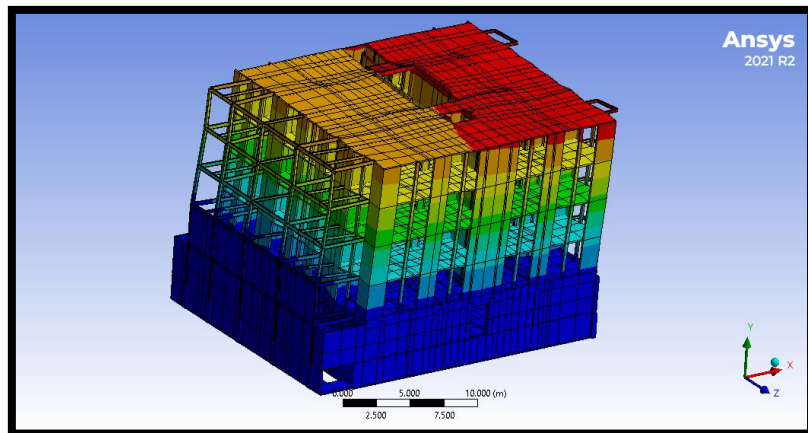


Figura 5.35. Forma modal para el segundo modo de vibrar de la edificación.

CAPÍTULO 5. MODELADO CON EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

Se determinó el peso total de la estructura incluyendo la masa de la cimentación, a través de la reacción vertical en la base del cajón de cimentación. En la Figura 5.36 se muestra la configuración deformada de la estructura, teniendo una reacción vertical en la base de 2,506.93 tonf, por concepto del peso propio de los elementos más cargas muertas y vivas accidentales, como se muestra en la Figura 5.37.

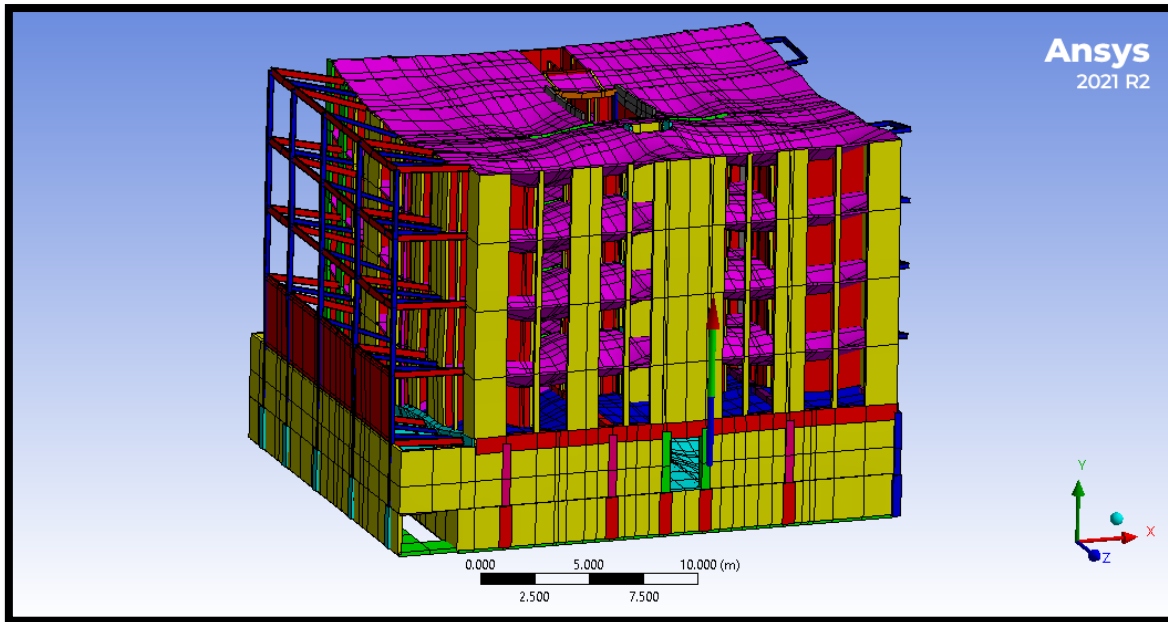


Figura 5.36. Análisis estático de edificación.

Details of "Force Reaction"	
Definition	
Type	Force Reaction
Location Method	Boundary Condition
Boundary Condition	Fixed Support
Orientation	Global Coordinate System
Suppressed	No
Options	
Results	
Maximum Value Over Time	
<input type="checkbox"/> X Axis	2.8923e-007 N
<input type="checkbox"/> Y Axis	2.4593e+007 N
<input type="checkbox"/> Z Axis	7.8654e-007 N
<input type="checkbox"/> Total	2.4593e+007 N
Minimum Value Over Time	
Information	

Figura 5.37. Reacción vertical en la base de la edificación en newtons.

5.2.2. Construcción del modelo integral y malla de transición

Se construyó la malla del estrato de suelo en formato CAD, de manera similar al procedimiento realizado en la sección 5.1.2. Las propiedades del suelo son las reportadas en la Tabla 2.22, teniendo un ancho del estrato en planta determinado con la ecuación (2.8). En la Figura 5.38 se muestra la malla de transición realizada en la vecindad de la estructura, que conecta la malla estructurada de la cimentación de la edificación, con la malla estructurada de los elementos del suelo. En la Figura 5.39 se observa la transición de la malla fina en la superficie del estrato hacia elementos con una malla estructurada de mayor tamaño. El modelo integral completo se muestra en la Figura 5.40, donde se observa que se buscó que los elementos de la malla de suelo tuvieran una relación de aspecto de 1 en la medida de lo posible.

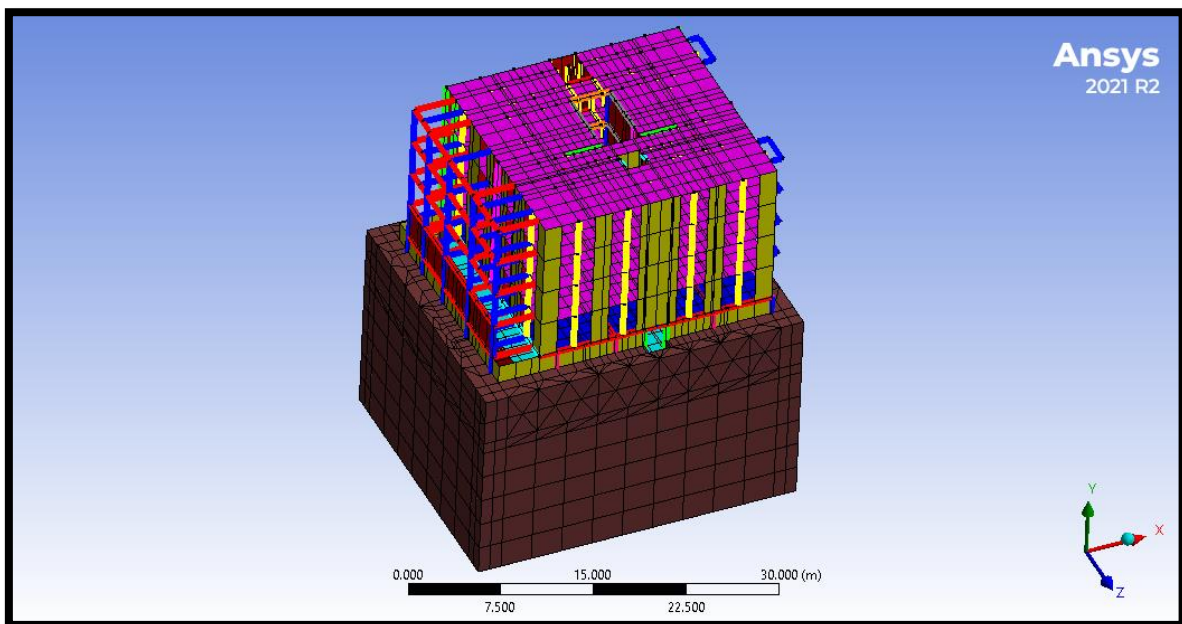


Figura 5.38. Malla de transición en la vecindad del suelo.

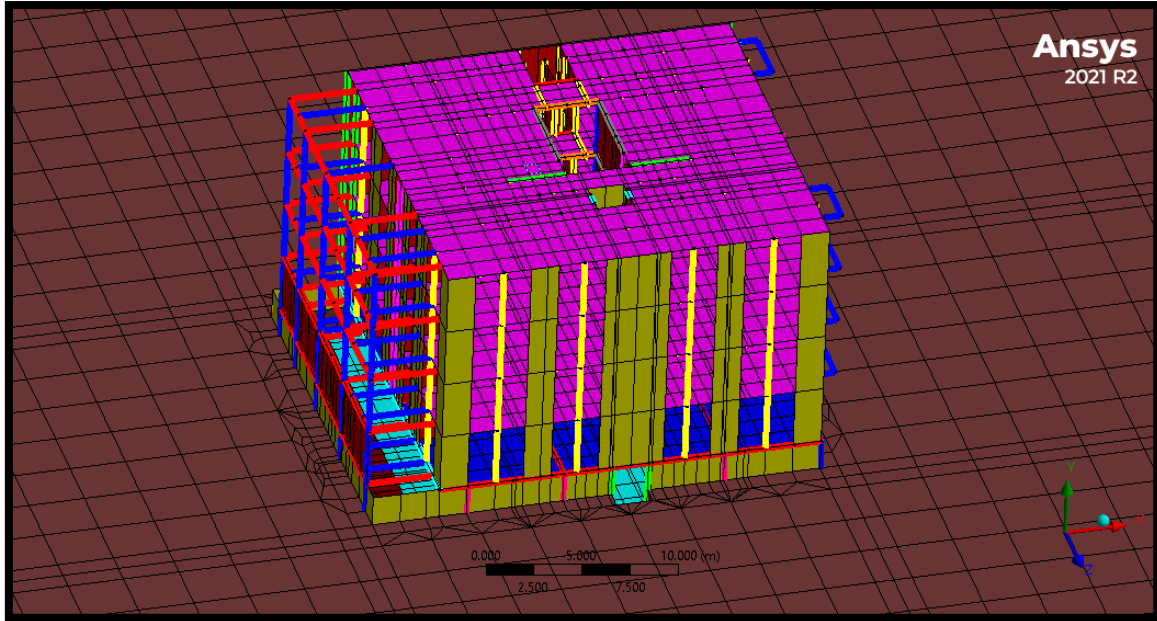


Figura 5.39. Malla de transición en superficie del estrato.

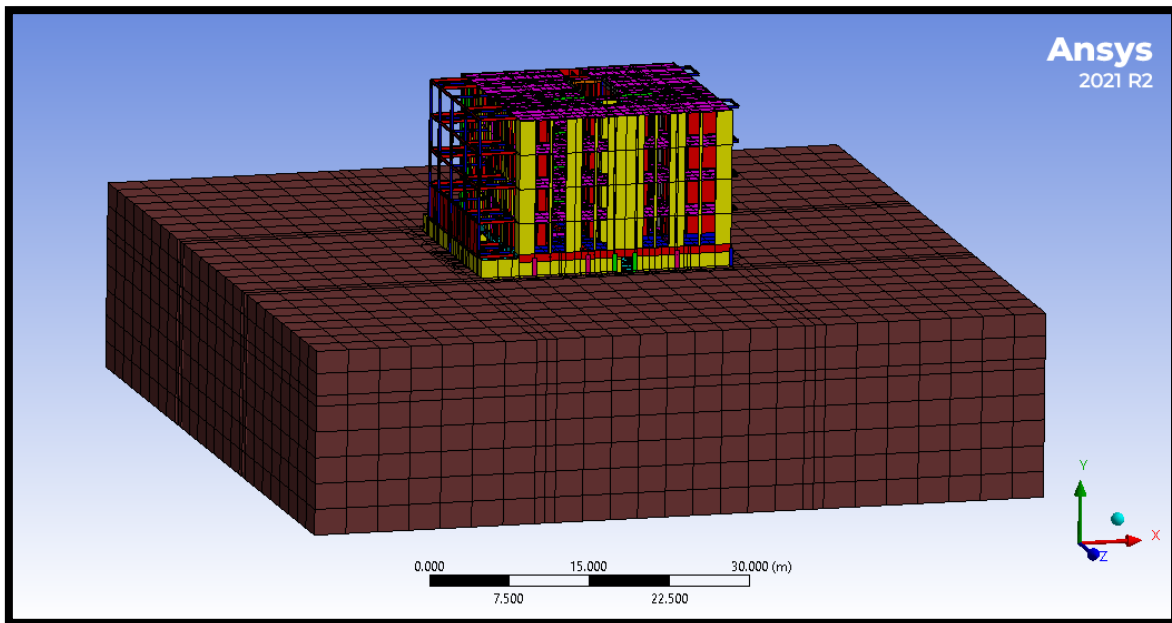


Figura 5.40. Modelo integral completo.

5.2.3. Amortiguamiento

Para el modelo de la edificación con resortes en la base, se modeló la fracción de amortiguamiento crítico equivalente del 11%, calculado con la aproximación de las NTC S 20 (2020), para que el modelo reproduzca la disipación de energía debida al amortiguamiento material y al mecanismo de amortiguamiento por radiación del suelo. Sin embargo, en el modelo integral, de manera similar a la sección 5.1.3. se definió el amortiguamiento del sistema a través del modelo de amortiguamiento de Rayleigh, utilizando la fracción de amortiguamiento crítico del suelo (5%), como valor representativo de todo el sistema. Ya que, al estar modelado el suelo, el cimiento y la super estructura, este sistema debe reproducir ambos mecanismos de amortiguamiento.

5.2.4. Condiciones de apoyo

Al igual que en la sección 5.1.4. únicamente se modelaron apoyos empotrados en toda la base del estrato de suelo, como se observa en la Figura 5.41. El ancho en planta modelado del estrato, se determinó según lo indicado en la sección 2.5.2. de tal manera que el modelo reproduzca adecuadamente el periodo teórico del suelo, sin tener que definir condiciones de apoyo laterales en el estrato. No se modelaron fronteras absorbentes, pues los resultados obtenidos respecto a la respuesta de la estructura son razonables para los fines de esta investigación.

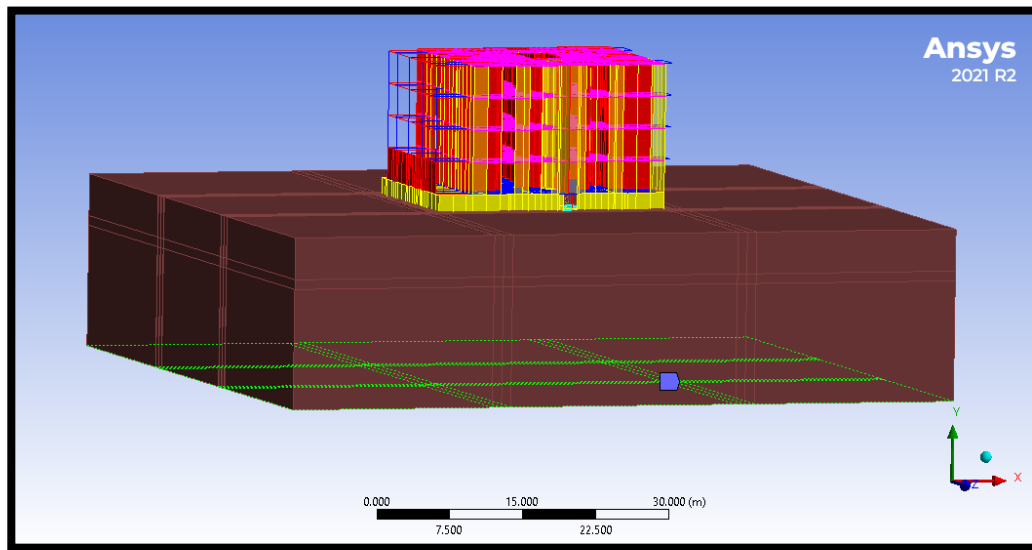


Figura 5.41. Condición de empotramiento en base del estrato de suelo.

5.2.5. Análisis modal

Para verificar el periodo fundamental que reproduce el modelo integral, se realizó el análisis modal del sistema. En la Figura 5.42 se observa la forma modal del modo fundamental de vibrar del modelo, donde se observa que el primer modo es de traslación en dirección del eje Z. En la Tabla 5.7 se enlistan los periodos para los primeros 10 modos de vibrar, junto con sus porcentajes de participación de masa. De estos resultados se observa que el modo fundamental del sistema tiene un periodo ($T=0.64$ s) el cual es aproximado al periodo teórico del suelo ($T_s=0.60$ s) calculado en la Tabla 3.2. También se observa que, en el primer modo de vibrar, la participación de masa del sistema es del 77%, sin embargo, de este porcentaje de participación solo le corresponde una pequeña parte a la estructura. Esto se debe a que, en este modelo integral, el 98% de la masa total le corresponde al suelo y el 2% restante a la edificación, por lo que del 77% de la masa total que participa en el modo fundamental, solo el 2% le corresponde a la edificación y el resto a la masa de suelo.

La preponderancia de la masa del suelo sobre la masa de la estructura se debe a la cantidad de suelo modelado. Los dos modelos integrales realizados en esta investigación tienen un estrato de suelo con geometría cuadrada en planta, con lados de 71 m y un espesor de 17.7 m. En la medida que las dimensiones del estrato modelado crecen, el porcentaje de masa de la estructura respecto a la masa total del sistema se reduce. Esto tiene consecuencias en las respuestas del sistema completo, obtenidas de análisis modales. Al realizar análisis modales ya sean espectrales o paso a paso, la respuesta del sistema completo se verá mayormente influida por la respuesta del suelo, ya que su masa es la que más participa. Esto no es conveniente, ya que en este trabajo de investigación la respuesta de mayor interés, es la de la estructura. Dado esto, al tener modelos donde la masa predominante es la del suelo, es necesario trabajar con análisis tiempo historia con integración directa, donde la participación de masa modal, no interfiera en los resultados. Es por esto que los análisis a realizar en los modelos integrales y en los modelos con resortes en la base, son análisis tiempo historia con integración directa.

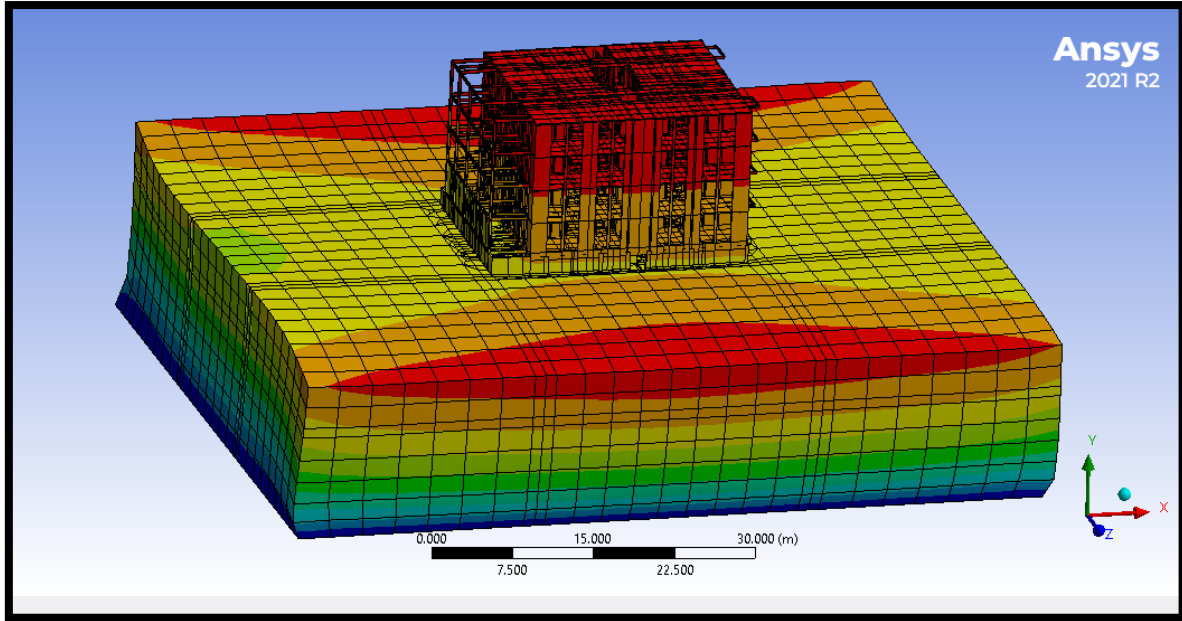


Figura 5.42. Forma modal fundamental del modelo.

Tabla 5.7. Modos de vibrar y factores de participación de modelo integral.

Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Factores de participación de masa					
			X	Y	Z	Rotación X	Rotación Y	Rotación Z
1	1.5575	0.6421	0.0000	0.0000	0.7735	0.0122	0.1083	0.0000
2	1.5627	0.6399	0.7746	0.0000	0.0000	0.0000	0.0688	0.0112
3	1.5977	0.6259	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.6061	0.0000
4	1.9182	0.5213	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5	1.9462	0.5138	0.0002	0.0000	0.0038	0.0092	0.0008	0.0007
6	1.9465	0.5137	0.0031	0.0000	0.0003	0.0007	0.0001	0.0082
7	1.9735	0.5067	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
8	2.1548	0.4641	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
9	2.2068	0.4531	0.0001	0.0000	0.0004	0.0038	0.0001	0.0010
10	2.2071	0.4531	0.0004	0.0000	0.0001	0.0012	0.0000	0.0031
Suma			0.7784	0.0001	0.7782	0.0270	0.7842	0.0242

5.2.6. Análisis tiempo historia con integración directa función seno

De manera similar a los análisis realizados en la sección 5.1.6. para el modelo integral de la estructura simple, se realizó un análisis tiempo historia con integración directa para cada una de las direcciones ortogonales en planta del modelo integral de la edificación. Se utilizaron como señal de entrada los desplazamientos obtenidos de la expresión (5.2). Con las respuestas de aceleración se evaluaron las funciones de transferencia para determinar si estas reproducen adecuadamente los periodos del suelo y de la estructura con base flexible, calculados en la Tabla 4.18. En las figuras 5.43 y 5.44 se muestran las funciones de transferencia del suelo y de la estructura respectivamente, obtenidas para el análisis realizado en la dirección X. Las funciones de transferencia del suelo y de la estructura, para la dirección Z se muestran en las figuras 5.45 y 5.46, respectivamente.

De los resultados obtenidos en las funciones de transferencia para los periodos del suelo ($T_{fts}=0.67$ s) y de la estructura ($T_{ftx}=T_{ftz}=0.36$ s), y los periodos teóricos tanto del suelo ($T_s=0.60$ s) como de la estructura ($T_{eix}=T_{eiz}=0.32$ s). Se observa que hay una diferencia de alrededor del 12%, por lo que se puede concluir que las funciones de transferencia obtenidas del modelo integral, representan de manera razonablemente aproximada los periodos teóricos del suelo y de la estructura con base flexible. De esta manera se procede a realizar los análisis con una historia de aceleraciones asociada a un acelerograma sintético, para verificar la aproximación obtenida en los periodos con esta señal.

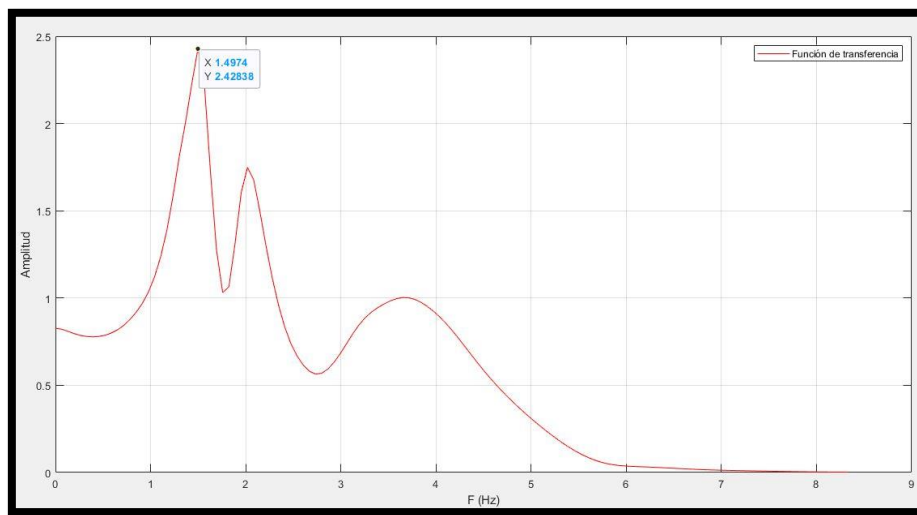


Figura 5.43. Función de transferencia del suelo en dirección X ($T_s=0.67$ s).

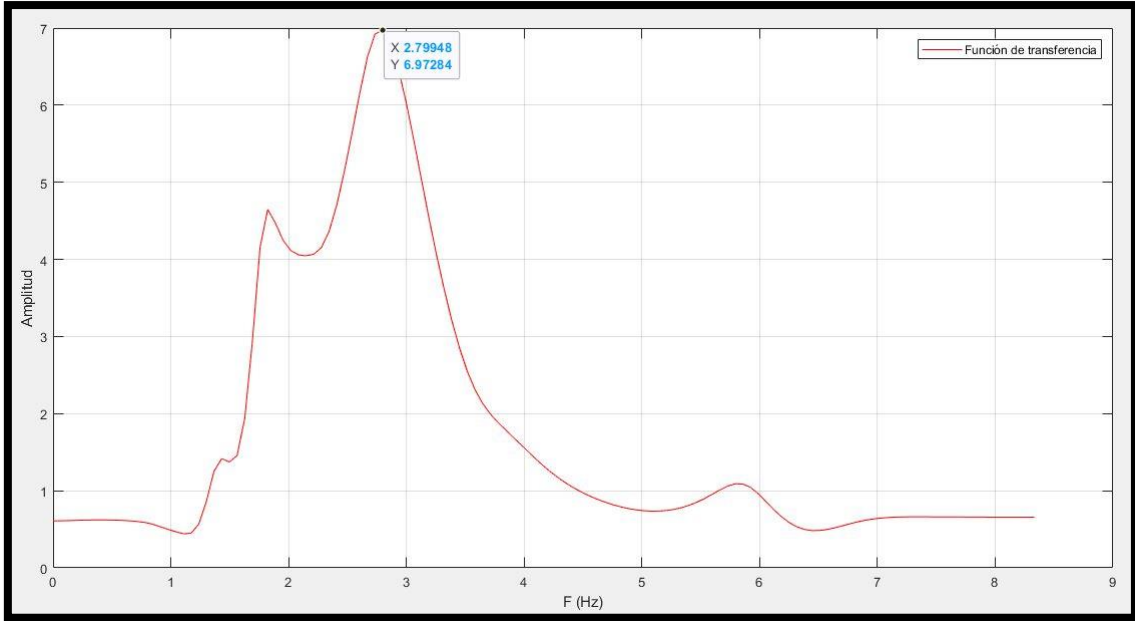


Figura 5.44. Función de transferencia de la estructura en dirección X ($T_e=0.36$ s).

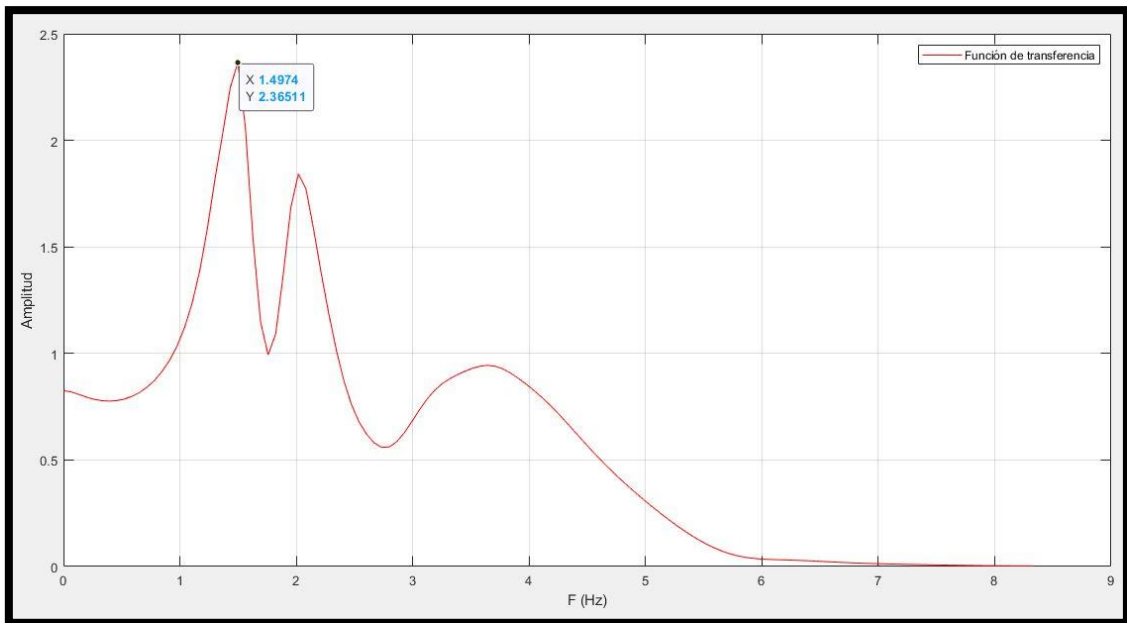


Figura 5.45. Función de transferencia del suelo en dirección Z ($T_s=0.67$ s).

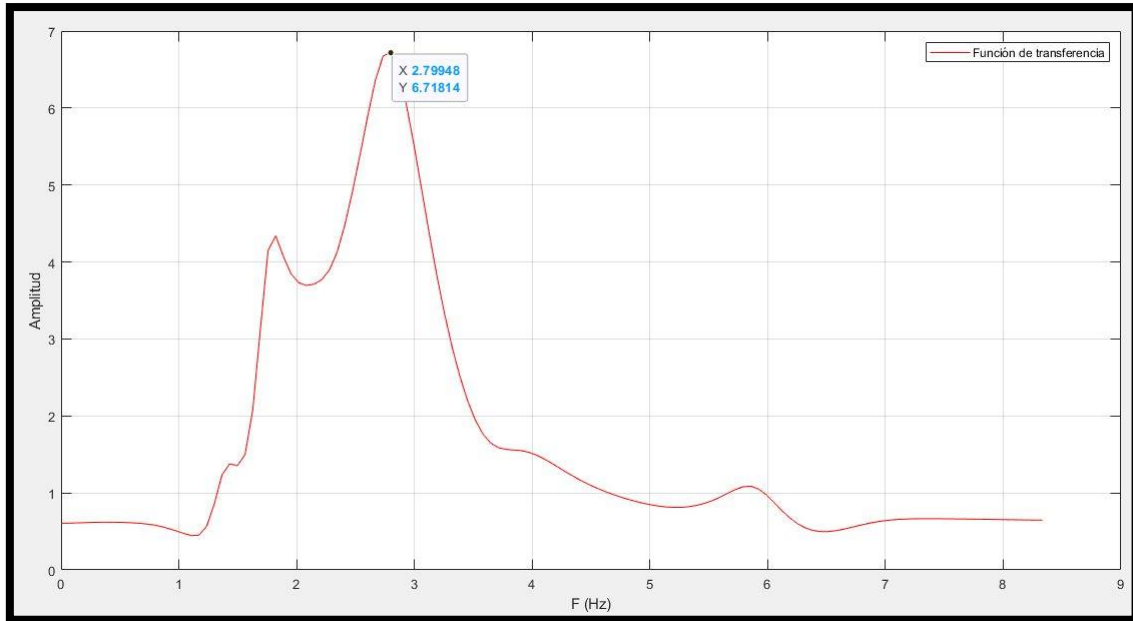


Figura 5.46. Función de transferencia de la estructura en dirección Z ($T_e=0.36$ s).

5.2.7. Análisis tiempo historia con integración directa utilizando un registro sísmico

Se realizaron los análisis tiempo historia para las dos direcciones ortogonales en planta, ingresando la historia de desplazamientos asociada al acelerograma sintético para suelo firme utilizado en la sección 5.1.7. Se obtuvieron las funciones de transferencia del suelo y la estructura, para las dos direcciones de análisis. Las funciones de transferencia del suelo y la estructura para la dirección X se muestran en las figuras 5.47 y 5.48, respectivamente. Las funciones de transferencia para la dirección Z se muestran en las figuras 5.49 y 5.50. De estos resultados se observa que, al utilizar una señal de entrada con un contenido de frecuencias amplio, los periodos del suelo y de la estructura con base flexible se reproducen de manera aproximada a los periodos teóricos calculados. El periodo más largo de las funciones de transferencia del suelo ($T_{sft}=0.67$ s) y el periodo teórico del suelo ($T_s=0.60$ s) tienen una diferencia del 12%. Para la estructura con base flexible, se tiene el periodo obtenido más largo con la función de transferencia ($T_{eft}=0.36$ s), y un periodo teórico calculado ($T_e=0.32$ s), por lo que la diferencia máxima entre periodos es del 12%. También se observa que las funciones de transferencia de la estructura presentan ruido en las frecuencias altas, sin embargo, en el intervalo de frecuencias del primer modo de la estructura, la curva es suave y se puede identificar

CAPÍTULO 5. MODELADO CON EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

el pico de la función fácilmente. En conclusión, con las funciones de transferencia se tiene una buena aproximación para estimar los periodos tanto del estrato de suelo, como de la estructura con base flexible en modelos integrales.

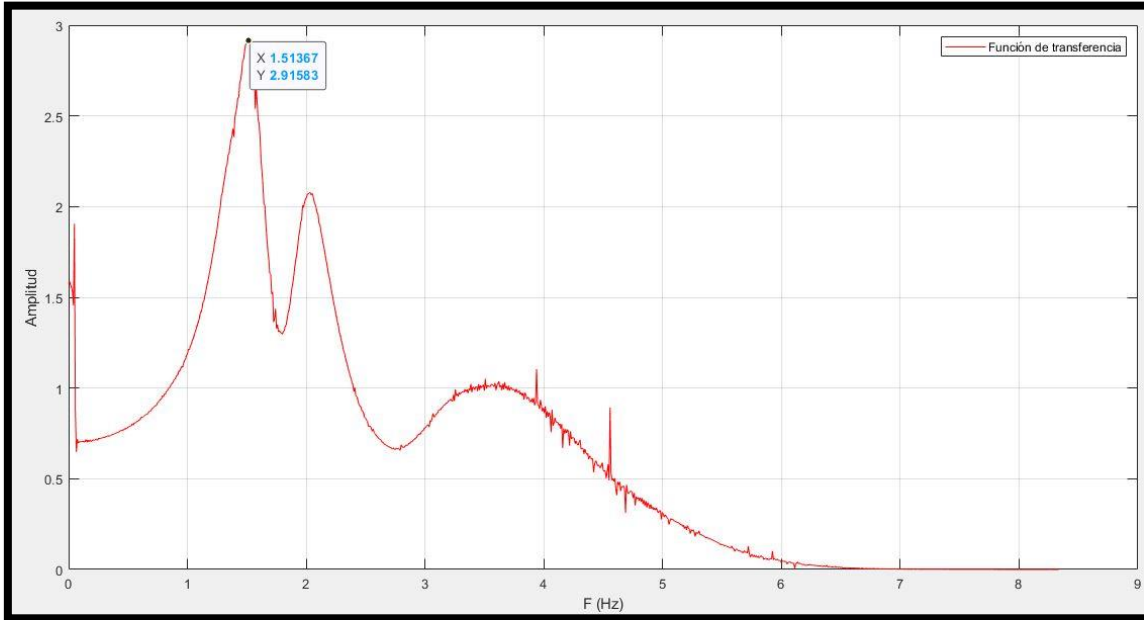


Figura 5.47. Función de transferencia del suelo en dirección X ($T_s=0.66$ s).

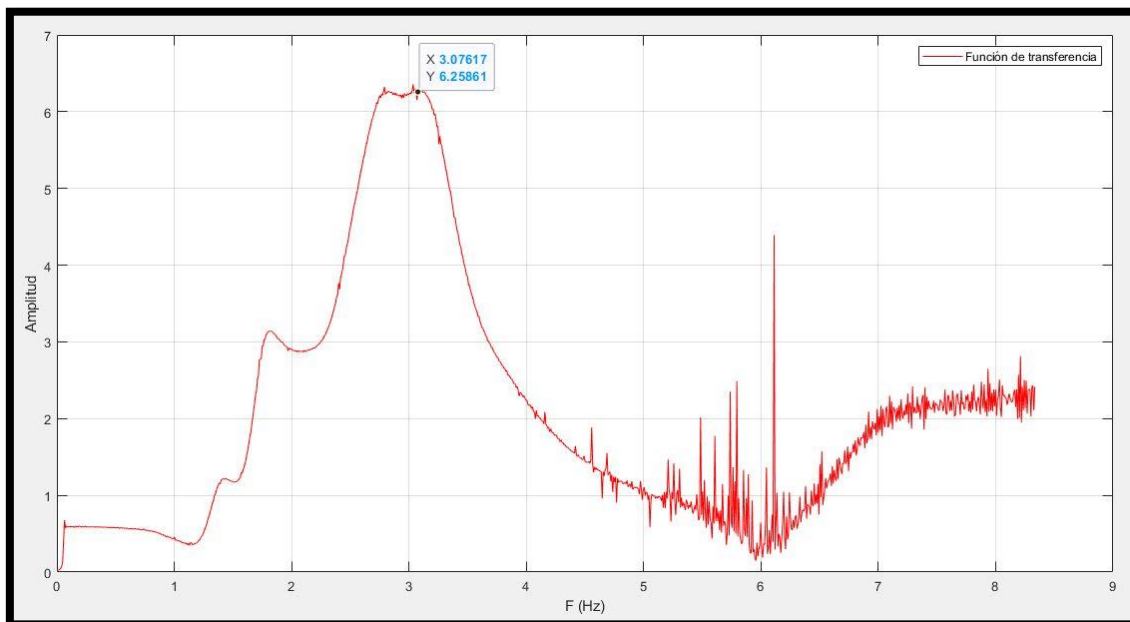


Figura 5.48. Función de transferencia de estructura en dirección X ($T_e=0.33$ s).

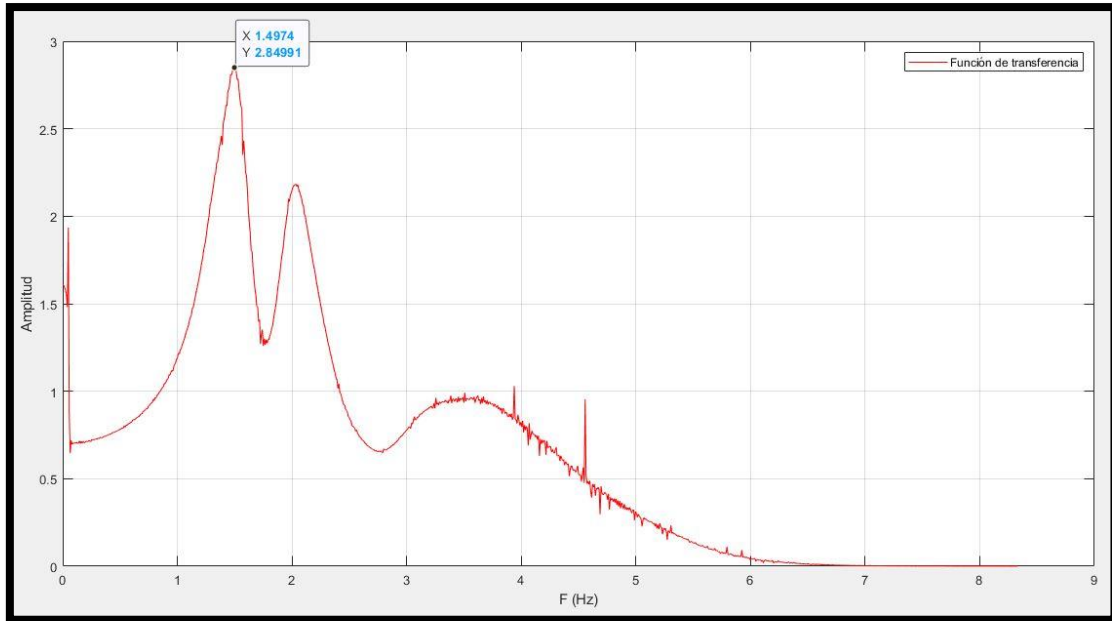


Figura 5.49. Función de transferencia del suelo en dirección Z ($T_s=0.67$ s).

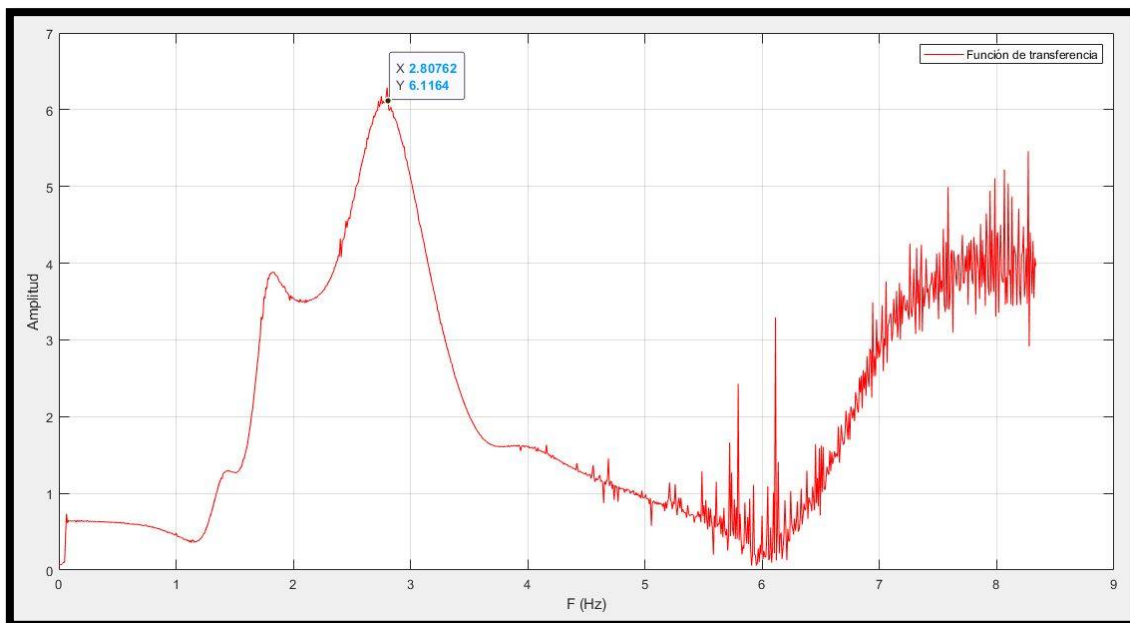


Figura 5.50. Función de transferencia de estructura en dirección Z ($T_e=0.36$ s).

CAPÍTULO 5. MODELADO CON EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

Se obtuvieron las respuestas estructurales en términos de desplazamientos y aceleraciones para la azotea y la losa de fondo del cajón de cimentación. Para la azotea, se evaluó la historia de desplazamientos y aceleraciones, y se determinaron los valores máximos absolutos de ambas respuestas, para las dos direcciones de análisis.

Las aceleraciones resultantes del análisis en la base del cajón de cimentación del modelo integral, involucran los efectos de la interacción cinemática y efectos de sitio. Sin embargo, al hacer el análisis tiempo historia del modelo integral con la masa de los elementos de la estructura, esta se deforma debido a las fuerzas inerciales propias de la masa. Por lo que la historia de aceleraciones resultante en el fondo del cajón de cimentación incluye los efectos de la deformación de la estructura. Al utilizar esta historia de aceleraciones como señal de entrada para el modelo con resortes en la base, se está incluyendo el efecto de deformación de la estructura, por lo que se duplicará este efecto al ejecutar el análisis del modelo con resortes en la base. Se considera que este efecto duplicado tiene una influencia pequeña en los resultados. Sin embargo, si se desea realizar un análisis más refinado, se debe retirar la masa a la edificación para obtener la historia de aceleraciones en el fondo de cajón de cimentación sin incluir el efecto de la deformación de la estructura.

En las figuras 5.51 y 5.53 se observan las historias de desplazamientos de la azotea, teniendo un desplazamiento máximo absoluto para las dos direcciones de análisis de 4 cm. En las figuras 5.52 y 5.54 se observan las historias de aceleraciones en la azotea, teniendo una aceleración máxima absoluta de 0.90 m/s^2 para ambas direcciones. En estos resultados se observa que, la variación entre los valores máximos de desplazamientos y aceleraciones entre las dos direcciones de análisis es pequeña casi imperceptible, debido a la tendencia cuadrada del modelo y que se utilizó el mismo registro de aceleraciones para ambas direcciones.

Para la revisión de elementos mecánicos se eligieron como elementos representativos las cuatro columnas del estacionamiento mostradas en la Figura 5.55. En la Tabla 5.4 se resumen los resultados máximos absolutos para los elementos mecánicos de las columnas seleccionadas, donde se observa que existe una pequeña variación en las cargas axiales y cortantes. Por lo que se observa que los elementos mecánicos son más sensibles a pequeños cambios en el modelo, que la respuesta de desplazamiento y aceleración.

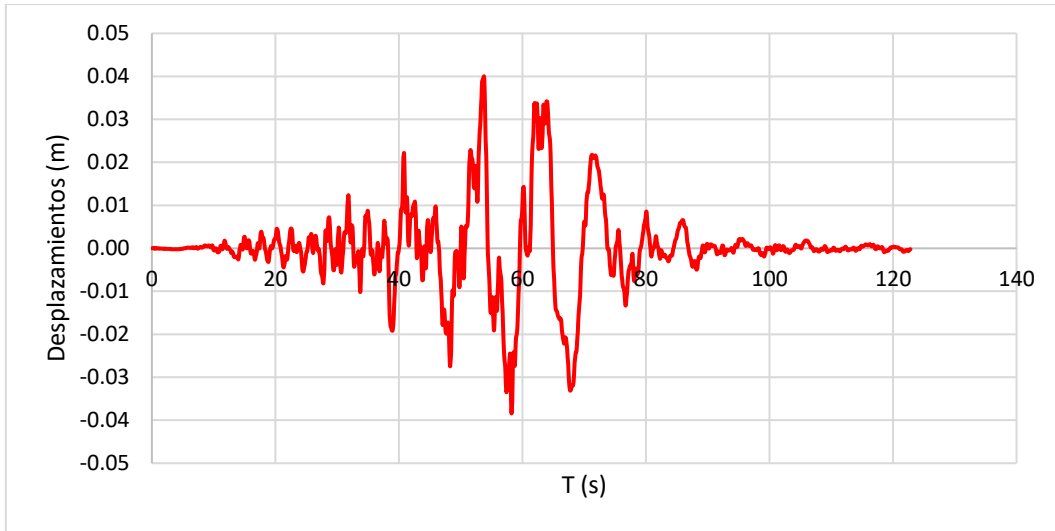


Figura 5.51. Desplazamientos de azotea en dirección X.

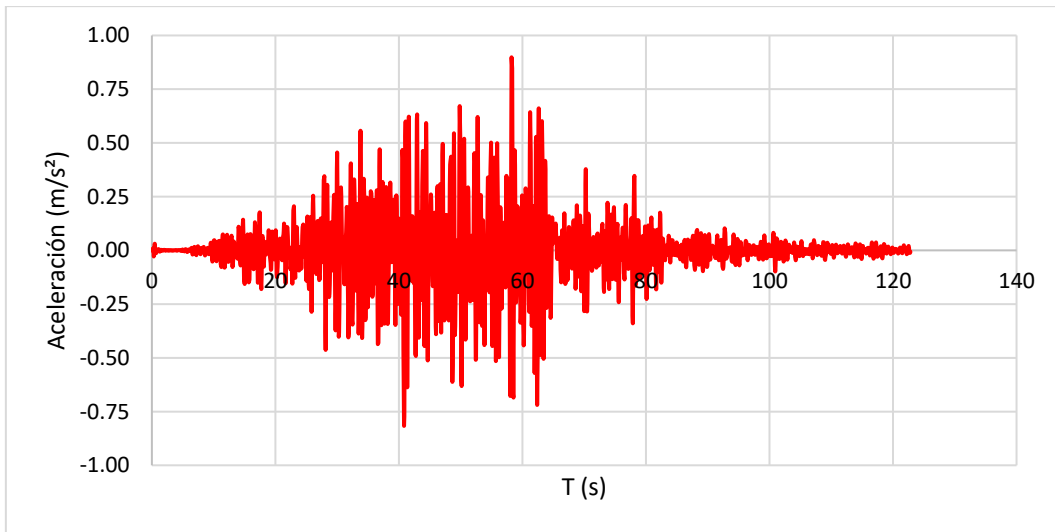


Figura 5.52. Aceleraciones de azotea en dirección X.

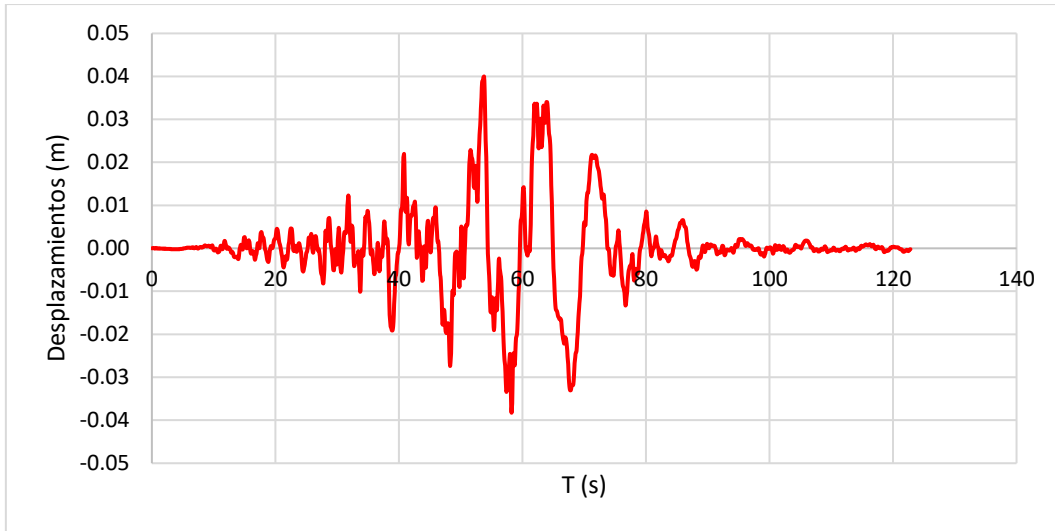


Figura 5.53. Desplazamientos de azotea en dirección Z.

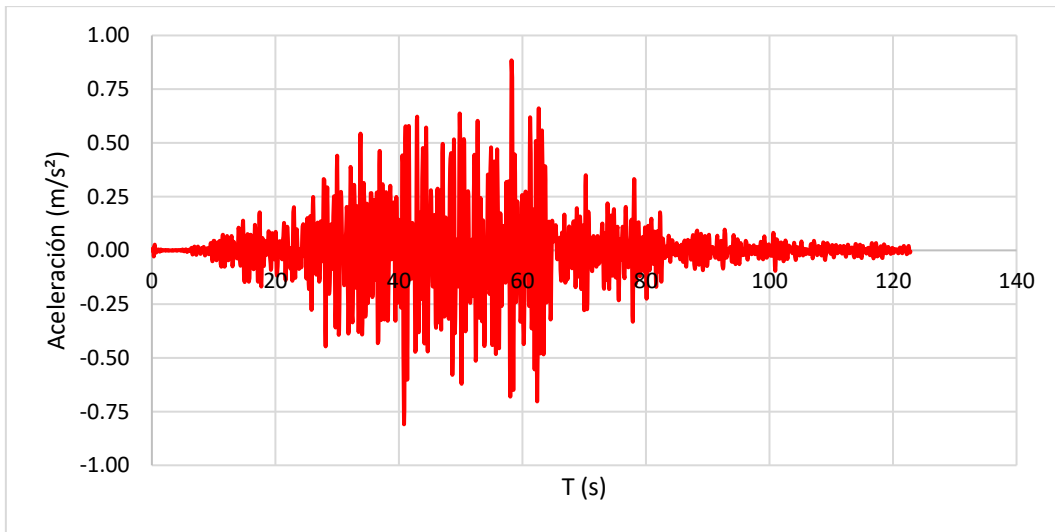


Figura 5.54. Aceleraciones de azotea en dirección Z.

**CAPÍTULO 5. MODELADO CON EL MÉTODO
DE ELEMENTOS FINITOS**

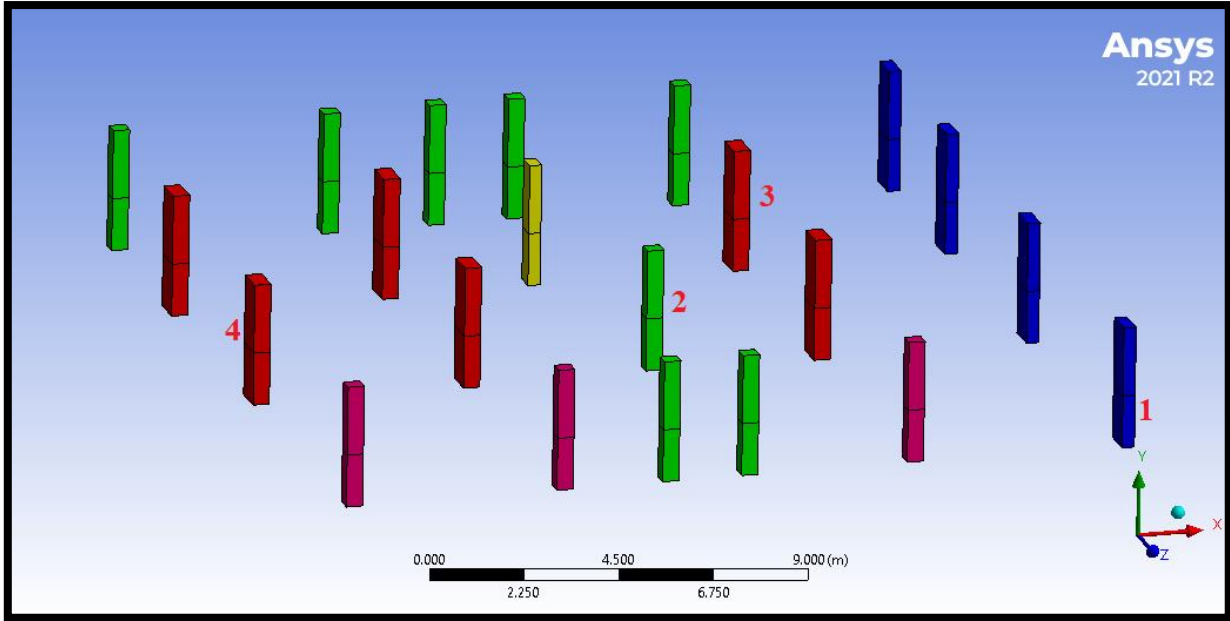


Figura 5.55. Nomenclatura de columnas seleccionadas.

Tabla 5.8. Elementos mecánicos máximos absolutos en columnas.

Columna	Sismo en dirección X		
	Axial (tonf)	Cortante (tonf)	Momento (tonf*m)
1	5.14	0.42	0.48
2	1.93	0.2	0.28
3	2.63	0.3	0.45
4	5.75	0.18	0.35
Columna	Sismo en dirección Z		
	Axial (tonf)	Cortante (tonf)	Momento (tonf*m)
1	2.86	0.99	1.15
2	0.40	0.16	0.23
3	0.56	2.35	4.04
4	5.40	1.97	3.00

CAPÍTULO 5. MODELADO CON EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

Además de los elementos mecánicos en las columnas, se evaluó el cortante actuante en ocho muros de concreto reforzado de la edificación. En la Figura 5.56 se muestran los cuatro muros seleccionados para el análisis en dirección X y en la Figura 5.57 se muestran los cuatro muros seleccionados para el análisis en dirección Z. Se observa que se eligieron cuatro muros orientados en la dirección X y cuatro muros orientados en la dirección Z. De estos ocho muros, se obtuvo el cortante máximo absoluto para el caso de carga cuando el sismo actúa en dirección paralela a la orientación del muro. En la Tabla 5.9 se enlistan los cortantes obtenidos para cada uno de los muros en ambas direcciones de análisis. De estos resultados se observa que para la dirección X, los muros 2 y 3, que son central y de esquina, son los más demandados por cortante. Y para los muros orientados en la dirección Z, los muros 1 y 2, que ambos son de esquina, son los más solicitados por cortante.

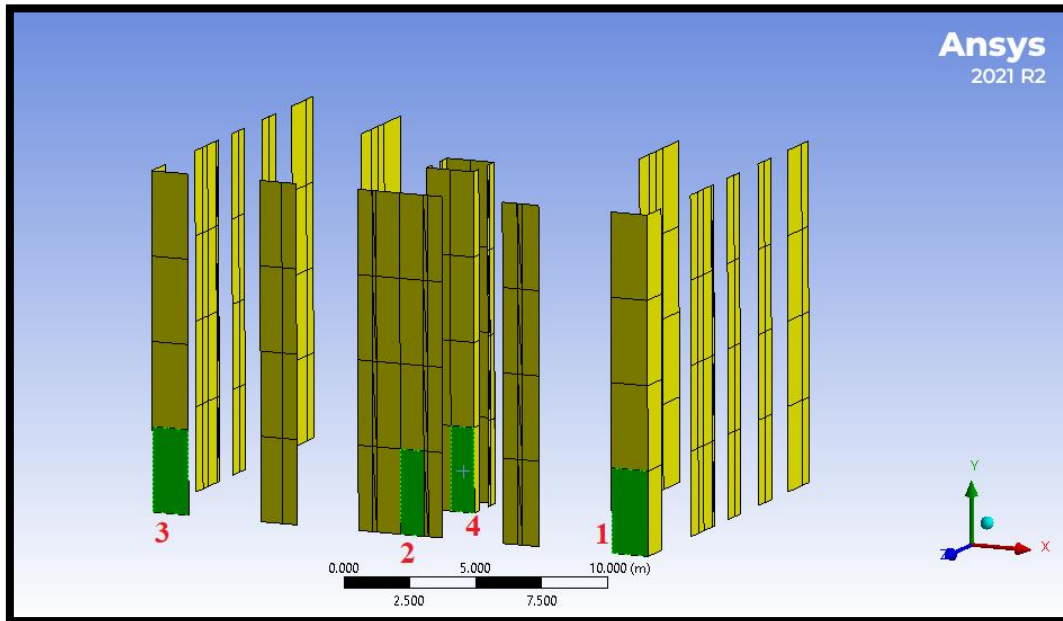


Figura 5.56. Nomenclatura de muros en dirección X.

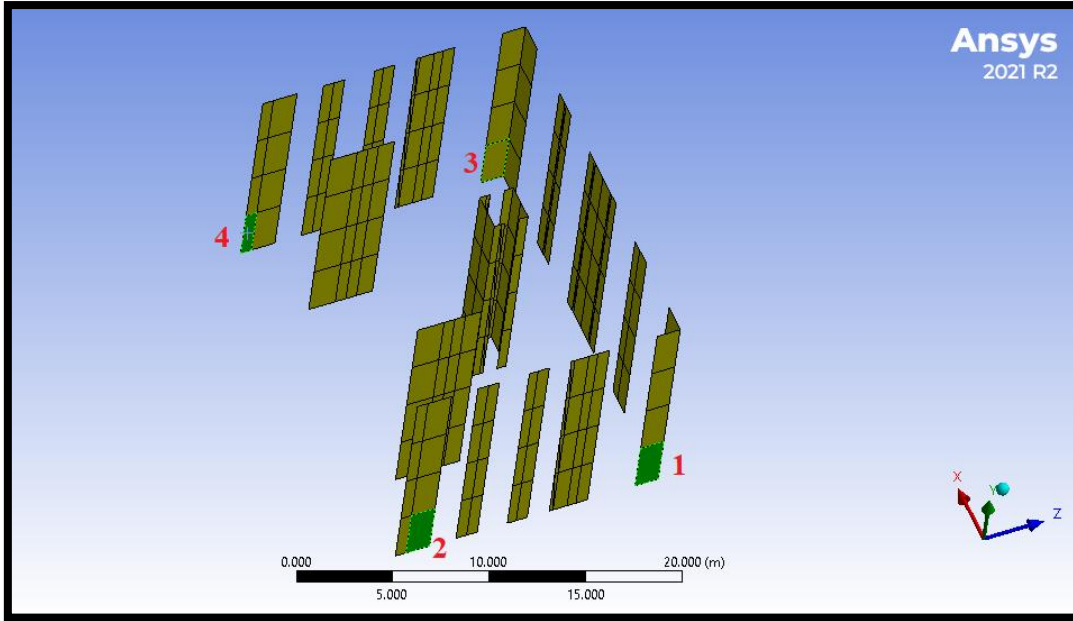


Figura 5.57. Nomenclatura de muros en dirección Z.

Tabla 5.9. Cortantes en muros.

Muro	Dirección X	Dirección Z
	Cortante (tonf)	Cortante (tonf)
1	17.16	9.86
2	24.05	10.56
3	22.54	9.51
4	6.57	7.38

Las aceleraciones, desplazamientos y elementos mecánicos obtenidos de este modelo, serán comparados y discutidos en el capítulo 6, contra los resultados obtenidos del modelo de estructura simple con resortes en la base, para identificar diferencias y similitudes entre los resultados de ambos modelos y análisis. Este modelo tiene 34,162 elementos y 17,777 nodos, el análisis tiempo historia con integración directa se realizó en un tiempo de 6 hrs por cada dirección de análisis.

CAPÍTULO 6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1. Resultados en términos de desplazamientos y aceleraciones para modelos de estructura simple

En las figuras 6.1 y 6.3 se muestran las comparativas de los desplazamientos medidos en la azotea del modelo con resortes en la base y el modelo integral, para las dos direcciones de análisis, las cuales se orientan con los ejes globales de ANSYS (2021). Se observa que los desplazamientos tienen la misma tendencia para ambos modelos, con una mayor amplitud de desplazamientos en los obtenidos del modelo con resortes en la base. Los desplazamientos máximos absolutos para el modelo de resortes y el modelo integral son de 7 y 5 cm respectivamente. La diferencia entre los desplazamientos máximos es del 40%, respecto del desplazamiento máximo obtenido del modelo integral. Existen algunos factores que pueden explicar esta diferencia en las magnitudes de los desplazamientos máximos. Uno de ellos es que, en el modelo de resortes, la historia de aceleraciones aplicada en la base, ya incluye los efectos por deformación de la estructura en el modelo integral, que es de donde se obtuvo la señal. Por lo que se estaría duplicando este efecto al deformarse la estructura en el modelo de resortes, como se explicó en la sección 4.1. Sin embargo, se considera que el efecto incluido de la deformación de la estructura en la historia de aceleraciones es pequeño, debido a que esta estructura es rígida y las aceleraciones a las que se sometió, son pequeñas, ya que la aceleración máxima en el registro utilizado es de 50 cm/s^2 , por lo que la deformación de la estructura, sería pequeña. Otro factor que podría influir, es que el modelo integral reproduzca un amortiguamiento total, mayor al modelado en la estructura con resortes. Además del amortiguamiento material modelado a través de coeficientes de Rayleigh, el modelo integral reproduce el mecanismo de amortiguamiento por radiación, que se ha considerado en el modelo de resortes de manera indirecta por medio del amortiguamiento equivalente. La participación activa de estos dos tipos de amortiguamiento, puede dar como resultado un amortiguamiento mayor al obtenido a través de la aproximación de las NTCS-20 (2020), que es el amortiguamiento que se modeló en la estructura con resortes. Un mayor amortiguamiento reducirá los desplazamientos en la azotea, por lo que podría explicar las menores amplitudes en el modelo integral.

En las figuras 6.2 y 6.4 se muestran las comparativas de aceleraciones leídas en la azotea para ambos modelos, en ambas direcciones de análisis, en las que se observa que la tendencia es similar en ambos resultados. Sin embargo, en las respuestas de ambos modelos, no hay una señal que tenga amplitudes mayores a la otra, a lo largo de toda la historia de aceleraciones. Las aceleraciones máximas absolutas para el modelo de resortes y el modelo integral son de 2.33 y 2.44 m/s² respectivamente, para ambas direcciones de análisis, teniendo una diferencia del 4% respecto a la aceleración máxima en la azotea del modelo integral. Esta diferencia es pequeña, por lo que se concluye que, para esta estructura las aceleraciones de azotea son similares en ambos modelos.

Los resultados de desplazamientos y aceleraciones, son similares para las dos direcciones de análisis de cada modelo, ya que la estructura es simétrica. En esta comparativa de respuestas, se observa que los desplazamientos de azotea son mayores para el modelo de resortes. El desplazamiento máximo absoluto del modelo de resortes es un 40% más grande que el desplazamiento máximo absoluto del modelo integral. En los resultados de aceleraciones, las máximas absolutas se obtuvieron del modelo integral, sin embargo, los resultados son similares en ambos modelos, teniendo una diferencia máxima de hasta el 4% respecto de la aceleración máxima obtenida del modelo integral, que se considera una diferencia pequeña. Por lo que se concluye que el modelo de resortes en la base da resultados con una buena aproximación a los obtenidos del modelo integral, ya que presenta desplazamientos mayores que si se utilizan para fines de diseño o revisión serán conservadores.

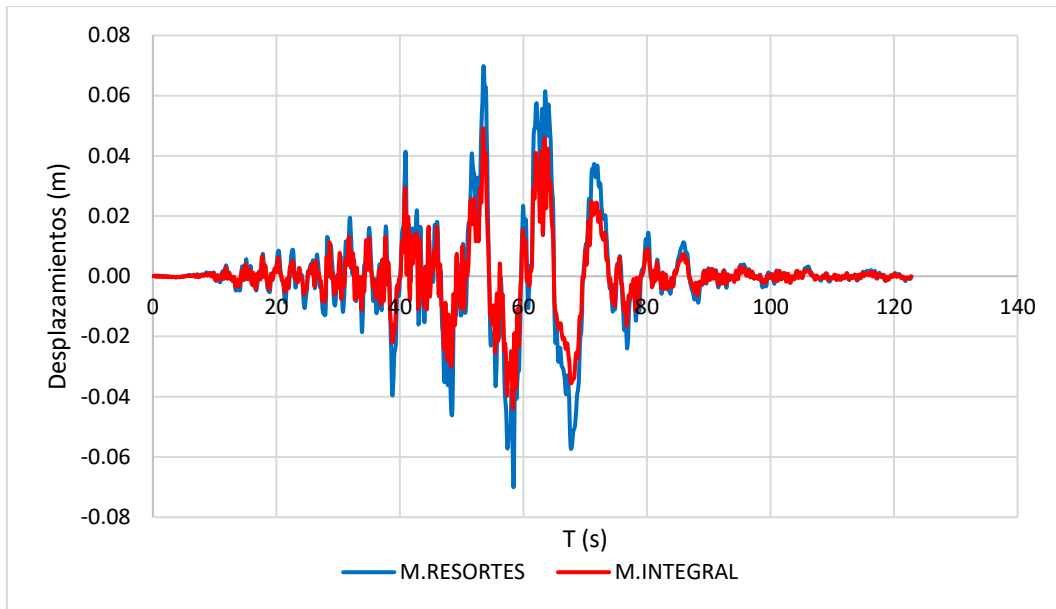


Figura 6.1. Comparativa de desplazamientos en azotea para estructura simple en dirección X.

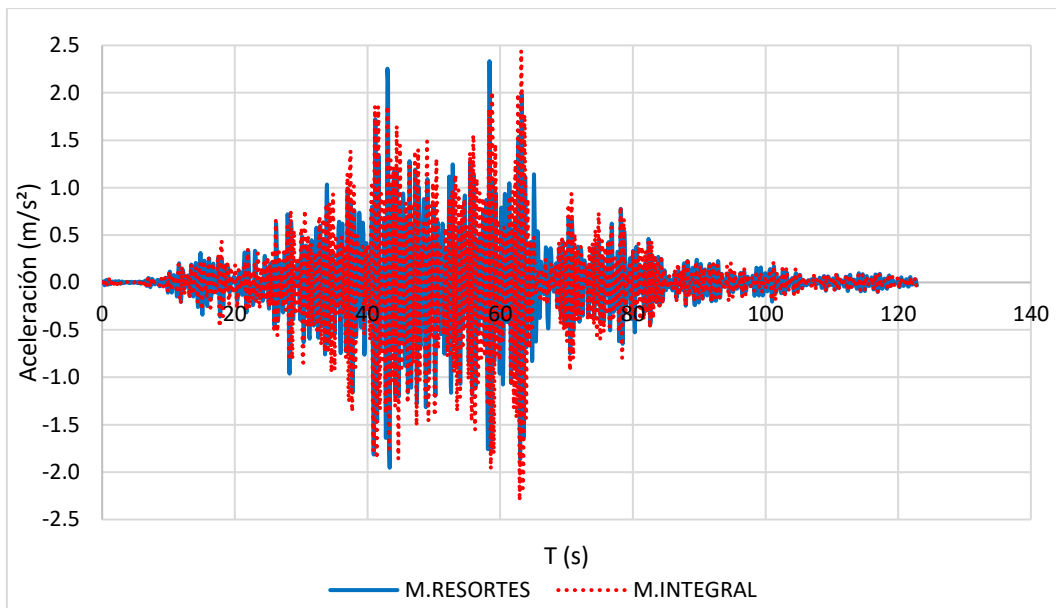


Figura 6.2. Comparativa de aceleraciones en azotea para estructura simple en dirección X.

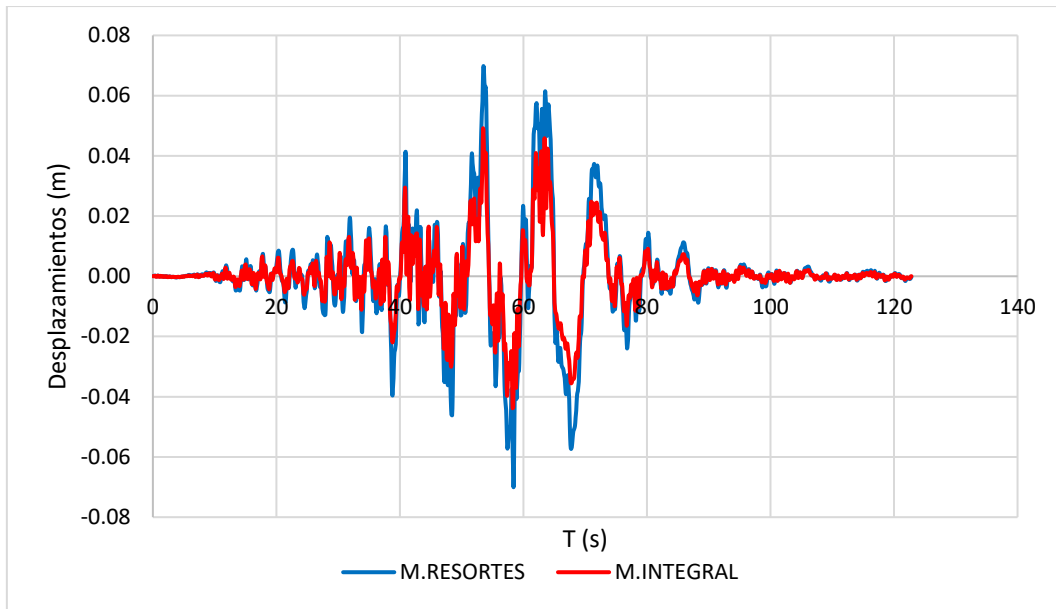


Figura 6.3. Comparativa de desplazamientos en azotea para estructura simple en dirección Z.

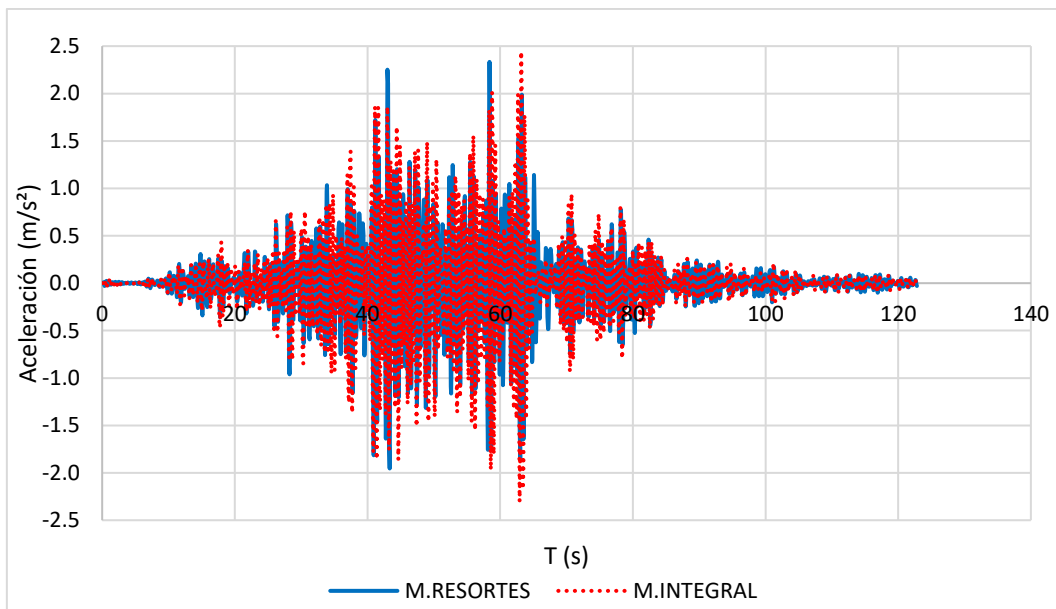


Figura 6.4. Comparativa de aceleraciones en azotea para estructura simple en dirección Z.

6.2. Resultados en términos de elementos mecánicos para modelos de estructura simple

Se obtuvieron los elementos mecánicos máximos absolutos para las cuatro columnas seleccionadas de la planta baja de la estructura. En la Tabla 6.1 se muestra el resumen de elementos mecánicos para los dos modelos y para las dos direcciones de análisis. Los ejes de ambas direcciones de análisis están referenciados a los ejes globales de ANSYS (2021), ya que no coinciden con los ejes globales de SAP2000 CSI (2021). En estos resultados se reportan las cargas axiales, cortantes y momentos flexionantes obtenidos del caso de carga sísmico. En la Tabla 6.2 se enlistan los porcentajes de diferencia que existen entre los elementos mecánicos de ambos modelos, respecto de los elementos mecánicos del modelo integral. Se observa que en general los elementos mecánicos son parecidos entre ambos modelos. Los resultados obtenidos del modelo de resortes, son iguales para las cuatro columnas en cada elemento mecánico y para cada dirección de análisis. Se observa que, para cada dirección las columnas tienen la misma carga axial, cortante y momento. Mientras que los elementos mecánicos del modelo integral tienen una diferencia entre ellos, para cada dirección de análisis de hasta el 8 %, ya que la carga axial para el sismo en una dirección, no es igual en las cuatro columnas.

Esta variación puede deberse a la malla de elementos finitos en el suelo, que no es completamente simétrica, esto indica que el modelo integral es más sensible a pequeños cambios. Las cargas axiales y los cortantes máximos se obtienen del modelo integral, mientras que los momentos flexionantes máximos aparecen en el modelo con resortes en la base. Para las columnas se tiene una diferencia de hasta un 17 % en ambas direcciones. En los cortantes es donde se encuentran las menores diferencias, que van desde un 2 hasta un 11%. Por último, para los momentos, se tienen diferencias de hasta un 6%.

En estos resultados se observa que los elementos mecánicos en ambos modelos, son similares, teniendo una diferencia mínima del 2% y una máxima de hasta el 17%, donde los elementos mecánicos mayores se presentan en el modelo integral. Se considera que es una diferencia pequeña para fines prácticos. Esto indica que el modelo de resortes en la base con la aproximación de interacción dinámica suelo estructura de las NTCS-20 (2020), da como resultado una buena aproximación de los resultados obtenidos del modelo integral, para una estructura simple como la analizada en esta sección.

Tabla 6.1. Elementos mecánicos en columnas.

Modelo de resortes				Modelo integral		
Dirección X						
Columna	Axial (tonf)	Cortante (tonf)	Momento (tonf*m)	Axial (tonf)	Cortante (tonf)	Momento (tonf*m)
1	26.26	19.31	45.76	31.67	21.74	43.68
2	26.26	19.31	45.76	31.73	21.68	43.53
3	26.26	19.31	45.76	29.25	21.63	43.42
4	26.26	19.31	45.76	29.20	21.48	43.13
Dirección Z						
Columna	Axial (tonf)	Cortante (tonf)	Momento (tonf*m)	Axial (tonf)	Cortante (tonf)	Momento (tonf*m)
1	26.28	19.42	45.30	28.90	19.87	43.02
2	26.28	19.42	45.30	29.28	20.03	43.48
3	26.28	19.42	45.30	31.44	20.01	43.42
4	26.28	19.42	45.30	31.64	19.88	43.09

Tabla 6.2. Diferencias en elementos mecánicos de columnas.

Columna	Dirección X			Dirección Z		
	Axial (tonf)	Cortante (tonf)	Momento (tonf*m)	Axial (tonf)	Cortante (tonf)	Momento (tonf*m)
1	17%	11%	5%	9%	2%	5%
2	17%	11%	5%	10%	3%	4%
3	10%	11%	5%	16%	3%	4%
4	10%	10%	6%	17%	2%	5%

6.3. Resultados en términos de desplazamientos y aceleraciones para modelo de edificación

En las figuras 6.5 y 6.7 se muestran las comparativas entre los desplazamientos de azotea obtenidos del modelo con resortes en la base y el modelo integral, para ambas direcciones de análisis. Los ejes de las direcciones están referenciados a los ejes globales de ANSYS (2021). En estos resultados se observa que las curvas de la historia de desplazamientos tienen una tendencia similar para ambos modelos. Además, se observa que los resultados en las dos direcciones de análisis son similares para cada modelo, debido a la geometría con tendencia cuadrada de la estructura, y que se aplicó la misma historia de aceleraciones en la base, en ambas direcciones de análisis de cada modelo. Los desplazamientos máximos absolutos para las dos direcciones de análisis son de 7 y 4 cm para el modelo de resortes y el modelo integral, respectivamente. Por lo que el desplazamiento máximo del modelo de resortes es un 75% más grande que el desplazamiento máximo obtenido del modelo integral.

Como se mencionó en la sección 6.1. esta menor amplitud a lo largo de toda la historia de desplazamientos del modelo integral, se puede deber a que el modelo incorpora dos mecanismos de amortiguamiento. El amortiguamiento material modelado a través de los coeficientes de Rayleigh y además reproduce el amortiguamiento por radiación, ya que el suelo se encuentra modelado junto con la cimentación. Por lo que estos dos mecanismos podrían dar como resultado un amortiguamiento efectivo mayor al estimado con la aproximación de la NTCS-20 (2020), que es el que se modeló en la estructura con resortes en la base.

En las figuras 6.6 y 6.8 se muestra la comparativa entre las aceleraciones obtenidas en la azotea de la edificación, para las dos direcciones de análisis. Se observa que los resultados son similares entre ambos modelos, y también para las dos direcciones de análisis, debido a la geometría con tendencia cuadrada de la edificación. Las aceleraciones máximas absolutas obtenidas son de 0.90 y 1.02 m/s² para el modelo de resortes y el modelo integral, respectivamente. La aceleración máxima absoluta se obtiene del modelo integral, la cual es un 12 % mayor a la máxima absoluta obtenida del modelo de resortes, lo que se considera una diferencia pequeña. Aunque a lo largo de la historia de aceleraciones se observa que las aceleraciones del modelo de resortes son mayores.

En resumen, se concluye que los desplazamientos obtenidos en el modelo de resortes, son mayores a los obtenidos del modelo integral, a lo largo de toda la historia de desplazamientos, teniendo un desplazamiento máximo absoluto 75% mayor al del modelo integral. Pero esta diferencia solo se presenta en el desplazamiento máximo, no en toda la historia de desplazamientos. Para las aceleraciones, se observa que son mayores en el modelo de resortes, sin embargo, la aceleración máxima absoluta se obtiene del modelo integral, la cual es un 12% mayor a la máxima absoluta del modelo de resortes. Los resultados varían poco entre direcciones de análisis del mismo modelo, gracias a la simetría de la estructura.

Para la respuesta en términos de desplazamientos y aceleraciones, se concluye que el modelo con resortes en la base, resulta ser una buena opción para incluir los efectos de la interacción dinámica suelo estructura, utilizando la aproximación de la NTCS-20 (2020). Ya que a pesar de que sus resultados no son exactamente iguales a los del modelo integral, se tiene una buena aproximación que mantiene al diseño del lado de la seguridad. Además de requerir de menor tiempo, esfuerzo y costo computacional el elaborar y analizar este tipo de modelos.

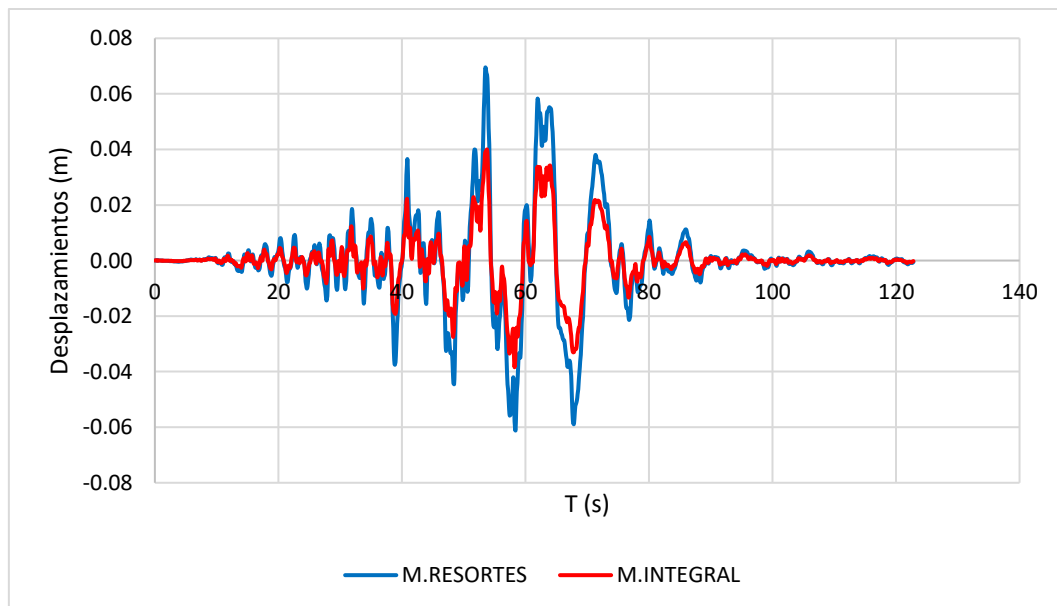


Figura 6.5. Comparativa de desplazamientos en azotea para edificación, dirección X.

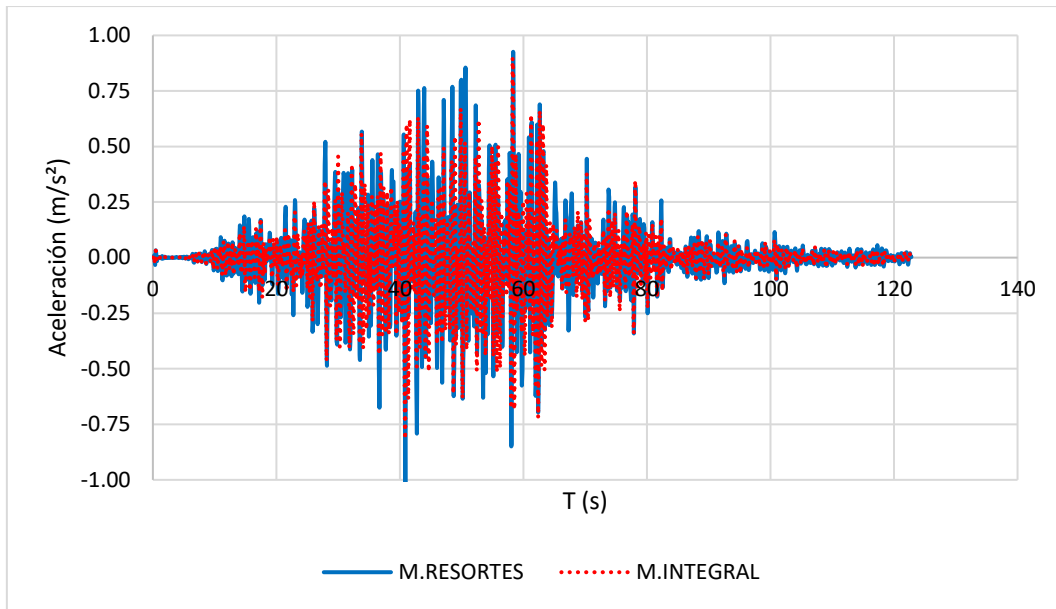


Figura 6.6. Comparativa de aceleración en azotea para edificación, dirección X.

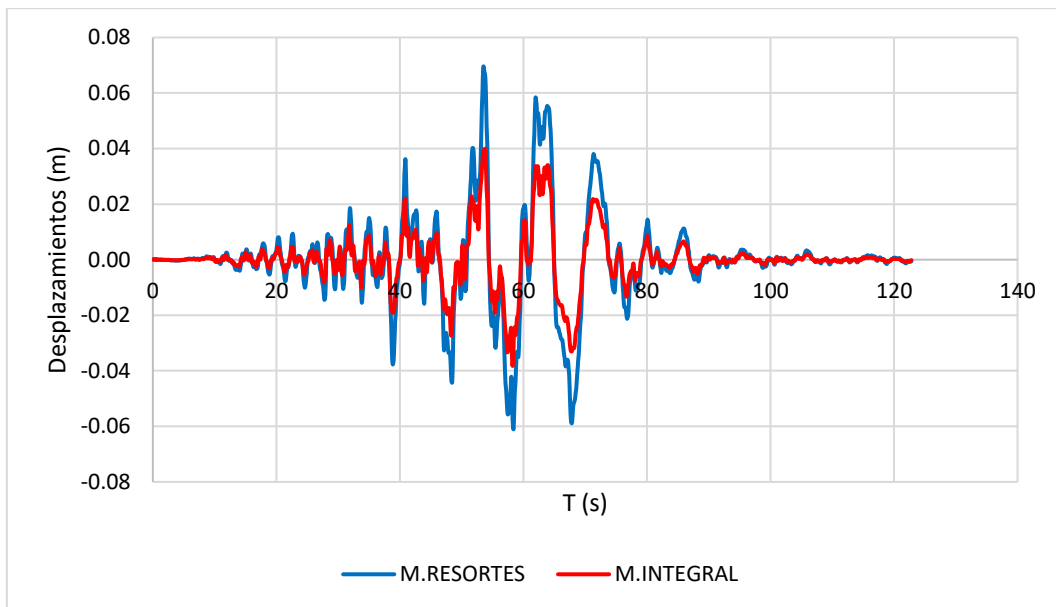


Figura 6.7. Comparativa de desplazamientos en azotea para edificación, dirección Z.

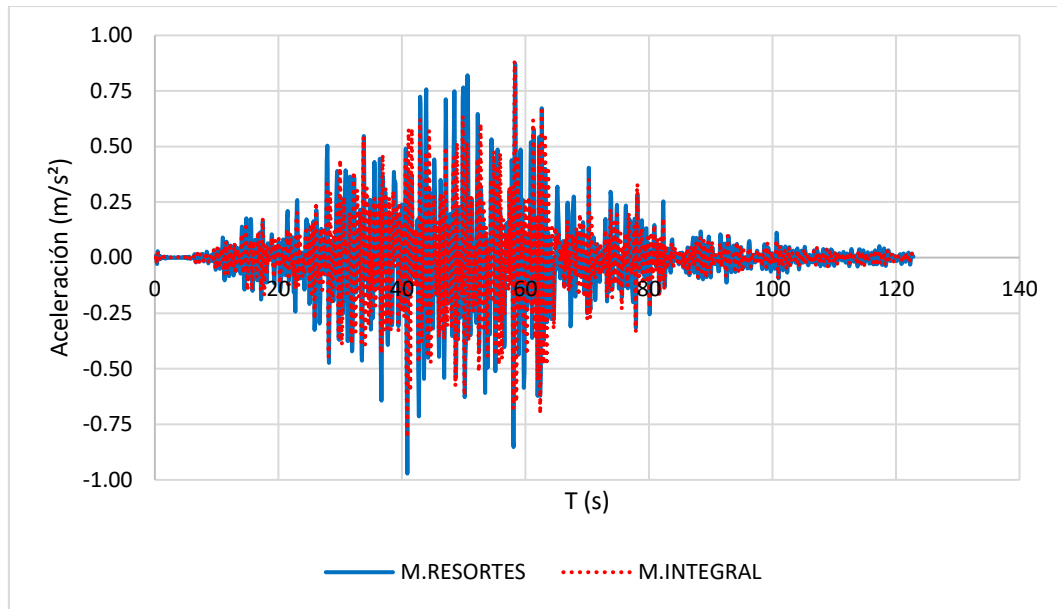


Figura 6.8. Comparativa de aceleraciones en azotea para edificación, dirección Z.

6.4. Resultados en términos de elementos mecánicos para modelos de edificación

En la Tabla 6.3 se enlista la comparativa de elementos mecánicos máximos absolutos obtenidos de las cuatro columnas seleccionadas en ambos modelos, para las dos direcciones de análisis, las cuales se orientan respecto los ejes globales de ANSYS (2021). La nomenclatura de columnas se muestra en la Figura 6.9. En los resultados se encuentran las cargas axiales, cortantes y momentos flexionantes resultantes de los casos de carga sísmicos, en los que se realizó análisis tiempo historia con integración directa. Se observa que en general, los elementos mecánicos en las columnas, son pequeños, ya que la estructura tiene una gran cantidad de muros y estos resisten la mayor parte de los elementos mecánicos. Las magnitudes mayores se obtienen de los resultados del modelo con resortes en la base, salvo algunas excepciones. En la distribución de columnas elegida, se definieron dos columnas perimetrales (1 y 4) y dos columnas centrales (2 y 3). La distribución de elementos mecánicos en estas cuatro columnas, tiene una tendencia de cargas axiales mayores en las perimetrales (1 y 4), mientras que la columna central (3) es la que recibe más cortante y momento. Aunque esta distribución no se cumple para todos los casos, ya que la presencia de elementos mecánicos máximos, varía según la columna, la dirección de análisis y el modelo estudiado.

Además, en la Tabla 6.3 se enlistan las diferencias porcentuales que existen entre los elementos mecánicos de ambos modelos, calculadas respecto de los elementos mecánicos obtenidos del modelo integral. Se observa que existen diferencias grandes en los elementos mecánicos, de hasta el 340%. Sin embargo, se observa que los elementos mecánicos donde existen porcentajes más grandes de diferencia, tienen magnitudes pequeñas, casi despreciables para diseño. Como es el caso del cortante en la columna 3, para ambas direcciones de análisis. En la dirección X tiene una diferencia del 340 % y en la dirección Z del 113%. Sin embargo, el cortante mayor en el modelo de resortes y el modelo integral es de 5 y 2.35 tonf respectivamente, lo cual para una columna de concreto reforzado, es un cortante pequeño. Por otro lado, en los elementos mecánicos de mayor magnitud como las cargas axiales, los porcentajes de diferencia rondan entre el 10 y el 53%, lo que se considera más representativo que las columnas con elementos mecánicos casi despreciables.

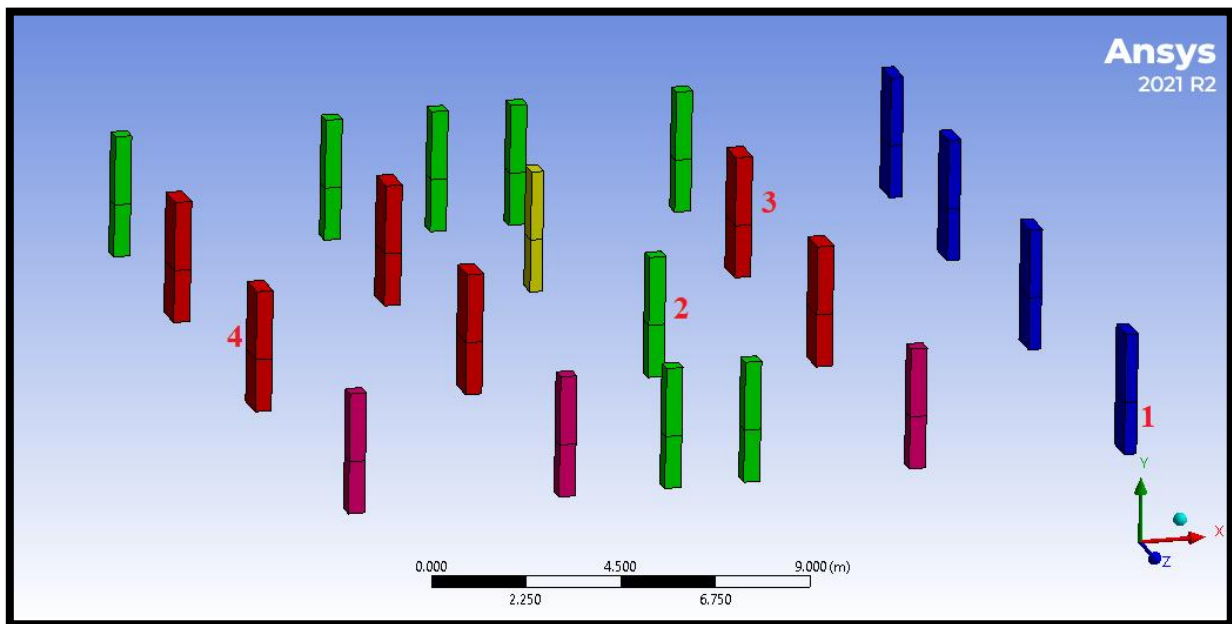


Figura 6.9. Nomenclatura de columnas.

Tabla 6.3. Elementos mecánicos en columnas.

Columna	Dirección X								
	Modelo de resortes			Modelo integral			Diferencias		
	Axial (tonf)	Cortante (tonf)	Momento (tonf*m)	Axial (tonf)	Cortante (tonf)	Momento (tonf*m)	Axial (tonf)	Cortante (tonf)	Momento (tonf*m)
1	5.67	0.84	0.73	5.14	0.42	0.48	10%	100%	52%
2	2.95	0.2	0.3	1.93	0.2	0.28	53%	0%	7%
3	3.83	1.32	1.6	2.63	0.3	0.45	46%	340%	256%
4	6.97	0.54	0.52	5.75	0.18	0.35	21%	200%	49%
Columna	Dirección Z								
	Modelo de resortes			Modelo integral			Diferencias		
	Axial (tonf)	Cortante (tonf)	Momento (tonf*m)	Axial (tonf)	Cortante (tonf)	Momento (tonf*m)	Axial (tonf)	Cortante (tonf)	Momento (tonf*m)
1	1.64	0.77	1.48	2.86	0.99	1.15	43%	22%	28%
2	0.92	0.11	0.15	0.4	0.16	0.23	131%	31%	34%
3	2	5	4.98	0.56	2.35	4.04	260%	113%	23%
4	6.61	2.58	2.26	5.4	1.97	3	22%	31%	25%

Como se mencionó anteriormente en la revisión de elementos mecánicos en columnas, la edificación tiene más muros de concreto y mampostería que columnas, por lo que el sistema de muros resiste la mayor cantidad de elementos mecánicos. Es por esto que se eligieron cuatro muros de concreto del primer nivel de la edificación para cada dirección de análisis, para determinar la diferencia porcentual entre los cortantes actuantes en los muros del modelo de resortes y el modelo integral. En las figuras 6.10 y 6.11 se muestra la nomenclatura de los muros seleccionados para el análisis en las direcciones X y Z, respectivamente. De estos ocho muros, se obtuvieron las fuerzas cortantes máximas absolutas actuantes en la dirección del sismo, las cuales se enlistan en la Tabla 6.4. De estos resultados se observa que los mayores cortantes se obtienen del modelo integral para ambas direcciones de análisis. Además, en la Tabla 6.4 se enlistan las diferencias porcentuales entre los elementos mecánicos de ambos modelos. En estos resultados se observa que se tienen diferencias desde un 4 hasta un 45%, respecto a los cortantes

obtenidos del modelo integral. Estos porcentajes de diferencia son similares a los obtenidos en las columnas más solicitadas, de las 4 que se eligieron para obtener sus elementos mecánicos. En conclusión, para el caso de los elementos mecánicos en columnas y muros, las diferencias no muestran una tendencia que se mantenga en las respuestas evaluadas de ambos modelos. Sin embargo, a pesar de las diferencias que existen entre ambos modelos, el modelo con resortes en la base da una buena aproximación de los resultados del modelo integral, el cual está modelado con mucho mayor detalle. Esto adiciona variables tales como propiedades de materiales, tamaños de malla y condiciones de frontera, y la sensibilidad de la respuesta de la estructura a estas variables, es alta, lo cual introduce incertidumbre al modelo.

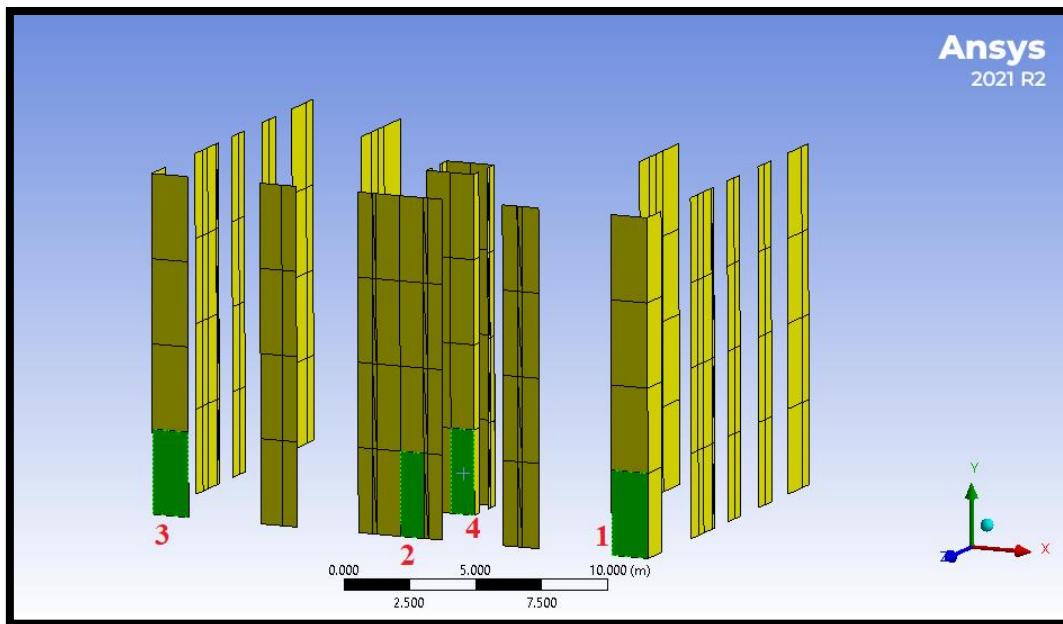


Figura 6.10. Nomenclatura de muros seleccionados en dirección X.

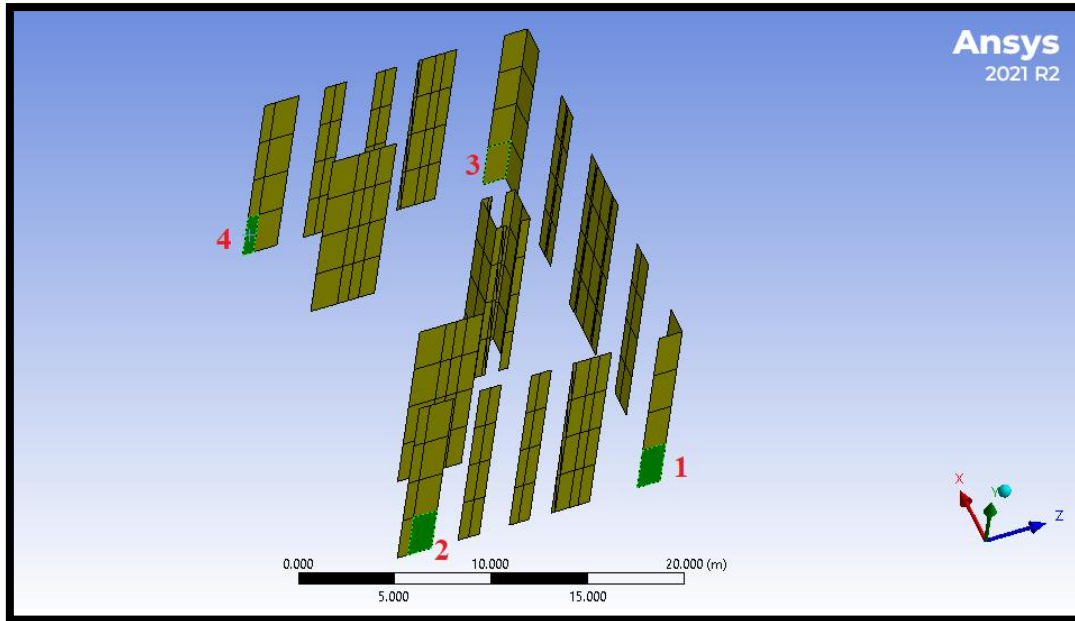


Figura 6.11. Nomenclatura de muros seleccionados en dirección Z.

Tabla 6.4. Cortante en muros.

Muro	Dirección X		Dirección Z		Diferencia	
	Cortante (tonf)					
	Modelo de resortes	Modelo integral	Modelo de resortes	Modelo integral	Dirección X	Dirección Z
1	14.57	17.16	5.4	9.86	15%	45%
2	16.44	24.05	7.01	10.56	32%	34%
3	17.21	22.54	7.5	9.51	24%	21%
4	6.81	6.57	8.9	7.38	4%	21%

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. Conclusiones

En modelos integrales sometidos a análisis dinámicos en los que se evalúen respuestas distintas a los desplazamientos, se debe asegurar la conectividad entre todos los nodos de la estructura. Utilizar contactos para evitar realizar mallas de transición solo asegura buenos resultados en términos de desplazamientos, no así para velocidades o aceleraciones.

Los tamaños de las mallas estructuradas y mallas de transición en el suelo en modelos integrales, pueden ser determinados a partir de los rangos de frecuencias que pueden reproducir las historias de aceleraciones a utilizar, y el rango de frecuencias de interés para el modelo de análisis. El tamaño de malla determina las frecuencias máximas reproducibles del suelo, y por consecuencia, tiene influencia en los resultados obtenidos en la respuesta tanto del suelo, como de la estructura.

Un estrato de suelo idealizado plano, prismático con propiedades lineales, modelado con empotramientos en la base del estrato y siguiendo las recomendaciones reportadas en Bathe (1982) puede reproducir el periodo teórico del estrato de suelo con una diferencia máxima de hasta el 3%.

La diferencia entre la masa que aporta el suelo y la masa que aporta la estructura en un modelo integral hace que la respuesta obtenida de análisis modales y análisis tiempo historia con superposición modal se vea mayormente influenciada por el comportamiento solo del suelo. Por esto, para evaluar los efectos de la IDSE en modelos integrales es mejor utilizar análisis tiempo historia con integración directa, para evaluar la respuesta total del sistema.

En los modelos integrales realizados en esta investigación, no se utilizaron fronteras absorbentes para disipar las ondas sísmicas en las fronteras del modelo. Ya que, al evaluar y comparar las respuestas estructurales de los modelos integrales y los modelos con resortes en la base, se obtuvieron resultados razonables de la respuesta estructural en ambos modelos. Por lo que se consideró que, para los fines de esta investigación, no era estrictamente necesario incluirlas.

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Modelar solo la fracción de amortiguamiento crítico del suelo para todo el sistema en los dos modelos integrales da como resultado una respuesta aproximada a la de los modelos con resortes en la base, que tienen modelado el amortiguamiento obtenido de la aproximación de las NTC S 20 (2020). Esto indica que los modelos integrales realizados sí reproducen el amortiguamiento por radiación.

Las funciones de transferencia lineales permiten evaluar periodos en modelos con resortes en la base y en modelos integrales. En modelos con resortes las diferencias entre periodo fundamental del análisis modal y el de la función de transferencia fueron de hasta el 5% y 2% para el modelo de la estructura simple y el modelo de la edificación, respectivamente. Para los modelos integrales, se tuvieron diferencias respecto a los periodos teóricos de base flexible de hasta el 7% y 12% para la estructura simple y la edificación, respectivamente. En los resultados de los modelos de suelo, se tuvieron diferencias respecto al periodo teórico del suelo del 3% y 12% para el modelo de la estructura simple y el modelo de la edificación, respectivamente. Además, no hay diferencia apreciable en los resultados de funciones de transferencia al utilizar una señal de entrada periódica o el registro sísmico utilizado.

Los desplazamientos obtenidos de los modelos con resortes en la base resultaron tener magnitudes mayores a los resultantes de los modelos integrales, teniendo diferencias en los desplazamientos máximos del orden del 40% y 75% para el modelo de la estructura simple y el modelo de la edificación, respectivamente. Un factor que puede influir considerablemente en reducir las magnitudes de los desplazamientos del modelo integral, es que estos reproduzcan un amortiguamiento mayor al modelado en las estructuras con resortes en la base. Ya que el modelo integral, además de tener asignado un amortiguamiento material, este puede reproducir el mecanismo de amortiguamiento por radiación. Por lo que la acción de estos dos mecanismos, puede dar como resultado un amortiguamiento efectivo mayor al modelado en las estructuras con resortes en la base, obtenido de la aproximación de las NTCS-20 (2020). Considerando que los modelos de resortes son más prácticos de realizar y además los desplazamientos mayores, mantienen del lado de la seguridad a la estructura en criterios de revisión o diseño estructural, esta aproximación entre los desplazamientos de las dos clases de modelos, se considera razonablemente adecuada para los fines de este trabajo.

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las respuestas de aceleraciones de los modelos con resortes en la base, con la aproximación de las NTCS-20 (2020), da una buena aproximación de la respuesta obtenida de un modelo integral. Teniendo diferencias de hasta el 4% para los modelos de la estructura simple y de hasta el 12% para los modelos de la edificación.

En la comparativa de elementos mecánicos entre los modelos integrales y los modelos con resortes en la base, se observó que, para las columnas de la estructura simple, se tuvo una diferencia de hasta el 17%. Las diferencias obtenidas en los elementos mecánicos de las columnas de la edificación son de hasta un 340% en algunos casos aislados, sin embargo, estos elementos estructurales tienen elementos mecánicos pequeños para el caso de carga sísmico que no rigen su diseño, ya que el sistema principal de la edificación son los muros de mampostería y concreto. En la comparativa de fuerzas cortantes entre los muros de ambos modelos se observa una mejor aproximación, teniendo diferencias de hasta el 45%. Por lo que se concluye que el modelo de resortes ofrece una buena aproximación a los resultados del modelo integral, ya que, en los elementos más solicitados, los porcentajes de diferencia son razonables.

Analizar una estructura con un modelo de resortes en la base que incluya los efectos de la interacción dinámica suelo estructura, con la aproximación de las NTC S 20 (2020), da buenos resultados para su aplicación en la práctica profesional de la ingeniería estructural. Además, se utiliza información geotécnica obtenida de un estudio de mecánica de suelos que es común realizar para este tipo de proyectos estructurales. Si bien existen diferencias de magnitudes numéricas respecto a los resultados del modelo integral, la aproximación de las normas técnicas refleja en el modelo, las características más importantes del fenómeno de la interacción dinámica suelo estructura. Como es el alargamiento en el periodo y el cambio en el amortiguamiento del sistema, con todos los cambios que esto implica. Por lo que la aproximación de las normas mexicanas representa una herramienta muy valiosa para el ingeniero estructural. Además, esta comparativa le permitirá tener una referencia al lector, para que este elija que tipo de modelado le conviene realizar.

7.2. Recomendaciones

Definir nodos maestros facilita la aplicación de los efectos de la interacción dinámica suelo estructura en modelos con resortes en la base, ya que estos se concentran en este nodo y solo se aplica un resorte por grado de libertad. Sin embargo, al hacer esto se simplifica el análisis y no se obtienen los esfuerzos en los elementos que tienen contacto con el suelo. Si se desea conocer las presiones que ejerce el suelo sobre los elementos de la cimentación, se recomienda distribuir las rigideces dinámicas a través de resortes en toda la cimentación. Esto implica más trabajo de modelado, pero también permite al usuario obtener más información de los elementos mecánicos del modelo.

Al modelar las rigideces dinámicas en un modelo con resortes en la base, es recomendable realizar un análisis modal de la estructura con base flexible. De este análisis, se obtendrá la masa efectiva que participa en el modo fundamental de traslación de la estructura, como la suma de los porcentajes de participación de masa para las dos direcciones de traslación horizontal en planta. Este dato debe ser similar a la fracción del peso total de la estructura que se asumió en el cálculo del periodo con base flexible de la estructura. Si la masa efectiva es distinta de la fracción del peso de la estructura asumida, es conveniente actualizar el factor de peso, por el factor de la masa efectiva que está participando en el análisis modal de la estructura en base flexible. Esto mejorará la aproximación del periodo que reproduzca el modelo con resortes en la base respecto del periodo teórico para la estructura con base flexible.

Antes de construir modelos integrales, es conveniente tener en mente las características del análisis a realizar, ya que, los análisis tiempo historia, requieren de una historia de aceleraciones, velocidades o desplazamientos. Estos registros tienen un diferencial de tiempo el cual determina la frecuencia máxima que puede reproducir el registro. Además, es necesario conocer el rango de frecuencias que se desea estudiar en el modelo integral. Estos dos datos, son importantes en la determinación del tamaño de la malla de elementos finitos, lo que condiciona el modelado de la malla de suelo, por lo que es importante tenerlo en cuenta antes de construir el modelo.

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Una manera de construir una malla de transición en ANSYS Workbench (2021) es utilizando los comandos *sizing* del menú de mallado. Estos comandos permiten definir un tamaño máximo que se puede asignar a una arista, una cara o un cuerpo. Con estas herramientas se puede configurar una cantidad de restricciones a la malla tal que transite desde un tamaño máximo de malla a un tamaño mínimo.

Al utilizar registros de aceleración ya sean reales o sintéticos, es recomendable revisarlos para determinar si estos requieren correcciones por línea base o filtrado. Una forma sencilla de revisarlos es integrar las aceleraciones hasta ver el registro de desplazamientos, y revisar que no tenga desplazamientos residuales. Ya que, si los registros de aceleración tienen desplazamientos residuales, estos inducirán errores a los análisis realizados y se obtendrá una respuesta imprecisa de la estructura a analizar.

Al evaluar respuestas en términos de aceleraciones, velocidades y desplazamientos en análisis tiempo historia tanto de modelos integrales como de modelos con resortes en la base, es importante tener claro si se desea conocer la respuesta absoluta o relativa. Si se desea conocer el desplazamiento total en la azotea de la estructura, los desplazamientos absolutos nos darán los resultados deseados. Sin embargo, lo recomendable es leer el manual y realizar pruebas con modelos simples para cada programa, ya que en ANSYS (2021) no todos los análisis paso a paso tienen disponibles las respuestas absolutas y relativas. Por lo que se recomienda saber que respuestas ofrece cada tipo de análisis y elegirlo conforme la necesidad del proyecto.

Si se desea permitir desplazamientos relativos entre la cimentación y el suelo, es recomendable utilizar elementos de interfaz, ya que, si no se utilizan, el suelo y la cimentación estarán perfectamente acoplados, por lo que no se permitirán estos desplazamientos.

7.3. Trabajos futuros

En el desarrollo de este trabajo de investigación existen algunas limitaciones, las cuales se pueden explorar en trabajos futuros en los que se estudien a detalle ciertas características importantes para este tipo de análisis.

1. Realizar análisis tiempo historia para una mayor cantidad de sismos de distinta magnitud y comparar los resultados de ambos modelos.
2. Realizar análisis donde los materiales del suelo y de la estructura tengan propiedades no lineales.
3. Realizar modelos integrales donde se tome en cuenta la topografía natural del suelo.
4. Utilizar distintos tamaños y configuraciones de mallas de transición para evaluar el efecto que tiene sobre los resultados de la estructura.
5. Comparar la respuesta de modelos estructurales con resortes en la base, donde el amortiguamiento se incluya a través del modelo de Rayleigh, contra el modelado de amortiguadores puntuales con los coeficientes obtenidos con la aproximación de las NTC S 20 (2020).
6. Realizar modelos integrales con suelos estratificados.
7. Realizar modelos integrales de estructuras con cajones de cimentación con geometrías irregulares.
8. Realizar modelos integrales de estructuras con cimentaciones profundas.
9. Estudiar el efecto de incluir fronteras absorbentes en modelos integrales.
10. Comparar la respuesta del modelo integral contra un modelo de resortes cuando la aceleración de entrada del modelo de resortes no incorpora el efecto de la deformación de la estructura.
11. Estudiar el efecto de utilizar múltiples resortes distribuidos en el cajón de cimentación de los modelos con resortes en la base, y compararlos contra los resultados de un modelo integral.
12. Incorporar elementos de interfaz para permitir desplazamientos relativos entre la estructura y el suelo en el modelo integral.
13. Instrumentar la edificación estudiada para realizar un análisis de vibración ambiental y comparar los resultados obtenidos con los modelos empleados en este trabajo.

Referencias

- [1] ANSYS (2021), ANSYS 2021 R2, ANSYS inc, Canonsburg, Pensilvania, EUA.
- [2] Avilés J. (1999), “Interacción suelo-estructura: Conceptos de diseño”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, Vol. 61, pp. 23-55. <https://doi.org/10.18867/ris.61.243>
- [3] Bielak J. (1975), “Dynamic behavior of structures with embedded foundations”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 3, Num. 3, pp.259-274. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290030305>.
- [4] CFE-MDOC-DS (2015). “Manual de diseño de obras civiles diseño por sismo” Capítulo C.1.3, Comisión Federal de Electricidad.
- [5] CSI (2021), “SAP2000”, (V.23), Computers & Structures, Berkley, EUA.
- [6] Fernández L. Avilés J. y Muriá D. (2012), “Distribución de elementos mecánicos en pilas sujetas a fuerzas en la cabeza y ante la incidencia de ondas sísmicas”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, Vol. 87, pp. 1-23.
- [7] Fernández L. (2013) “Influencia de la interacción dinámica suelo estructura en la respuesta dinámica de las estructuras I”, *Construcción y tecnología en concreto*, IMCyC, Vol. 3, No. 2. ISSN:0187-7895.
- [8] Fernández L. y Avilés J. (2008), “Efectos de interacción suelo-estructura en edificios con planta baja blanda”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, Vol. 79, pp. 71-90.
- [9] Fernández L. (2013*) “Influencia de la interacción dinámica suelo estructura en la respuesta dinámica de las estructuras II”, *Construcción y tecnología en concreto*, IMCyC, Vol. 3, No. 3. ISSN:0187-7895.
- [10] Fernández L. y Castillo S. (2021), “Influencia de la Interacción Dinámica Suelo Estructura en los Modos de Vibrar”, *XXII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Aguascalientes, México.
- [11] Franco O. (2020), “Respuesta dinámica de estructuras someras considerando el método de elementos finitos para arcillas del valle de México”, Tesis de maestría, Universidad Autónoma Metropolitana, Ciudad de México. .

-
- [12] Gazetas G. (1983), “Analysis of machine foundation vibrations: state of the art”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 2, Num. 1, pp. 2-42. [https://doi.org/10.1016/0261-7277\(83\)90025-6](https://doi.org/10.1016/0261-7277(83)90025-6).
- [13] J. Bathe (1982). “Solution of equilibrium equations in dynamic analysis”. *Finite Element Procedures in Engineering Analysis*. Prentice Hall, 499-556, Segunda edición, Estados Unidos de América.
- [14] J. P. Wolf (1985). “Dynamic Soil-Structure Interaction”, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.
- [15] Kausel E. Whitman R. Morray J. y Elsabee F. (1978). “The spring method for embedded foundations”, *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 48, Num. 2-3. pp. 377-392. [https://doi.org/10.1016/0029-5493\(78\)90085-7](https://doi.org/10.1016/0029-5493(78)90085-7).
- [16] Liu G.R. y Quek Jerry S.S. (2003), “A non-reflecting boundary for analyzing wave propagation using the finite element method”, *Finite Elements in Analysis and Design*, Vol. 39, Num. 5-6, pp. 403-417. [https://doi.org/10.1016/S0168-874X\(02\)00081-1](https://doi.org/10.1016/S0168-874X(02)00081-1).
- [17] Luco J. (1974), “Impedance functions for a rigid foundation on a layered medium”, *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 31, Num. 2, pp. 204-217. [https://doi.org/10.1016/0029-5493\(75\)90142-9](https://doi.org/10.1016/0029-5493(75)90142-9).
- [18] Meek J. y Wolf J. (1991), “Insights on cutoff frequency for foundation on soil layer”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 20, Num. 7, pp. 651-665. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290200705>.
- [19] NTCS-20 (2020). “Normas técnicas complementarias para diseño por sismo”, Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México, Gaceta Oficial del Departamento de la Ciudad de México
- [20] Ordaz M. y C. Montoya. (1990-2002). “Programa DEGTRA”. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México
- [21] Ortiz M. (2020), “Análisis de la rigidez dinámica del sistema suelo-cimentación de cajones de cimentación mediante el método de elementos finitos”, Tesis de maestría, Universidad Autónoma Metropolitana, Ciudad de México.

-
- [22] Renzi S. Madiari C. y Vannucchi G. (2013), “A simplified empirical method for assessing seismic soil-structure interaction effects on ordinary shear-type buildings”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 55, pp. 100-107. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.09.012>.
- [23] Tassoulas J. y Kausel E. (1983), “Elements for the numerical analysis of wave motion in layered strata”, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 19, Num. 7, pp. 1005-1032. <https://doi.org/10.1002/nme.1620190706>.
- [24] Tena A. Juárez G. Ruiz Sandoval M. E. y Archundia H. I. (2017), “Revisión de la seguridad sísmica de un edificio de concreto reforzado de mediana altura fuertemente irregular existente en la Ciudad de México”, *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Vol. 22, No. 3, pp. 281-326. <http://dx.doi.org/10.24133/riie.v22i3.647>.
- [25] Tena-Colunga, A. (1992a), “Response of an unreinforced masonry building during the Loma Prieta Earthquake”, *Ph.D. Thesis*, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, May.
- [26] Tena-Colunga, A. (1992b), “Seismic evaluation of unreinforced masonry structures with flexible diaphragms”, *Earthquake Spectra*, Vol. 8, No. 2, pp. 305-318.
- [27] Tena A. (2019), “Interacción suelo-estructura. Reflexiones sobre su importancia en la respuesta dinámica de estructuras durante sismos”, *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Vol. 24, No. 2, pp. 141-165. <http://dx.doi.org/10.24133/riie.v24i2.1282>.
- [28] Y. Ohta y N. Goto (1978). “Empirical Shear Wave Velocity Equations in Terms of Characteristic Soil Indexes”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 6, Num. 2, pp. 167-187. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290060205>.