



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**Análisis sísmico comparativo en edificaciones utilizando
Interacción Suelo - Estructura según códigos ASCE7-22,
ASCE41-17 y Provisiones NEHRP, Trujillo 2022**

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

Ingeniero civil

AUTORES:

Lezama Tisnado, Ingrid Alexandra (orcid.org: 0000-0002-7778-7126)

Matta Gómez, Janelly Kerry (orcid.org: 0000-0003-1541-5623)

ASESORES:

Dr. Ing. Valdivieso Velarde Alan Yordan (orcid.org: 0000-0002-8179-2809)

Dr. Ing. Farfán Córdova, Marlon Gastón (orcid.org: 0000-0001-9295-5557)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico Y Estructural

LÍNEA DE RESPONSABILIDAD SOCIAL UNIVERSITARIA:

Desarrollo económico, empleo y emprendimiento

TRUJILLO – PERÚ

2022

Dedicatoria

Esta tesis está dedicada en primer lugar a Dios, a mis padres mis hermanas y mi sobrina Sophia, por su apoyo incondicional que me brindan día a día y por enseñarme a ser mejor persona. A mi hermana Sandra Lezama por estar siempre conmigo durante este largo proceso, este logro se los dedico a ustedes.

Lezama Tisnado Ingrid Alexandra

A Dios, por brindarme la vida y salud, capacidad y fortaleza para continuar ante cualquier obstáculo que se presentó.

A mi madre que está en el cielo, a mi padre por su apoyo y amor incondicional, trabajo y sacrificio en todos estos años, gracias a ellos he logrado llegar hasta aquí, y convertirme en lo que soy, apoyándome incondicionalmente y creyendo en mí en los momentos más difíciles de mi carrera.

A mi hijo porque me dio las fuerzas de seguir adelante.

Matta Gómez Janelly Kerry.

Agradecimiento

Quiero agradecer a Dios por haberme dado la vida, así mismo quiero agradecer a mis asesores **Dr. Ing. Alan Yordan Valdivieso Velarde Y DR. Ing. Marlon Farfán Córdova** por compartir sus conocimientos y enseñanzas con profesionalismo y paciencia en este proyecto. A nuestros docentes de la UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO por sus enseñanzas durante lo largo de nuestra carrera.

Lezama Tisnado Ingrid Alexandra

Agradezco a Dios por las bendiciones en mi vida, por ser mi fortaleza en aquellos momentos difíciles y de debilidad.

A mi familia por su apoyo incondicional durante toda mi vida, por los consejos, valores y principios que me han inculcado a superarme cada día como persona y profesionalmente.

Agradezco a todos los docentes en especial a **Dr. Ing. ALAN Yordan Valdivieso Velarde Y DR. Ing. Marlon Farfán Córdova** por el apoyo y el conocimiento brindado durante el desarrollo de tesis.

Matta Gómez Janelly Kerry.

Índice de Contenidos

| | |
|--|------|
| Dedicatoria..... | ii |
| Agradecimiento..... | iii |
| Índice de Contenido | iv |
| Índice de Tablas | v |
| Índice de Figuras..... | viii |
| Resumen..... | x |
| Abstract..... | xi |
| I. INTRODUCCIÓN..... | 1 |
| II. MARCO TEÓRICO..... | 5 |
| III. METODOLOGÍA..... | 27 |
| 3.1. Tipo y diseño de investigación..... | 27 |
| 3.2. Variables y Operacionalización | 28 |
| 3.3. Población (criterios de selección), muestra, muestreo, unidad de análisis. | 28 |
| 3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos | 28 |
| 3.5. Procedimientos..... | 29 |
| 3.6. Métodos de análisis de datos | 31 |
| 3.7. Aspectos éticos | 31 |
| IV. RESULTADOS | 32 |
| V. DISCUSIONES..... | 115 |
| VI. CONCLUSIONES..... | 118 |
| VII. RECOMENDACIONES | 120 |
| REFERENCIAS..... | 121 |
| ANEXOS | 127 |

Índice de Tablas

| | |
|--|----|
| Tabla 1. <i>Relación de amortiguamiento histerético del suelo, β_s</i> | 11 |
| Tabla 2. <i>Fracción de aceleración sísmica por cada zona</i> | 25 |
| Tabla 3. <i>Clasificación de perfiles de suelo</i> | 25 |
| Tabla 4. <i>Clasificación de edificaciones</i> | 26 |
| Tabla 5. <i>Intervalos de variación para coeficiente de amplificación sísmica</i> | 26 |
| Tabla 6. <i>Factor básico de reducción sísmica</i> | 26 |
| Tabla 7. <i>Datos empleados para la Interacción Suelo - Estructura</i> | 32 |
| Tabla 8. <i>Datos empleados para la Interacción Suelo - Estructura</i> | 34 |
| Tabla 9. <i>Variación de aceleración espectral por cada periodo con ISE según ASCE7-22</i> | 41 |
| Tabla 10. <i>Coeficientes de rigidez dinámicos</i> | 43 |
| Tabla 11. <i>Coeficiente por razón de amortiguamiento (interacción inercial)</i> | 43 |
| Tabla 12. <i>Factores por razón de amortiguamiento de promedio de losa base y fundación embebida (interacción cinemática)</i> | 43 |
| Tabla 13. <i>Datos empleados para la Interacción Suelo - Estructura</i> | 46 |
| Tabla 14. <i>Factores de modificación de fundación embebida para rigidez dinámica</i> 50 | |
| Tabla 15. <i>Coeficientes de rigidez cuasi – dinámica</i> | 50 |
| Tabla 16. <i>Datos empleados para la Interacción Suelo - Estructura</i> | 51 |
| Tabla 17. <i>Factores de modificación de fundación embebida</i> | 64 |
| Tabla 18. <i>Factores de modificación de fundación de rigidez estática a dinámica</i> | 64 |
| Tabla 19. <i>Coeficientes de rigidez dinámica</i> | 64 |
| Tabla 20. <i>Factores de modificación de amortiguamiento por radiación para fundación embebida</i> | 64 |
| Tabla 21. <i>Coeficientes de amortiguamiento por radiación para fundación embebida</i> 65 | |
| Tabla 22. <i>Masa participativa sin ISE (base rígida)</i> | 65 |
| Tabla 23. <i>Aceleración espectral por cada periodo sin ISE (base rígida)</i> | 68 |
| Tabla 24. <i>Cortante dinámica en la base en dirección XX (base rígida)</i> | 70 |
| Tabla 25. <i>Cortante dinámica en la base en dirección YY (base rígida)</i> | 71 |
| Tabla 26. <i>Desplazamientos absolutos del centro de masa en dirección XX (base rígida)</i> | 72 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 27. <i>Desplazamientos absolutos del centro de masa en dirección YY (base rígida)</i> | 72 |
| Tabla 28. <i>Masa participativa con ISE (ASCE7-22)</i> | 74 |
| Tabla 29. <i>Aceleración espectral por cada periodo con ISE (ASCE7-22)</i> | 77 |
| Tabla 30. <i>Cortante dinámica en la base en dirección XX (ASCE7-22)</i> | 80 |
| Tabla 31. <i>Cortante dinámica en la base en dirección YY (ASCE7-22)</i> | 80 |
| Tabla 32. <i>Desplazamientos absolutos del centro de masa en dirección XX (ASCE7-22)</i> | 81 |
| Tabla 33. <i>Desplazamientos absolutos del centro de masa en dirección YY (ASCE7-22)</i> | 81 |
| Tabla 34. <i>Masa participativa con ISE (ASCE41-17)</i> | 84 |
| Tabla 35. <i>Cortante dinámica en la base en dirección XX (ASCE41-17)</i> | 87 |
| Tabla 36. <i>Cortante dinámica en la base en dirección YY (ASCE41-17)</i> | 87 |
| Tabla 37. <i>Desplazamientos absolutos del centro de masa en dirección XX (ASCE41-17)</i> | 88 |
| Tabla 38. <i>Desplazamientos absolutos del centro de masa en dirección YY (ASCE41-17)</i> | 89 |
| Tabla 39. <i>Masa participativa con ISE (NEHRP)</i> | 91 |
| Tabla 40. <i>Cortante dinámica en la base en dirección XX (NEHRP)</i> | 95 |
| Tabla 41. <i>Cortante dinámica en la base en dirección YY (NEHRP)</i> | 95 |
| Tabla 42. <i>Desplazamientos absolutos del centro de masa en dirección XX (NEHRP)</i> | 96 |
| Tabla 43. <i>Desplazamientos absolutos del centro de masa en dirección YY (NEHRP)</i> | 96 |
| Tabla 44. <i>Variación de factores de masa participativa en UX, UY y RZ</i> | 99 |
| Tabla 45. <i>Variación de periodos de vibración en UX, UY Y RZ</i> | 99 |
| Tabla 46. <i>Variación de fuerzas cortantes por cada nivel para sismo dinámico en dirección XX y YY</i> | 100 |
| Tabla 47. <i>Variación de momentos flectores por cada nivel para sismo dinámico en dirección XX y YY</i> | 103 |
| Tabla 48. <i>Variación de desplazamientos absolutos por cada nivel para sismo dinámico en dirección XX</i> | 106 |
| Tabla 49. <i>Variación de desplazamientos absolutos por cada nivel para sismo</i> | |

| | |
|---|-----|
| <i>dinámico en dirección YY</i> | 106 |
| Tabla 50. <i>Variación de desplazamientos relativos por cada nivel para sismo dinámico en dirección XX</i> | 109 |
| Tabla 51. <i>Variación de desplazamientos relativos por cada nivel para sismo dinámico en dirección YY</i> | 109 |
| Tabla 52. <i>Variación de derivas (distorsiones) por cada nivel para sismo dinámico en dirección XX</i> | 112 |
| Tabla 53. <i>Variación de derivas (distorsiones) por cada nivel para sismo dinámico en dirección YY</i> | 112 |

Índice de Figuras

| | |
|---|-----|
| <i>Figura 1.</i> Condición de aplicación de fórmulas cuando $L \geq B$ (ASCE41-17)..... | 15 |
| <i>Figura 2.</i> (d) altura efectiva de la cimentación en contacto, (h) profundidad al eje de la cimentación, (D) profundidad de desplante, (ASCE41-17)..... | 15 |
| <i>Figura 3.</i> Condición de aplicación de fórmulas cuando $L \geq B$ (NEHRP)..... | 18 |
| <i>Figura 4.</i> (d) altura efectiva de la cimentación en contacto, (h) profundidad al eje de la cimentación, (D) profundidad de desplante, (NEHRP) | 18 |
| <i>Figura 5.</i> Clasificación de sitio según código ASCE7-16..... | 33 |
| <i>Figura 6.</i> Espectro de respuesta según código ASCE7-16 | 35 |
| <i>Figura 7.</i> Ratio de amortiguamiento histerético según la clase de sitio | 36 |
| <i>Figura 8.</i> Modelo matemático de la edificación con Interacción Suelo – Estructura según el código ASCE7-22. | 43 |
| <i>Figura 9.</i> Espectro de aceleraciones (2018) elástico, $R=6$, e incluyendo reducción por interacción inercial y cinemática para las direcciones de análisis XX y YY.... | 45 |
| <i>Figura 10.</i> Modelo matemático de la edificación con Interacción Suelo – Estructura según el código ASCE41-17. | 50 |
| <i>Figura 11.</i> Modelo matemático de la edificación con Interacción Suelo – Estructura según las provisiones NEHRP. | 63 |
| <i>Figura 12.</i> Periodo de vibración traslacional en dirección UX (base rígida) | 66 |
| <i>Figura 13.</i> Periodo de vibración rotacional en dirección RZ (base rígida) | 67 |
| <i>Figura 14.</i> Periodo de vibración traslacional en dirección UY (base rígida) | 67 |
| <i>Figura 15.</i> Periodo de vibración traslacional en dirección UX (ASCE7-22) | 75 |
| <i>Figura 12.</i> Periodo de vibración traslacional en dirección UY (ASCE7-22) | 76 |
| <i>Figura 13.</i> Periodo de vibración rotacional en dirección RZ (ASCE7-22)..... | 76 |
| <i>Figura 14.</i> Periodo de vibración traslacional en dirección UX (ASCE41-17) | 85 |
| <i>Figura 15.</i> Periodo de vibración rotacional en dirección UY (ASCE41-17)..... | 85 |
| <i>Figura 16.</i> Periodo de vibración traslacional en dirección RZ (ASCE41-17) | 86 |
| <i>Figura 17.</i> Periodo de vibración traslacional en dirección UX (NEHRP) | 92 |
| <i>Figura 18.</i> Periodo de vibración rotacional en dirección UY (NEHRP) | 93 |
| <i>Figura 19.</i> Periodo de vibración traslacional en dirección RZ (NEHRP)..... | 93 |
| <i>Figura 20.</i> Diagramas de fuerzas cortantes en dirección XX | 101 |
| <i>Figura 21.</i> Diagramas de fuerzas cortantes en dirección YY | 102 |
| <i>Figura 22.</i> Diagramas de momentos flectores en dirección XX..... | 104 |

| | |
|--|-----|
| <i>Figura 23.</i> Diagramas de momentos flectores en dirección YY..... | 105 |
| <i>Figura 24.</i> Diagrama de desplazamientos absolutos en dirección XX..... | 107 |
| <i>Figura 25.</i> Diagrama de desplazamientos absolutos en dirección YY..... | 108 |
| <i>Figura 26.</i> Diagrama de desplazamientos relativos en dirección XX..... | 110 |
| <i>Figura 27.</i> Diagrama de desplazamientos relativos en dirección YY..... | 111 |
| <i>Figura 28.</i> Diagrama de derivas en dirección XX | 113 |
| <i>Figura 29.</i> Diagrama de derivas en dirección YY | 114 |

Resumen

El presente estudio tuvo como objetivo realizar el análisis sísmico comparativo de una edificación utilizando Interacción Suelo - Estructura según códigos ASCE7-22, ASCE41-17 y provisiones NEHRP. El diseño de la investigación fue no experimental, descriptivo - comparativo, de propósito aplicada. La edificación tuvo una resistencia a la compresión del concreto de 210kgf/cm², con placas de espesor de 0.25m, columnas de 0.35x0.50m², una platea de cimentación de espesor de 0.50m y una losa maciza de espesor de 0.15m; el análisis sísmico utilizado fue mediante el modal espectral, así mismo, los métodos para evidenciar la ISE, fue mediante el código ASCE7-22, ASCE41-17 y las provisiones NEHRP. El periodo de vibración con base flexible aumenta en 13.71%, 29.89% y 41.12%; la cortante disminuye en 48.07%, 15.74% y 55.69%, para las derivas, disminuye en 25.31%, aumenta en 192% y 206.42%, respecto al de base fija, para los métodos del ASCE7-22, ASCE 41-17 y NEHRP, respectivamente. Estos resultados mayoritariamente compatibles con los obtenidos por los antecedentes para el análisis sísmico con ISE según ASCE7-22 y NEHRP, en el caso ASCE41-17, difiere con otros resultados. Finalmente, se concluye que el análisis sísmico se complementa con las provisiones NEHRP cuando sea necesario evidenciar la flexibilidad del suelo.

Palabras clave: Análisis sísmico, Interacción Suelo – Estructura, derivas, cortante.

Abstract

The objective of this study was to carry out the comparative seismic analysis of a building using Soil-Structure Interaction according to ASCE7-22, ASCE41-17 codes and NEHRP provisions. The research design was non-experimental, descriptive - comparative, of applied purpose. The building had a concrete compressive strength of 210kgf/cm², with 0.25m thick plates, 0.35x0.50m² columns, a 0.50m thick foundation plate and a 0.15m thick solid slab; the seismic analysis used was through the spectral modal, likewise, the methods to show the ISE, was through the code ASCE7-22, ASCE41-17 and the NEHRP provisions. The vibration period with flexible base increases by 13.71%, 29.89% and 41.12%; the shear decreasing by 48.07%, 15.74% and 55.69%, for the drifts, decreasing by 25.31%, increasing by 192% and 206.42%, with respect to the fixed base, for the ASCE7-22, ASCE 41-17 and NEHRP methods, respectively. These results, mostly compatible with those obtained by the background for seismic analysis with ISE according to ASCE7-22 and NEHRP, in the case ASCE41-17, differ with other results. Finally, it is concluded that the seismic analysis is complemented with the NEHRP provisions when it is necessary to demonstrate the flexibility of the soil.

Keywords: Seismic analysis, Soil-Structure Interaction, drifts, shear.

I. INTRODUCCIÓN

A nivel mundial, la demanda de la construcción de edificaciones ha venido aumentando y la dentro de los campos de la ingeniería, a consecuencia de las edificaciones construidas de forma convencional, se han venido suscitando una serie de accidentes provocando la reflexión con respecto a medidas preventivas de los mismos, se observan diversas problemáticas en cuando a sismos y edificaciones mal construidas, registrándose eventos sísmicos en donde los resultados son desastrosos, es por ello el campo de la Ingeniería Sísmica engloba todos los problemas que generan los comportamientos estructurales tomando en cuenta el cálculo y diseño de las edificaciones esos desastres y a la vez generar seguridad en la población. Actualmente se han estudiado diversos mecanismos para logran entender estos fenómenos y como plasmar una alternativa de solución en el diseño estructural ante sismos de grandes magnitudes. (Alarcón, 1991)

A nivel internacional, la demanda de la construcción de edificaciones ha venido aumentando y la dentro de los campos de la ingeniería, a consecuencia de las edificaciones construidas de forma convencional, se han venido suscitando una serie de accidentes provocando la reflexión con respecto a medidas preventivas de los mismos, se observan diversas problemáticas en cuando a sismos y edificaciones mal construidas, registrándose eventos sísmicos en donde los resultados son desastrosos, es por ello el campo de la Ingeniería Sísmica engloba todos los problemas que generan los comportamientos estructurales tomando en cuenta el cálculo y diseño de las edificaciones esos desastres y a la vez generar seguridad en la población. Actualmente se han estudiado diversos mecanismos para logran entender estos fenómenos y como plasmar una alternativa de solución en el diseño estructural ante sismos de grandes magnitudes. (Alarcón, 1991)

En Bolivia, si bien es cierto, la sismicidad de su territorio se encuentra reducida en 3.5 grados de magnitud, por ello está definida como un país de mediana sismicidad. Pero desde el 2006, dieron énfasis al comportamiento sismorresistente de las estructuras, generando una propuesta alternativa dentro del análisis estructural sísmico dinámico tomando en cuenta el comportamiento que ejerce el suelo en la estructura, ya que según estudios se han podido determinad una variedad de patologías estructurales en dicho país, observando en la mayoría de casos, zapatas que han sufrido asentamientos. (Cotaña, 2019)

Por otro lado, en Estados Unidos, se trabajan con mecanismos de diseño el cual proporciona una mejor perspectiva en cuanto al comportamiento sismorresistente de edificaciones gracias al modelo NIST GCR 12 – 917 – 21, que se viene aplicando en dicho país, en el que se vienen realizando diversos estudios con el propósito de desarrollar una orientación consensuada para tomar en cuenta la reacción que ejerce el suelo a la estructura, y pues dentro de dichos análisis estructurales, los movimientos del suelo reflejar con precisión la entrada en la base de las estructuras, y que los modelos estructurales deben incluir elementos que tienen en cuenta las condiciones geotécnicas y fundacionales asociado con el edificio en consideración. (Gómez, 2018)

A nivel Nacional, el Perú se cataloga como uno de los países sísmicos del mundo por encontrarse dentro del cinturón de fuego, teniendo como focos costeros, el Pacífico que alberga las zonas de subducción más importantes del mundo, por ello nuestro país, a lo largo del tiempo ha venido sufriendo terremotos devastadores como el de Ica, en donde se pudo observar el deficiente comportamiento sismorresistente de las estructuras, obteniendo un 90% de fallas en las edificaciones, dentro del Reglamento Nacional de Edificaciones no se ha implementado normativas que ayuden a enfocar mejor el comportamiento sismorresistente de las edificaciones, como en otros países; solo se limita a utilizar aún el método convencional de diseño, el cual asume el esquema de cálculo del péndulo

invertido obteniendo un cálculo irreal, puesto a que la estructura no siempre tendrá diferente comportamiento ya que siempre influye el tipo de suelo en que se trabaje. (Paredes, 2016)

Si bien, en nuestro país, al realizar un análisis sísmico para el posterior diseño de una estructura, se centra básicamente en seguir los requerimientos establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones; sin embargo, en nuestro reglamento no especifica la aplicación de la interacción suelo – estructura, por ello, se tomará en cuenta la guía de desarrollo de cálculo de las ecuaciones presentadas en los códigos ASCE, en cuanto a la reducción del espectro de aceleraciones, y la flexibilidad de la cimentación mediante la incorporación de rigidez en el apoyo, finalmente el uso de funciones de impedancia que adiciona un componente de amortiguamiento según la “NIST GCR 12-917-21 Soil – Structure Interaction for Building Structures”.

Ante lo expuesto, se pretende realizar la evaluación de cada estructura para verificar y analizar las variaciones de ser el caso, en cada metodología aplicada, con la finalidad obtener nuevas alternativas y mejoras en cuanto a nuestra normativa peruana. En tal sentido, se plantea la siguiente problemática de investigación: ¿Cuál es el análisis sísmico comparativo de una edificación utilizando interacción suelo - estructura según códigos ASCE7-22, ASCE41-17 y provisiones NEHRP, en Trujillo 2022?

La realización de la presente investigación, pretende analizar y comparar el comportamiento sísmico de una edificación diseñada a base del Reglamento Nacional de Edificaciones pero evidenciando la metodología de interacción suelo – estructura mediante los procedimientos que traen los códigos ASCE7-22, ASCE41-17 y provisiones NEHRP; el sustento teórico, tiene como finalidad contribuir con información relevante para el estudio del comportamiento sísmico de las estructuras al momento de analizarlas aplicando nuevos métodos como la interacción suelo –

estructura, por ende, para lograr proyectar este enfoque, se realiza los estudios correspondientes previos al diseño como: la topografía, mecánica de suelos y arquitectura; además la inspección al lugar con la finalidad recolectar muestras, todo esta información nos permitirá desarrollar la presente investigación apoyándonos en las Normativas Peruanas vigentes tales como: E.020 (Cargas), E.030 (Diseño Sismorresistente), E.050 (Suelos y Cimentaciones) y E.060 (Concreto Armado).

Para dar respuesta a la formulación del problema se plantea como objetivo general realizar el análisis sísmico comparativo de una edificación utilizando interacción suelo - estructura según códigos ASCE7-22, ASCE41-17 y provisiones NEHRP; como objetivos específicos. O.E.1. Evaluar la Interacción Suelo – Estructura empleando el código ASCE7-22. O.E.2. Determinar la Interacción Suelo – Estructura empleando el código ASCE41-17. O.E.3. Establecer la Interacción Suelo – Estructura empleando las provisiones NEHRP. O.E.4. Realizar la comparación de resultados de los tres métodos aplicados empleando la Norma E.030.

Como hipótesis general, consideramos que el análisis sísmico calculado en base a las provisiones NEHRP reflejan mayor exactitud a la realidad debido a la aplicación de dos componentes principales: rigidez y amortiguamiento, los cuales ocasionan que las derivas y fuerzas se encuentren en valores promedios obtenidos a comparación de lo concluido con los métodos ASCE.

II. MARCO TEÓRICO

Como antecedentes internacionales tenemos a Calderín et al. (2020) donde nos detalla en su artículo “Consideración del fenómeno interacción suelo – estructura en edificio pre fabricado”, donde se evaluó un edificio con un sistema constructivo IMS con 18 pisos ubicado en una zona con mayor peligro sísmico en Cuba, siendo la comparativa de códigos de diseño americano ASCE y mexicano, con un modelo simplificado donde la amortiguamiento modifica la demanda, reduciéndola, a consecuencia de la flexibilidad del suelo ante eventuales sismos (p. 79); se utilizó modelos simplificados considerando la Interacción Suelo – Estructura como la norma americana ASCE 2010 y la metodología mexicana (p.87), en los parámetros de la estructura podemos visualizar que los periodos de vibración de la estructura correspondientes a la las normas NC 46:2017 sin ISE, ASCE 7 – 10 con ISE y No. 103 – BIS con ISE; son de 1.4 seg, 1.62 seg y 1.64 seg.; la cortante basal fue de 16903.9 KN, 11832.73 KN y 7895.42 KN. Y finalmente sus desplazamientos son en x 0.019023 m, 0,037 m, 0.025; en y 0.02181m, 0.025 m, 0.026m; respectivamente a cada método (p. 88), con todo se concluyó que la Interacción Suelo – Estructura permite la determinación, de forma simultánea, la conducta real del suelo de fundación con respecto a la estructura ante eventuales sismos; además de que al momento de aplicar la norma NC 46:2017 sin considerar la interacción suelo – estructura, los valores arrojados al diseñar son cuantitativamente mayores a los códigos empleados generando una sobredimensión en la estructura (p. 91)

Por otro lado, Morales et al. (2020) en su investigación titulada “Influencia de la Interacción Suelo – Estructura de cimentaciones superficiales en suelos no cohesivos en el comportamiento estructural de una edificación de 8 pisos y un subsuelo”, donde se logró comparar en edificación de ocho niveles, los periodos de vibración en modelos diseñados tradicionalmente es decir en base rígida y otra en suelos con funciones de impedancia, considerando el espectro de la Norma Ecuatoriana de la Construcción y el sitio (p. 5). Se utilizó el método de la subestructura –

Modelo B que consiste en diseñar la estructura sobre una base rígida y el modelo directo de ISE – Modelo C, el cual escoge un modelo de elasto – plasticidad del suelo, otorgando un comportamiento al suelo con respecto a la estructura (p. 6), comparando los métodos utilizados, el modelo A difiere un 46% con el Modelo B y 45% el Modelo C en cuanto a periodos de vibración; es decir, al realizar el análisis es erróneo considerar base empotrada en un suelo blando, dando resultados falsos en el diseño, además, según la normativa Ecuatoriana, el modelo C no cumple con las derivas de piso, superando el 0.02 (p. 25); por último, para estimar el espectro de respuesta de sitio mediante el PEER, se requiere de la caracterización de las fallas, por otro lado el empotramiento perfecto es una manera de ejecutar la interacción pero se asume un suelo rígido que no es lo ideal (p. 25)

En el ámbito nacional, Chávez (2016) en su investigación “Análisis, Diseño y Efectos de Interacción Sísmica Suelo – Estructura con Disipadores de Energía Viscosos – Taylor, en un Edificio Aporticada de 5 Niveles en la Urbanización Buenos Aires, Distrito de Nuevo Chimbote - 2016”, determina el análisis y diseño de una edificación aporticada de cinco pisos de altura, tomando en cuenta la acción de la interacción sísmica suelo – estructura adicionando disipadores de energía viscosos – Taylor en su diseño (p. 77), además para la metodología se utilizó un diseño en donde la investigación se definió de tipo correlacional ya que se encuentra en función a la variable (p. 78); concluyendo así con la realización del diseño y posterior análisis de la edificación, tanto aporticada, dual y optimización con disipadores de fluido viscoso, adicionando el modelo dinámico de Interacción Suelo – Estructura (p. 418)

Para Araca (2019) en su investigación titulada “Influencia de la interacción suelo - estructura en el comportamiento de las viviendas aporticados con zapatas aisladas en la ciudad de Juliaca”, tuvo como objetivo la determinación de la influencia de la interacción suelo-

estructura (ISE) con respecto a la conducta de las edificaciones aporticados con una variación dentro de su configuración en planta y la cantidad de pisos, utilizando zapatas aisladas (p. 25), en la investigación se aplicó una metodología con un enfoque cuantitativo, con un tipo de investigación descriptivo – comparativo (p. 64). La estructura en estudio se ve afectada, en la respuesta sísmica, básicamente por tres sistemas; el suelo, la cimentación y la estructura propiamente dicha; por lo tanto, se visualiza un incremento a consecuencia de la flexibilidad del suelo en función al desplazamiento, distorsiones y periodo de vibración, donde, los edificios de planta cuadrada y de poca altura, es decir de 2 a 3 niveles, no se visualizó una respuesta sísmica significativa, por lo contrario, en edificios de más niveles como, de entre 4 a 5 pisos, al aplicar la interacción suelo – estructura, se percibe una modificación en la respuesta sísmica que resulta ser relevante. (p. 173)

Por consiguiente, a Estela (2019) en su tesis titulada “Comparación de la respuesta estructural de una edificación regular Con zapatas aisladas en la ciudad de Cajamarca, considerando y obviando el efecto de Interacción Sísmica Suelo-Estructura” donde se muestra la comparativa entre una edificación diseñada de forma convencional y otra aplicando ISE, tomando en cuenta el tipo de apoyo de dicha edificación. (p. 7); además, la metodología de la investigación tiene un enfoque cuantitativo, de tipo no experimental – aplicada y de nivel correlacional (p. 52); se puede evidenciar la validación de la hipótesis debido a que la respuesta estructural del modelamiento, tuvo un resultado mayor cuando se consideró el efecto de la interacción suelo – estructura, a comparación con el modelo convencional, ya que con el ISE, los desplazamientos se incrementaron en un 77.78%, al igual que las derivas ascendieron en un 104.75%, los periodos de vibración en un 55.19%, y las fuerzas internas en un 49.75% reduciendo la fuerza cortante de piso en 4.61% y las frecuencias en 25.22%. (p. 104)

Finalmente tenemos a Zumarán et al. (2021) en su investigación titulada “Análisis comparativo del comportamiento sismorresistente de una edificación de concreto armado utilizando interacción suelo – estructura y sin esta, Talara 2021”, por lo que se determina el análisis comparativo en función al comportamiento sismorresistente de una edificación aplicando la ISE y obviándola (p. 35), para ello se empleó una metodología la cual tuvo un enfoque cuantitativo, su tipo de investigación fue aplicada, no experimental, descriptiva (p. 24); en la investigación se evidencia la afirmación de la hipótesis al comparar resultados de ambos diseños, obteniéndose principalmente resultados de la comparación para el diseño en específica siguiente: placas, el acero longitudinal de los elementos de borde variaron de 30/40 Ø1” a 30/36 Ø3/4”, el acero horizontal en el alma del elemento fue de Ø5/8”@.10m a Ø1/2”@.10m para los diseños sin considerar la interacción suelo – estructura y con esta, respectivamente; vigas, el acero longitudinal varió respecto a los bastones colocados, siendo el refuerzo superior de 3Ø5/8” y 2Ø1/2” frente a 2Ø5/8” y 2Ø1/2” y el refuerzo inferior fue de 3Ø1/2” y 2Ø5/8” frente a 3Ø3/8” y 2Ø1/2”, sin considerar la interacción suelo – estructura y con esta, respectivamente; platea de cimentación, el acero longitudinal Ø1”@.15m (superior) y Ø1”@.075m (inferior) en ambas direcciones para el diseño considerando base empotrada, mientras que para el análisis de base flexible, el acero longitudinal fue Ø1”@.20m (superior) y Ø1”@.20 (inferior) en ambas direcciones, además se implementó pilotes, con un armado longitudinal de 32Ø1 ½” y transversal de Ø1/2”@.05m en la longitud activa, y Ø1/2”@.20m en la distancia restante (p. 379)

Localmente tenemos a Rios (2020) con su tesis titulada “Análisis de la interacción sísmica suelo - estructura en un edificio con sistema de muros estructurales sometido a diferentes perfiles de suelo, Trujillo 2020”, donde se muestra el análisis de los efectos de la Interacción Suelo – Estructura en el comportamiento sísmico estructural de una edificación con un sistema de muros estructurales tomando en cuenta diferentes tipos de suelos (p. 57); además se utilizó una metodología de tipo no

experimental – aplicada y el diseño de la investigación es transversal descriptiva (p. 58). Se logró analizar efectos de la interacción suelo – estructura dentro del comportamiento sísmico en la edificación tomando en cuenta los distintos perfiles del suelo, además que el incremento del desplazamiento es significativo cuando se considera una base flexible, teniendo como resultado en el primer piso eje “x” en un suelo de tipo S1 varían de 44.6% a 125.7% en modelos de Barkan y Norma Boliviana; y para el suelo de tipo S2 varían de 72.4% y 120.2% en modelos con Norma Rusa y Norma Boliviana respectivamente; por otro lado, se nota que al pasar de un suelo duro a un suelo intermedio, los desplazamientos aumentan de 54.02%, 86.89%, 59.40% y 50.27% para los métodos de Norma peruana, Barkan, Norma Rusa y Norma Boliviana respectivamente. (p. 152)

En el desarrollo de la presente investigación se involucró teorías relacionadas al tema, las cuales permitieron esclarecer y fortalecer conocimientos previos, para así, comprender el procedimiento de cálculo realizado. A continuación, se describe detalladamente el marco teórico en función a sus dimensiones: Interacción Suelo – Estructura utilizando las disposiciones de los códigos americanos ASCE7-22, ASCE41-17, las provisiones NEHRP; el análisis sísmico modal espectral y los requisitos establecidos por la Norma E.030 de diseño sismorresistente. Específicamente, se desagregó dicha información en sus indicadores, siendo estos para la primera dimensión, la determinación de los coeficientes de rigidez de naturaleza casi – dinámica, el ratio de amortiguamiento efectivo, la relación de amortiguamiento hysterético, la relación amortiguamiento por radiación de ondas, el factor promedio de losa base y finalmente el factor por fundación embebida. Para la segunda dimensión, se presentó información relacionada a los coeficientes de rigidez casi – dinámica (incorporados del FEMA 440) y factores de modificación para cimentación embebida. Para la tercera dimensión, se redactó sobre la relación de amortiguamiento hysterético, coeficientes de rigidez dinámica y coeficientes amortiguamiento por radiación de ondas.

Además, se detalla las disposiciones de los códigos en cuanto a las distintas fórmulas a utilizar según los indicadores antes descritos. Para la cuarta dimensión, fue necesario tocar temas como la combinación modal, el espectro de aceleraciones o de respuesta, factor de escala de fuerza cortante mínima, y cortante basal de diseño. Para la quinta dimensión, se describió los requerimientos de la Norma E.030, en este espacio se interpreta los indicadores tales como: masa participativa, periodos de vibración, fuerza cortante, desplazamientos y derivas.

El efecto de la Interacción Suelo – Estructura se puede evidenciar con la metodología del código ASCE7-22, como primera metodología, los lineamientos de esta norma inician con el hallazgo de un periodo de vibración flexible “ \tilde{T} ” de la edificación, para ello se requiere calcular coeficientes de rigidez cuasi – dinámica, este valor de rigidez está representado por medio de fórmulas que solo consideran los grados de libertad traslacionales (ecuación 1) y rotacionales (ecuación 2) en el plano:

$$K_y = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right] \dots \text{(ecuación 1)}$$

$$K_{xx} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.2 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right] \dots \text{(ecuación 2)}$$

La relación de amortiguamiento efectivo del sistema suelo – estructura, está dada por la sumatoria del amortiguamiento histerético y del sistema (que generalmente este último es considerado como 5%), de acuerdo con el código, se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$\beta_0 = \beta_f + \frac{\beta}{\left(\frac{\tilde{T}}{T} \right)_{eff}^2} \leq 0.20 \dots \text{(ecuación 3)}$$

Donde la relación de periodo de base flexible sobre base rígida $\left(\frac{\tilde{T}}{T} \right)_{eff}$,

es equivalente a:

$$\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)_{eff} = \left\{1 + \frac{1}{\mu} \left[\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2 - 1\right]\right\}^{0.5} \dots \text{(ecuación 4)}$$

Siendo μ , el valor de ductilidad o coeficiente de reducción sísmica.

La relación de amortiguamiento histerético, se hallar mediante un ensayo de sitio, sin embargo, el código establece que para ciertos perfiles de suelo y la relación entre la máxima ordenada espectral entre 2.5, puede otorgarnos un porcentaje aceptable y permitido según lo indica:

Tabla 1. Relación de amortiguamiento histerético del suelo, β_s .

| Aceleración máxima efectiva, $\frac{S_{DS}}{2.5}^a$ | | | | |
|---|--------------------------|----------------------------|----------------------------|-------------------------------|
| Clase de sitio | $\frac{S_{DS}}{2.5} = 0$ | $\frac{S_{DS}}{2.5} = 0.1$ | $\frac{S_{DS}}{2.5} = 0.4$ | $\frac{S_{DS}}{2.5} \geq 0.8$ |
| C | 0.01 | 0.01 | 0.03 | 0.05 |
| D | 0.01 | 0.02 | 0.07 | 0.15 |
| E | 0.01 | 0.05 | 0.20 | <i>b</i> |
| F | <i>b</i> | <i>b</i> | <i>b</i> | <i>b</i> |

^aUsar una interpolación lineal para valores intermedios de $\frac{S_{DS}}{2.5}$.

^bSe llevarán a cabo investigaciones geotécnicas específicas del sitio y análisis de respuesta dinámica del sitio.

Además, el código especifica y limita el valor de β_s calculado previamente siempre que un sitio a más de una profundidad de "B" por debajo de la base del edificio existe una capa de suelo de profundidad relativamente uniforme " D_s ", superpuesta a una capa muy rígida con una velocidad de onda de corte " V_s " más el doble que la de la capa superficial y $\frac{4D_s}{v_s \tilde{T}} < 1$, entonces los valores de amortiguamiento histerético " β_s " calculado con la Tabla 1, es reemplazado por " β'_s ", mediante la ecuación 5:

$$\beta'_s = \left(\frac{4D_s}{v_s \tilde{T}}\right)^4 \beta_s \dots \text{(Ecuación 5)}$$

Al llegar a determinarse el valor de la relación de amortiguamiento por radiación “ β_{rd} ”, como complemento de la fracción de la relación de amortiguamiento histerético “ β_s ”, se obtiene mediante la ecuación 6, la ratio de amortiguamiento del suelo:

$$\beta_f = \left[\frac{\left(\frac{T}{\bar{T}}\right)^2 - 1}{\left(\frac{T}{\bar{T}}\right)^2} \right] \beta_s + \beta_{rd} \dots \text{(Ecuación 6)}$$

Finalmente, se calcula la relación de amortiguamiento por radiación, donde es necesario determinar previamente, los valores de los periodos traslacionales y rotacional de la estructura, estas ecuaciones son:

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K_y}} \dots \text{(Ecuación 7)}$$

$$T_{xx} = 2\pi \sqrt{\frac{M^*(h^*)^2}{\alpha_{xx}K_{xx}}} \dots \text{(Ecuación 8)}$$

Así mismo para calcular la porción de amortiguamiento por radiación, es necesario obtener los valores de las relaciones de amortiguamiento por radiación según el grado de libertad, para este caso, solo traslacional (ecuación 10) y rotacional (ecuación 11) en el plano:

$$\beta_{rd} = \frac{1}{\left(\frac{T}{\bar{T}_y}\right)^2} \beta_y + \frac{1}{\left(\frac{T}{\bar{T}_{xx}}\right)^2} \beta_{xx} \dots \text{(Ecuación 9)}$$

$$\beta_y = \left[\frac{4\left(\frac{L}{B}\right)}{\left(\frac{K_y}{GB}\right)} \right] \left[\frac{\alpha_0}{2} \right] \dots \text{(Ecuación 10)}$$

$$\beta_{xx} = \left[\frac{\left(\frac{4\Psi}{3}\right)\left(\frac{L}{B}\right)\alpha_0^2}{\left(\frac{K_{xx}}{GB^3}\right)\left[2.2 - \frac{0.4}{(L/B)^3}\right] + \alpha_0^2} \right] \left[\frac{\alpha_0}{2\alpha_{xx}} \right] \dots \text{(Ecuación 11)}$$

Siendo los coeficientes de modificación:

$$\alpha_0 = \frac{2\pi B}{\bar{T}v_s} \dots \text{(Ecuación 12)}$$

$$\Psi = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{(1-2\nu)}} \leq 2.5 \dots \text{(Ecuación 13)}$$

$$\alpha_{xx} = 1.0 - \left[\frac{(0.55 + 0.01 \sqrt{\left(\frac{L}{B}\right) - 1}) \alpha_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B}\right)^3}\right) + \alpha_0^2} \right] \dots \text{(Ecuación 14)}$$

Luego de determinar el factor de reducción por la relación de amortiguamiento efectivo del sistema – estructura (correspondiente a la interacción inercial), se procede a calcular el factor de reducción por incoherencia de ondas en la base o promedio de losa base, así mismo, el factor de embebido (correspondiente a la interacción cinemática).

El código ASCE7-22, especifica que para el cálculo del coeficiente “ RRS_{bsa} ”, es necesario realizar un estudio de sitio, alternativamente, se permiten modificadores utilizando los procedimientos siguientes: primero se debe determinar la clase de perfil de suelo, así mismo, estimar que la cimentación sea un diafragma rígido, tal como una platea de cimentación, o de lo contrario un conjunto de zapatas aisladas conectadas por vigas, con la salvedad de que se debe verificar que este sistema de fundación sea lo suficientemente rígido para la aplicación del método. Al calcular “ RRS_{bsa} ” con la ecuación 15, se debe tener en cuenta que es aplicable para cada periodo de vibración del espectro de respuesta:

$$RRS_{bsa} = 0.25 + 0.75x \left\{ \frac{1}{b_0^2} [1 - (\exp(-2b_0^2))x B_{bsa}] \right\}^{1/2} \dots \text{(Ecuación 15)}$$

Donde:

$$B_{bsa} = \begin{cases} 1 + b_0^2 + b_0^4 + \frac{b_0^6}{2} + \frac{b_0^8}{4} + \frac{b_0^{10}}{12} & b_0 \leq 1 \\ [\exp(2b_0^2)]x \left[\frac{1}{\sqrt{\pi}b_0} \left(1 - \frac{1}{16b_0^2}\right) \right] & b_0 > 1 \end{cases} \dots \text{(Ecuación 16)}$$

$$b_0 = 0.00071x \left(\frac{b_e}{T}\right) \dots \text{(Ecuación 17)}$$

Así como:

b_e = Tamaño de cimentación efectivo (ft),

$$b_e = \sqrt{A_{base}} \leq 260ft \dots \text{(Ecuación 18)}$$

$$650 \leq v_s \leq 1650 \dots \text{(Ecuación 19)}$$

Donde v_s está en ft/seg y el valor de cada periodo en el espectro de respuesta, no debe tomarse como inferior a 0.20 seg.

El factor de cimentación embebida " RRS_e ", conlleva los mismos requisitos previos que para el coeficiente promedio de losa base, alternativamente el código brinda la ecuación 20, la cual permite considerar el efecto de empotramiento de la cimentación para cada periodo de análisis:

$$RRS_e = 0.25 + 0.75x \cos\left(\frac{2\pi e}{Tv_s}\right) \dots \text{(Ecuación 20)}$$

Donde " e ", representa la profundidad de empotramiento de la cimentación, siendo el límite máximo 6.1m; además, la fundación debe estar presente en un 75% en contacto con el suelo cuando esté embebida. En el caso de cimentaciones con suelos inclinados, se tomará en cuenta el nivel de empotramiento más superficial. Al igual que el anterior factor, el valor de cada periodo en el espectro de respuesta, no debe tomarse como inferior a 0.20 seg.

Como segundo método, el efecto de la Interacción Suelo – Estructura se puede evidenciar mediante los lineamientos del código ASCE41-17, el cual especifica que es suficiente usar rigideces estáticas como representativas de condición de carga repetidas (de naturaleza dinámica). Las ecuaciones presentadas en este código están basadas al FEMA 356, el cual contiene las mismas expresiones sin cambio alguno.

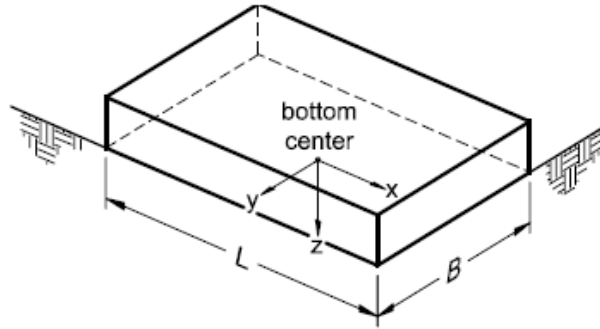


Figura 1. Condición de aplicación de fórmulas cuando $L \geq B$ (ASCE41-17)

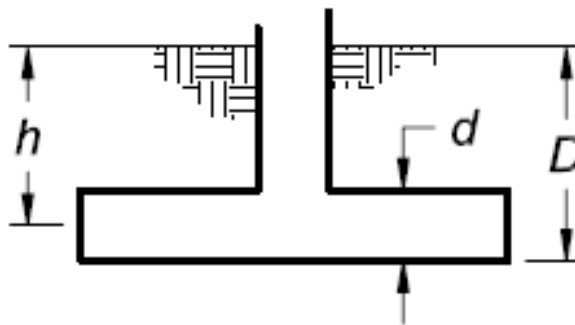


Figura 2. (d) altura efectiva de la cimentación en contacto, (h) profundidad al eje de la cimentación, (D) profundidad de desplante, (ASCE41-17).

A continuación, se presenta la rigidez cuasi – dinámica en la cimentación sin empotramiento (apoyada en la superficie):

Rigidez traslacional en el eje local X:

$$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right] \dots \text{(Ecuación 21)}$$

Rigidez traslacional en el eje local Y:

$$K_{y,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right] \dots \text{(Ecuación 22)}$$

Rigidez traslacional en el eje local Z:

$$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right] \dots \text{(Ecuación 23)}$$

Rigidez rotacional en el eje local XX:

$$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.4 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.1 \right] \dots \text{(Ecuación 24)}$$

Rigidez rotacional en el eje local YY:

$$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right] \dots \text{(Ecuación 25)}$$

Rigidez rotacional en el eje local ZZ:

$$K_{zz,sur} = GB^3 \left[0.53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right] \dots \text{(Ecuación 26)}$$

Del mismo modo, se presenta los factores de corrección por embebido de la cimentación:

Factor de corrección traslacional en el eje local X:

$$\beta_x = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0.4} \right] \dots \text{(Ecuación 27)}$$

Factor de corrección traslacional en el eje local Y:

$$\beta_y = \beta_x \dots \text{(Ecuación 28)}$$

Factor de corrección traslacional en el eje local Z:

$$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(2 + 2.6 \frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0.32 \left(\frac{d(B+L)}{BL} \right)^{2/3} \right] \dots \text{(Ecuación 29)}$$

Factor de corrección rotacional en el eje local XX:

$$\beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right] \dots \text{(Ecuación 30)}$$

Factor de corrección rotacional en el eje local YY:

$$\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{L} \right)^{1.9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right] \dots \text{(Ecuación 31)}$$

Factor de corrección rotacional en el eje local ZZ:

$$\beta_{zz} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9} \dots \text{(Ecuación 32)}$$

Como tercer método, el efecto de la Interacción Suelo – Estructura se puede evidenciar mediante las provisiones NEHRP “*National Earthquake Hazards Reduction Program*”, este informe resume todos los conocimientos sobre el tema a tratar y proporciona recomendaciones para modelar los efectos de la interacción sísmica entre el suelo y el sistema.

Este método relaciona dos componentes principales de interacción, la inercial y cinemática; para los efectos inerciales se tiene en cuenta la rigidez dinámica y el amortiguamiento, mientras que, para los efectos inerciales, considera los aspectos de la profundidad de embebido y la condición de demanda al ser alterada por la cimentación (incoherencia de ondas). Las funciones de impedancia representan las características de rigidez y amortiguamiento dependientes de la frecuencia de la interacción suelo – estructura, este documento resalta soluciones clásicas dadas por Veletsos y Wei en el año 1971:

$$\bar{k}_j = k_j + iwc_j \dots \text{(Ecuación 33)}$$

Donde el valor de \bar{k}_j denota la función de impedancia de valor completo (iwc_j).

Para simplificación, las provisiones NEHRP recalca la utilización de dos soluciones matemáticas, mediante ecuaciones, dadas por Pais y Kausel (1988), siendo estas las más usadas en la práctica, sin embargo, Gazetas (1991) y Mylonakis et al. (2006) son más generales y tienen en cuenta los efectos de empotramiento resultantes de la separación entre el suelo y las paredes laterales de los cimientos.

A continuación, se presentan las expresiones para soluciones elásticas de rigidez estática de las zapatas rígidas en la superficie de suelo, los factores de corrección de empotramiento para rigidez estática, los modificadores de rigidez dinámica y ratios de amortiguamiento por radiación y los modificadores de rigidez dinámica y amortiguamiento por radiación para zapatas rígidas, según Gazetas (1991) y Mylonakis et al. (2006):

Cabe señalar que todas las ecuaciones están dadas teniendo en cuenta la dirección de los ejes locales y las dimensiones de la cimentación:

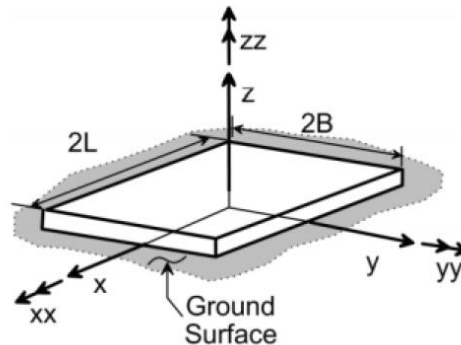


Figura 3. Condición de aplicación de fórmulas cuando $L \geq B$ (NEHRP)

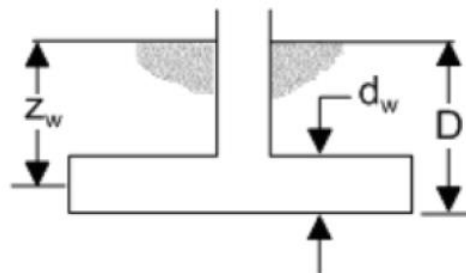


Figura 4. (d) altura efectiva de la cimentación en contacto, (h) profundidad al eje de la cimentación, (D) profundidad de desplante, (NEHRP)

Rigidez superficial traslacional en el eje local Z:

$$K_{z,sur} = \frac{2GL}{1-\nu} \left[0.73 + 1.54 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.75} \right] \dots \text{(Ecuación 34)}$$

Rigidez superficial traslacional en el eje local Y:

$$K_{y,sur} = \frac{2GL}{2-\nu} \left[2 + 2.5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.85} \right] \dots \text{(Ecuación 35)}$$

Rigidez superficial traslacional en el eje local X:

$$K_{x,sur} = K_{y,sur} - \frac{0.2}{0.75-\nu} GL \left(1 - \frac{B}{L} \right) \dots \text{(Ecuación 36)}$$

Rigidez superficial rotacional en el eje local ZZ:

$$K_{zz,sur} = GJ_t^{0.75} \left[4 + 11 \left(1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right] \dots \text{(Ecuación 37)}$$

Rigidez superficial rotacional en el eje local YY:

$$K_{yy,sur} = \frac{G}{1-\nu} (I_y)^{0.75} \left[3 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.15} \right] \dots \text{(Ecuación 38)}$$

Rigidez superficial rotacional en el eje local XX:

$$K_{xx,sur} = \frac{G}{1-\nu} (I_x)^{0.75} \left(\frac{L}{B} \right)^{0.25} \left[2.4 + 0.5 \left(\frac{B}{L} \right) \right] \dots \text{(Ecuación 39)}$$

Factor de corrección por embebido traslacional en el eje local Z:

$$\eta_z = \left[1.0 + \left(\frac{D}{21B} \right) \left(1 + 1.3 \frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{A_w}{4BL} \right)^{2/3} \right] \dots \text{(Ecuación 40)}$$

Factor de corrección por embebido traslacional en el eje local Y:

$$\eta_y = \left(1.0 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \left[1.0 + 0.52 \left(\frac{Z_w A_w}{BL^2} \right)^{0.4} \right] \dots \text{(Ecuación 41)}$$

Factor de corrección por embebido traslacional en el eje local X:

$$\eta_x \approx \eta_y = \left(1.0 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{L}} \right) \left[1.0 + 0.52 \left(\frac{Z_w A_w}{BL^2} \right)^{0.4} \right] \dots \text{(Ecuación 42)}$$

Factor de corrección por embebido rotacional en el eje local ZZ:

$$\eta_{zz} = 1.0 + 1.4 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d_w}{B} \right)^{0.9} \dots \text{(Ecuación 43)}$$

Factor de corrección por embebido rotacional en el eje local YY:

$$\eta_{yy} = 1.0 + 0.92 \left(\frac{d_w}{B} \right)^{0.6} \left[1.5 + \left(\frac{d_w}{D} \right)^{1.9} \left(\frac{B}{L} \right)^{-0.6} \right] \dots \text{(Ecuación 44)}$$

Factor de corrección por embebido rotacional en el eje local XX:

$$\eta_{xx} = 1.0 + 1.26 \left(\frac{d_w}{B} \right) \left[1.0 + \left(\frac{d_w}{B} \right) \left(\frac{d_w}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right] \dots \text{(Ecuación 45)}$$

Factor de modificación de rigidez dinámica traslacional en el eje local Z:

$$\alpha_z = 1.0 - \left[\frac{(0.4 + \frac{0.2}{L}) \alpha_0^2}{\left(\frac{10}{1 + 3(\frac{L}{B} - 1)} \right) + \alpha_0^2} \right] \dots \text{(Ecuación 46)}$$

Factor de modificación de rigidez dinámica traslacional en el eje local Y:

$$\alpha_y = 1.0 \dots \text{(Ecuación 47)}$$

Factor de modificación de rigidez dinámica traslacional en el eje local X:

$$\alpha_x = 1.0 \dots \text{(Ecuación 48)}$$

Factor de modificación de rigidez dinámica rotacional en el eje local ZZ:

$$\alpha_{zz} = 1.0 - \left[\frac{(0.33 - 0.03 \sqrt{\frac{L}{B} - 1}) \alpha_0^2}{\left(\frac{0.8}{1 + 0.33 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + \alpha_0^2} \right] \dots \text{(Ecuación 49)}$$

Factor de modificación de rigidez dinámica rotacional en el eje local YY:

$$\alpha_{yy} = 1.0 - \left[\frac{0.55 \alpha_0^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3} \right) + \alpha_0^2} \right] \dots \text{(Ecuación 50)}$$

Factor de modificación de rigidez dinámica rotacional en el eje local XX:

$$\alpha_{xx} = 1.0 - \left[\frac{(0.55 + 0.01 \sqrt{\frac{L}{B} - 1}) \alpha_0^2}{\left(2.4 + \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3} \right) + \alpha_0^2} \right] \dots \text{(Ecuación 51)}$$

Siendo los coeficientes de modificación:

$$\alpha_0 = \frac{\omega B}{V_s} \dots \text{(ecuación 52)}$$

$$\psi = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{(1-2\nu)}} \leq 2.5 \dots \text{(ecuación 53)}$$

Relación de amortiguamiento superficial traslacional en el eje local Z:

$$\beta_z = \left[\frac{4\psi \left(\frac{L}{B} \right)}{\frac{K_{z,sur}}{GB}} \right] \left[\frac{\alpha_0}{2\alpha_z} \right] \dots \text{(ecuación 54)}$$

Relación de amortiguamiento superficial traslacional en el eje local Y:

$$\beta_y = \left[\frac{4 \left(\frac{L}{B} \right)}{\left(\frac{K_{y,sur}}{GB} \right)} \right] \left[\frac{\alpha_0}{2\alpha_y} \right] \dots \text{(ecuación 55)}$$

Relación de amortiguamiento superficial traslacional en el eje local X:

$$\beta_x = \left[\frac{4\left(\frac{L}{B}\right)}{\left(\frac{K_{x,sur}}{GB}\right)} \right] \left[\frac{\alpha_0}{2\alpha_x} \right] \dots \text{(ecuación 56)}$$

Relación de amortiguamiento superficial rotacional en el eje local Z:

$$\beta_{zz} = \left[\frac{\left(\frac{4}{3}\right)\left[\left(\frac{L}{B}\right)^3 + \left(\frac{L}{B}\right)\right]\alpha_0^2}{\left(\frac{K_{zz,sur}}{GB^3}\right)\left[\left(\frac{1.4}{1+3\left(\frac{L}{B}-1\right)^{0.7}}\right) + \alpha_0^2\right]} \right] \left[\frac{\alpha_0}{2\alpha_{zz}} \right] \dots \text{(ecuación 57)}$$

Relación de amortiguamiento superficial rotacional en el eje local Y:

$$\beta_{yy} = \left[\frac{\left(\frac{4}{3}\psi\right)\left(\frac{L}{B}\right)^3\alpha_0^2}{\left(\frac{K_{yy,sur}}{GB^3}\right)\left[\left(\frac{1.8}{1+1.75\left(\frac{L}{B}-1\right)}\right) + \alpha_0^2\right]} \right] \left[\frac{\alpha_0}{2\alpha_{yy}} \right] \dots \text{(ecuación 58)}$$

Relación de amortiguamiento superficial rotacional en el eje local X:

$$\beta_{xx} = \left[\frac{\left(\frac{4}{3}\psi\right)\left(\frac{L}{B}\right)\alpha_0^2}{\left(\frac{K_{xx,sur}}{GB^3}\right)\left[\left(2.2 - \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B}\right)^3}\right) + \alpha_0^2\right]} \right] \left[\frac{\alpha_0}{2\alpha_{xx}} \right] \dots \text{(ecuación 59)}$$

Factor de modificación de amortiguamiento por embebido, traslacional en el eje local Z:

$$\beta_z = \left[\frac{4\left[\psi\left(\frac{L}{B}\right) + \left(\frac{D}{B}\right)\left(1 + \frac{L}{B}\right)\right]}{\left(\frac{K_{z,emb}}{GB}\right)} \right] \left[\frac{\alpha_0}{2\alpha_z} \right] \dots \text{(ecuación 60)}$$

Factor de modificación de amortiguamiento por embebido, traslacional en el eje local Y:

$$\beta_y = \left[\frac{4\left[\frac{L}{B} + \left(\frac{D}{B}\right)\left(1 + \frac{\psi L}{B}\right)\right]}{\left(\frac{K_{y,emb}}{GB}\right)} \right] \left[\frac{\alpha_0}{2\alpha_y} \right] \dots \text{(ecuación 61)}$$

Factor de modificación de amortiguamiento por embebido, traslacional en el eje local X:

$$\beta_x = \left[\frac{4 \left[\frac{L}{B} + \left(\frac{D}{B} \right) (\psi + \frac{L}{B}) \right]}{\left(\frac{K_{xx,emb}}{GB} \right)} \right] \left[\frac{\alpha_0}{2\alpha_x} \right] \dots \text{(ecuación 62)}$$

Factor de modificación de amortiguamiento por embebido, rotacional en el eje local ZZ:

$$\beta_{zz} = \left[\frac{\left(\frac{4}{3} \right) \left[3 \left(\frac{L}{B} \right) \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \left(\frac{L}{B} \right)^3 \left(\frac{D}{B} \right) + 3 \left(\frac{L}{B} \right)^2 \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \left(\frac{D}{B} \right) + \left(\frac{L}{B} \right)^3 + \left(\frac{L}{B} \right) \right] \alpha_0^2}{\left(\frac{K_{zz,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.4}{1+3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)^{0.7}} \right) + \alpha_0^2 \right]} \right] \left[\frac{\alpha_0}{2\alpha_{zz}} \right] \dots \text{(ecuación 63)}$$

Factor de modificación de amortiguamiento por embebido, rotacional en el eje local YY:

$$\beta_{yy} = \left[\frac{\left(\frac{4}{3} \right) \left[\left(\frac{L}{B} \right)^3 \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \left(\frac{D}{B} \right)^3 \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right)^2 + \psi \left(\frac{L}{B} \right)^3 \right] \alpha_0^2}{\left(\frac{K_{yy,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.8}{1+1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + \alpha_0^2 \right]} + \frac{\left(\frac{4}{3} \right) \left(\psi + \frac{L}{B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\left(\frac{K_{yy,emb}}{GB^3} \right)} \right] \left[\frac{\alpha_0}{2\alpha_{yy}} \right] \dots \text{(ecuación 64)}$$

Factor de modificación de amortiguamiento por embebido, rotacional en el eje local XX:

$$\beta_{xx} = \left[\frac{\left(\frac{4}{3} \right) \left[\left(\frac{D}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + \psi \left(\frac{L}{B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right) + \psi \left(\frac{L}{B} \right) \right] \alpha_0^2}{\left(\frac{K_{xx,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.8}{1+1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + \alpha_0^2 \right]} + \frac{\left(\frac{4}{3} \right) \left(\psi + \frac{L}{B} + 1 \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\left(\frac{K_{xx,emb}}{GB^3} \right)} \right] \left[\frac{\alpha_0}{2\alpha_{xx}} \right] \dots \text{(ecuación 65)}$$

Por otro lado, el análisis sísmico está sometido a la aplicación implícita de la Norma Técnica Peruana E.030, la cual a lo largo del tiempo ha sido modificada de acuerdo a múltiples estudios, a la experiencia vivida y las consecuencias estructurales en cuanto a edificaciones. Desde el año 1970 la primera norma utilizaba tres regiones, y la demanda era determinada a partir de un coeficiente sísmico resultante del producto de:

“U”, coeficiente sísmico según la regionalización, “K”, coeficiente que identificaba el tipo de estructura y “C”, factor que determina el peso sísmico (una cierta cantidad de carga muerta y carga viva). Ya en el año 1977, se incorpora la filosofía sismorresistente, donde la demanda se basaba en el producto de factores como: “Z”, factor de zonificación, que para entonces el mapa del Perú solo contaba con tres zonas y la aceleración máxima era de 0.30g; “S”, factor del tipo de perfil de suelo, el cual dependía básicamente del periodo de vibración del sitio y solo se contaba con tres tipos, “C” coeficiente sísmico, que implementaba la caracterización de la edificación en base al periodo fundamental de vibración, sin embargo en los próximos años ocurrió un evento sísmico en Nazca (1996), donde se visualizó que las estructuras con uso de colegios fueron dañados severamente, es por ello, que en el año 2003, la Norma E.030 se vuelve a actualizar, cambiando algunos factores pero manteniendo algunos criterios que se mantienen hasta la actualidad, para ese entonces ya se utilizaba el porcentaje de amenaza sísmica como (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2016):

$$V_e = \frac{ZUCS}{R}P; V_d = \frac{ZUCS}{R}Sa \dots \text{(ecuación 66)}$$

Sin embargo, hasta el año 2006, solo mantenían tres zonas con un valor de aceleración máxima de 0.40g, y tres tipos de perfiles de suelo, que, a medida de nuevas experiencias, se ha calibrado la respuesta de edificaciones existentes con las disposiciones generando una nueva actualización que estuvo como propuesta de Norma E.030 2014, incorporando cuatro zonas sísmicas y cinco perfiles de suelo, y al igual que la versión pasada, la demanda era calculada con la ecuación 66. En la actualidad la Norma E.030 2018 sigue dichos procedimientos de cálculo con algunas modificaciones que le brindan carácter de rigurosidad, puesto que se publicaron a detalle el tema de las irregularidades en altura y en planta (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2016).

La Norma E.030 2018, establece que es un documento reglamentario para el diseño de edificaciones sismorresistentes, pero que puede ser usada en lo posible y con ciertas limitaciones en el diseño de otras estructuras; además especifica que el nivel de diseño es de resistencia, así mismo, describe que la aceleración máxima en la superficie puede alterarse en un 10% durante la vida útil de la edificación, estimada en 50 años aproximadamente, traduciéndose como el acontecimiento sísmico severo con periodo de retorno de más menos 475 años (E.030, 2018).

Como primer factor para hallar el porcentaje de demanda sísmica, “Z”, que representa la zonificación, según (E.030, 2018):

Tabla 2. *Fracción de aceleración sísmica por cada zona*

| Zona | Z |
|------|-------|
| 4 | 0.45g |
| 3 | 0.35g |
| 2 | 0.25g |
| 1 | 0.10g |

Como segundo factor, “S”, que caracteriza los perfiles del suelo según los valores geofísicos del suelo, esta puede ser elegido si se cuenta con valores como velocidades de ondas de corte, número promedio de golpes o el promedio de la resistencia al corte en condición no drenada, según (E.030, 2018):

Tabla 3. *Clasificación de perfiles de suelo*

| Perfiles de suelo | | | |
|-------------------|------------------|----------------|----------------|
| Perfil | \bar{V}_s | \bar{N}_{60} | \bar{S}_u |
| So | 1500m/s a más | - | - |
| S1 | 500m/s a 1500m/s | más de 50 | más de 100kPa |
| S2 | 180m/s a 500m/s | 15 a 50 | 50kPa a 100kPa |
| S3 | menos de 180m/s | menos de 15 | 25 kPa a 50kPa |
| S4 | Basada en el EMS | | |

Como tercer factor, “U”, que permite distinguir la categoría de la edificación a diseñarse, este valor es un indicador del nivel de sismo que se requiere, es decir, cuando se trabaja con edificaciones esenciales el factor será de 1.5, equivalente para el nivel de sismo máximo considerado o esperado; según (E.030, 2018):

Tabla 4. Clasificación de edificaciones

| Categoría | Factor U |
|------------------|---------------------------|
| Esenciales | 1.5 |
| Importantes | 1.3 |
| Comunes | 1.0 |
| Temporales | A criterio de proyectista |

Como cuarto factor, “C”, coeficiente de amplificación sísmica, que modifica la aceleración sísmica de acuerdo al periodo fundamental de vibración, este valor varía, según la (E.030, 2018) en intervalos, los cuales son:

Tabla 5. Intervalos de variación para coeficiente de amplificación sísmica

| Factor C | |
|-----------------|--|
| $T < T_p$ | $C = 2.5$ |
| $T_p < T < T_L$ | $C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$ |
| $T > T_L$ | $C = 2.5 \left(\frac{T_p T_L}{T^2} \right)$ |

Como quinto factor, contamos con “Ro”, factor básico de reducción sísmica, que establece el grado de ductilidad a la que estará expuesta la edificación, permitiendo que la estructura incurra en el rango no lineal de su curva por desempeño; según la (E.030, 2018), este coeficiente depende del material y tipo de sistema estructural:

Tabla 6. Factor básico de reducción sísmica

| Sistema Estructural | Ro |
|------------------------------|-----------|
| Concreto Armado | |
| Pórticos | 8 |
| Dual | 7 |
| De muros estructurales | 6 |
| Muros de ductilidad limitada | 4 |

III. METODOLOGÍA

3.1. Tipo y diseño de investigación

El diseño de la investigación fue no experimental, porque no se manipuló de forma intencional la variable independiente; a su vez fue transversal puesto que la recolección de datos y el estudio de los mismos se dio en un determinado tiempo.

El propósito de la investigación fue aplicado, puesto que se hizo aplicación de conocimientos teóricos para los procedimientos de cálculo, así también, normas, códigos y provisiones nacionales e internacionales. Por el nivel, fue descriptivo puesto que, se detalló el procedimiento del análisis sísmico modal espectral con flexibilidad en la cimentación, y comparativo porque se realizó la variación de resultados encontrados del análisis sísmico con los diferentes métodos de la Interacción Suelo – Estructura.

M1 ----- O1

M2 ----- O2

M3 ----- O3

M4 ----- O4

Donde:

M1: Edificación de concreto armado con base fija.

M2: Edificación de concreto armado con base flexible (ASCE7-22).

M3: Edificación de concreto armado con base flexible (ASCE41-17).

M4: Edificación de concreto armado con base flexible (NEHRP).

Oi: Análisis sísmico

3.2. Variables y Operacionalización

La variable de estudio fue análisis sísmico, siendo compuesta porque dependió de todas las dimensiones e indicadores para su desarrollo, empezando por la incorporación de la flexibilidad del suelo mediante la interacción suelo – estructura y los parámetros sísmicos que estipula la Norma E.030 2018.

Se adjuntó el Anexo N° 1, la matriz de operacionalización para mayor explicación y detalle de las dimensiones e indicadores.

3.3. Población (criterios de selección), muestra, muestreo, unidad de análisis

Población: La población de estudio fueron todas las edificaciones de concreto armado de 6 niveles.

Muestra: Se trabajó con el modelo de una edificación de concreto armado, de 06 niveles, regular en altura, pero irregular en planta.

Muestreo: Se trabajó con la edificación irregular de 06 niveles, pero con flexibilidad en el suelo, producto de la interacción suelo – estructura.

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Behar (2008) define a las técnicas de recolección de datos como la ayuda para poder verificar la problemática determinada, por ello, dentro de la presente investigación, se utilizó la técnica de observación directa y revisión documental por que los datos obtenidos de los estudios preliminares se extrajeron en campo, así mismo, se realizó recopilación de requisitos en normativas y códigos vigentes para llevar a cabo el análisis sísmico con la Interacción Suelo – Estructura.

Por otro lado, los instrumentos para la recolección de datos, definida por Niño (2011) como los recursos utilizados que ayudan a extraer información necesaria para la investigación, y para la investigación

se utilizó las guías de observación y fichas de resumen distribuidas de la siguiente forma:

- En el estudio topográfico se utilizó la Guía de observación N° 1 (Anexo N° 4)
- Para el estudio de Mecánica de Suelos, se llevó a cabo un ensayo de laboratorio en donde se contó con los validados por la Norma ASTM., pero previamente se recolectaron los datos a través de la Ficha de recolección de datos N° 1 (Anexo N° 3), en donde se ordenaron los estratos encontrados, esta guía fue validada por juicio de expertos en el tema.

3.5. Procedimientos

Para la elaboración del análisis sísmico comparativo de una edificación considerando interacción suelo – estructura mediante métodos americanos, se realizaron los siguientes procedimientos:

Primero, los estudios preliminares además de la recolección documental que se requería, tales como: plano perimétrico, estudio de mecánica de suelos, datos de ensayo de penetración estándar y plano de arquitectura.

Se logró realizar el plano perimétrico, se procedió a la visita in situ del área de estudio y con la ayuda de un dispositivo GPS, procedimos a registrar los datos de coordenadas obtenidos por cada vértice, así mismo, un levantamiento a wincha con la finalidad de corroborar las dimensiones obtenidas en el software AutoCAD. Con respecto al estudio de mecánica de suelos, se realizó la visita in situ del terreno y mediante herramientas manuales, se procedió a realizar un forado, que técnicamente denominamos calicata, con medidas a conveniencia en el plano y con una profundidad de estudio de dos metros, una vez realizado el agujero, procedimos a llenar las bolsas con las muestras obtenidas por cada estrato, estos testigos, fueron cuidadosamente designados según la profundidad y

estrato perteneciente; de igual forma, cuidadosamente sin alterar las muestras, son transportados y llevados a laboratorio, procediendo a realizar los estudios respectivos con la finalidad de obtener la clasificación de suelo según SUCS, el asentamiento diferencial y el valor de la capacidad admisible. Los datos de ensayo de penetración estándar, fueron obtenidos de un estudio local anteriormente realizado, en el que se encuentran datos relevantes como la cantidad de números de golpe según cada nivel de estrato, los cuales permitieron obtener el valor de la velocidad de ondas de corte. El plano de arquitectura se realizó con el apoyo de la poligonal cerrada obtenida del plano perimétrico, el cual nos define el límite de terreno a utilizarse, así mismo, el desarrollo arquitectónico, se complementó con el uso de las normas correspondientes a la especialidad y a los requerimientos del propietario; se procedió a realizar un corte imaginario a una altura de un metro veinte para la distribución de los ambientes y cortes y elevaciones.

Segundo, la parte sísmica se desarrolló iniciando con la estructuración del plano, proponiendo la ubicación de elementos que brinden simetría y simplicidad a la configuración estructural de la edificación, luego se procedió a realizar el modelo matemático en el programa ETABS 19 donde se define las características del material y las secciones de los elementos, seguidamente, se empleó una hoja de cálculo para registrar todos los datos, que competen a la interacción suelo – estructura y el análisis sísmico; dicha flexibilidad del suelo fue obtenida a la vez, de una plantilla programada en base a los códigos americanos los cuales especifican valores distintos al ser métodos distintos, donde finalmente se realizó la comparación de datos en base a la Norma E.030 de diseño sismorresistente.

3.6. Métodos de análisis de datos

Luego de haber ido al lugar de estudio a recolectar la información, se procedió a realizar los planos correspondientes a Perimetría y Arquitectura, siendo elaborados en el software AutoCAD 2018, donde se plasmó la ubicación de la poligonal cerrada y la distribución tentativa de los ambientes, respectivamente. El análisis sísmico se realizó mediante el software ETABS en su versión 19, y para la programación de las ecuaciones de interacción suelo – estructura se utilizó plantillas de Excel. Estos tres programas nos permiten interactuar uno con el otro puesto que resulta fácil realizar tabulación de resultados a partir de ETABS y al exportarlos a Excel; así mismo, llevar a cabo la estructuración del plano de arquitectura desde AutoCAD a ETABS mediante un proceso de exportación de datos.

3.7. Aspectos éticos

La presente investigación se caracteriza por la calidad ética de la investigación aplicando los principios éticos que establece la Universidad César Vallejo (UCV), que determinaron su confiabilidad, ya que la información recolectada para la realización de la misma, ha sido debidamente referenciada, de acuerdo al Manual ISO 690 y 690 – 2 y la similitud que se obtuvo a través del programa TURNITIN es de 15% (Anexo N° 5).

IV. RESULTADOS

4.1 RESULTADO DE INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA EMPLEANDO EL CÓDIGO ASCE7-22.

De acuerdo al primer objetivo, se evaluó teniendo en cuenta las dimensiones de la platea de cimentación, las cuales fueron:

$$L = 31.91m ; B = 26.70m$$

Sin embargo, se trabajó con la mitad de cada una de estas dimensiones, debido a que el método especifica que las fórmulas empleadas están acondicionadas a medidas de $2L$ y $2B$.

Así mismo, se rescataron valores esenciales de los estudios preliminares, tales como el coeficiente de poisson, el peso volumétrico del suelo, la velocidad de onda de corte, el valor máximo del módulo de corte, el ratio que modifica al anterior valor llegando a obtenerse un módulo de corte secante o degradado, la profundidad de desplante, y un valor adimensional que relaciona al coeficiente de poisson; estos datos son como se presenta a continuación:

Tabla 7. Datos empleados para la Interacción Suelo - Estructura

| | | |
|--------------------|---------|-------------------|
| v: | 0.25 | |
| Y: | 19.2 | kN/m ³ |
| Vs: | 210 | m/seg |
| Gmáx: | 86.3414 | MPa |
| Ratio G/G0: | 0.4733 | |
| G: | 40.8654 | MPa |
| e: | 1.5 | m |
| Ψ: | 1.7321 | |

Siendo los valores $G_{m\acute{a}x}$, G y Ψ , calculados de la siguiente manera:

$$G_{m\acute{a}x} = \frac{\frac{19.2kN/m^3}{9.80665m/s^2} (210m/s)^2}{1000} = 86.3414MPa$$

$$G = (86.3414MPa)(0.4733) = 40.8654MPa$$

$$\Psi = \sqrt{\frac{2(1 - 0.25)}{(1 - 2(0.25))}} = 1.7321 \leq 2.5$$

El código ASCE7 en la presente versión (2022), establece nuevas clases de sitios de perfil de suelo, sin embargo y debido al acoplamiento de trabajar con la realidad de nuestro país (mapa de isoaceleraciones y según la cantidad de perfiles de suelo por parte de la Norma E.030), se empleó la versión pasada (2016), cabe señalar que, además, esta última versión nos permitió obtener los valores necesarios para construir el espectro objetivo. Los estratos de suelos disponibles en el pasado código, son como se observa en la siguiente figura.

| Site Class | \bar{v}_s | \bar{N} or \bar{N}_{ch} | \bar{s}_u |
|---|--|-----------------------------|-----------------------------------|
| A. Hard rock | >5,000 ft/s | NA | NA |
| B. Rock | 2,500 to 5,000 ft/s | NA | NA |
| C. Very dense soil and soft rock | 1,200 to 2,500 ft/s | >50 blows/ft | >2,000 lb/ft ² |
| D. Stiff soil | 600 to 1,200 ft/s | 15 to 50 blows/ft | 1,000 to 2,000 lb/ft ² |
| E. Soft clay soil | <600 ft/s | <15 blows/ft | <1,000 lb/ft ² |
| | Any profile with more than 10 ft of soil that has the following characteristics: | | |
| | — Plasticity index $PI > 20$, | | |
| | — Moisture content $w \geq 40\%$, | | |
| | — Undrained shear strength $\bar{s}_u < 500$ lb/ft ² | | |
| F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1 | See Section 20.3.1 | | |

Note: For SI: 1 ft=0.3048 m; 1 ft/s=0.3048 m/s; 1 lb/ft²=0.0479 kN/m².

Figura 5. Clasificación de sitio según código ASCE7-16

Después de haber aclarado dicho punto, se procedió a calcular los parámetros que definen el espectro de respuesta, estos son a continuación:

Tabla 8. Datos empleados para la Interacción Suelo - Estructura

| | | |
|-------------|--------|-----|
| Ss: | 1.6 | g |
| S1: | 0.51 | g |
| Fa: | 1 | |
| Fv: | 1.79 | |
| SMS: | 1.6 | g |
| SM1: | 0.9129 | g |
| SDS: | 1.0667 | g |
| SD1: | 0.6086 | g |
| To: | 0.1141 | seg |
| Ts: | 0.5705 | seg |
| TL: | 2 | seg |

$$F_v = \frac{((1.8 - 1.7)(0.51 - 0.6))}{((0.5 - 0.6) + 1.7)} = 1.79$$

$$S_{MS} = (1.6g)(1) = 1.6g$$

$$S_{M1} = (0.51g)(1.79) = 0.9129g$$

$$S_{DS} = \left(\frac{2}{3}\right)(1.6g) = 1.0667g$$

$$S_{D1} = \left(\frac{2}{3}\right)(0.9129g) = 0.6086g$$

$$T_0 = 0.2 \left(\frac{0.6086g}{1.0667g}\right) = 0.1141s$$

$$T_s = \frac{0.6086g}{1.0667g} = 0.5705s$$

Donde el valor de S_{DS} , es la máxima ordenada espectral que definimos, y que en su conjunto se visualiza de la siguiente manera:

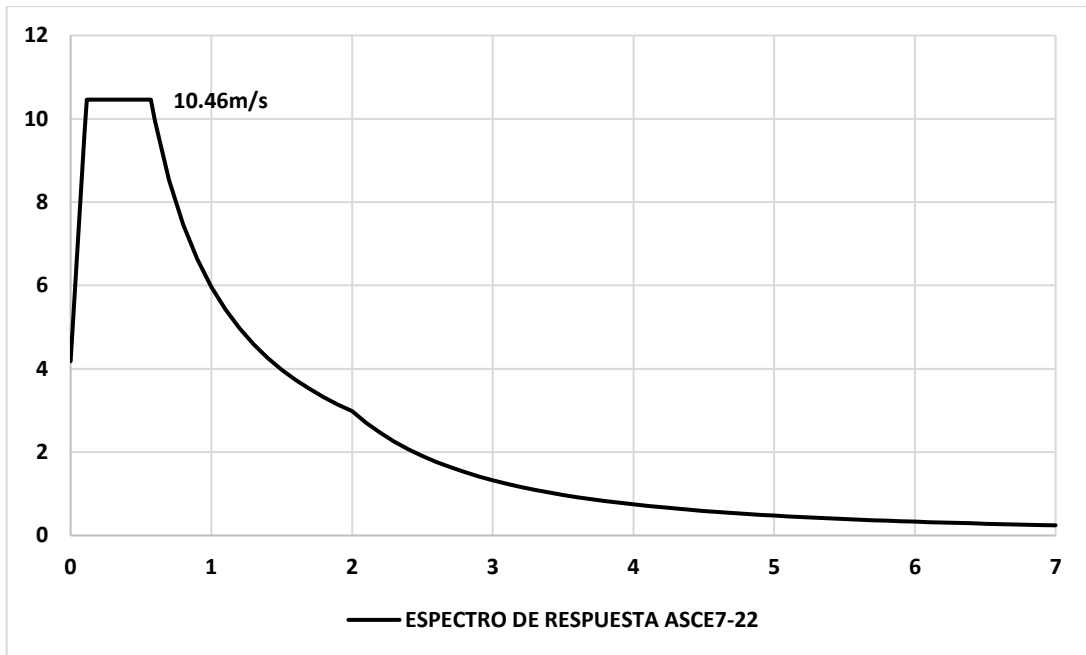


Figura 6. Espectro de respuesta según código ASCE7-16

Luego de haber calculado el espectro, y en esencia los datos de la Tabla 7, se realizó la interacción inercial, la cual pretende reducir la demanda mediante una relación de amortiguamiento total.

Como primera fase, se calculó coeficientes de rigidez cuasi – dinámica traslacional y rotacionales en las direcciones de análisis XX y YY, debido que el código establece que no existe una componente vertical, restringiendo el asentamiento y las rotaciones en la dirección de análisis ZZ. Al reemplazar las fórmulas implicadas, se obtiene:

Rigidez traslacional en el eje local X:

$$K_x = \frac{(40.8654MPa)(13.35m)}{2-0.25} \left[6.8 \left(\frac{15.955m}{13.35m} \right)^{0.65} + 2.4 \right] 10^6 = 3128465990N/m$$

Rigidez traslacional en el eje local Y:

$$K_y = \frac{(40.8654MPa)(13.35m)}{2-0.25} \left[6.8 \left(\frac{15.955m}{13.35m} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{15.955m}{13.35m} \right) + 1.6 \right] 10^6 = 3177130831N/m$$

Rigidez superficial rotacional en el eje local XX:

$$K_{xx} = \frac{(40.8654MPa)(13.35m)^3}{1-0.25} \left[3.2 \left(\frac{15.955m}{13.35m} \right) + 0.8 \right] 10^6 = 599508579078.38N - m/rad$$

Rigidez superficial rotacional en el eje local YY:

$$K_{yy} = \frac{(40.8654MPa)(13.35m)^3}{1-0.25} \left[0.47 \left(\frac{15.955m}{13.35m} \right)^{2.4} + 0.034 \right] 10^6 = 776730120008.22N - m/rad$$

La relación de amortiguamiento efectivo, resultó ser:

$$\beta_0 = 0.2802 + \frac{0.05}{1.0225^2} = 0.20 \leq 0.20$$

Luego de hallar la relación de amortiguamiento histerético, el cual se calculó alternativamente con la siguiente figura:

| Site Class | Effective Peak Acceleration, $S_{DS}/2.5^a$ | | | |
|------------|---|--------------------|--------------------|-----------------------|
| | $S_{DS}/2.5 = 0$ | $S_{DS}/2.5 = 0.1$ | $S_{DS}/2.5 = 0.4$ | $S_{DS}/2.5 \geq 0.8$ |
| C | 0.01 | 0.01 | 0.03 | 0.05 |
| D | 0.01 | 0.02 | 0.07 | 0.15 |
| E | 0.01 | 0.05 | 0.20 | ^b |
| F | ^b | ^b | ^b | ^b |

^aUse straight-line interpolation for intermediate values of $S_{DS}/2.5$.

^bSite-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses shall be performed.

Figura 7. Ratio de amortiguamiento histerético según la clase de sitio

Al realizarse la interpolación lineal, se tiene que el valor referencial es:

$$\beta_s = \frac{(0.07 - 0.15)(0.4267 - 0.8)}{0.4 - 0.8} + 0.15 = 0.07534$$

Por otro lado, la relación de amortiguamiento de la interacción

del sistema con el suelo, se determinó considerando un periodo de vibración traslacional en dirección XX de 0.445 seg, rotacional en dirección YY de 0.107seg, un periodo de vibración con base flexible \tilde{T} , de 0.502seg y un factor de ductilidad de 6, proveniente de la verificación del sistema estructural presente de la edificación, siendo muros estructurales. La relación de periodos, de base fija y flexible efectiva fue de:

$$\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)_{eff} = \left\{1 + \frac{1}{6} \left[\left(\frac{0.502s}{0.445}\right)^2 - 1 \right]\right\}^{0.5} = 1.0225$$

Lo que permitió que la ratio de amortiguamiento del sistema y el suelo sea:

$$\beta_f = \left[\frac{\left(\frac{0.502s}{0.445s}\right)^2 - 1}{\left(\frac{0.502s}{0.445s}\right)^2} \right] (0.07534) + 0.2641 = 0.2802$$

Finalmente, se buscó encontrar la relación de amortiguamiento por radiación, que al igual que cálculo de los coeficientes de rigidez, se reemplazaron las fórmulas indicadas en el código, siendo los valores necesarios de los coeficientes alfa traslacional y rotacional, como sigue:

$$\alpha_0 = \frac{2\pi(13.35m)}{0.502s(210m/s)} = 0.7957$$

$$\alpha_{xx} = 1.0 - \left[\frac{\left(0.55 + 0.01 \sqrt{\frac{15.955m}{13.35m} - 1}\right) (0.7957)^2}{\left(2.4 + \frac{0.4}{\left(\frac{15.955m}{13.35m}\right)^3}\right) + 0.7957^2} \right] = 0.8746$$

$$\alpha_{yy} = 1.0 - \left[\frac{0.55(0.7957)^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{\left(\frac{15.955m}{13.35m}\right)^3}\right) + 0.7957^2} \right] = 0.8304$$

Relación de amortiguamiento superficial traslacional en el eje local X:

$$\beta_x = \left[\frac{4\left(\frac{15.955m}{13.35m}\right)}{\frac{3128465990N/m}{\left((40.8654MPa)(10^6)(13.35m)\right)}} \right] \left[\frac{0.7957}{2} \right] = 0.3317$$

Relación de amortiguamiento superficial rotacional en el eje local Y:

$$\beta_{yy} = \left[\frac{\left(\frac{4}{3}(1.7321)\right) \left(\frac{15.955m}{13.31m}\right)^3 (0.7957^2)}{\frac{776730120008.22N - m/rad}{\left((40.8654MPa)(10^6)(13.35m)^3\right)} \left[\left(\frac{1.8}{1 + 1.75\left(\frac{15.955m}{13.35m} - 1\right)} \right) + 0.7957^2 \right]} \right] \left[\frac{0.7957}{2} \right] = 0.0758$$

Una vez, hallados dichos factores, se determinó la porción de ratio de amortiguamiento según la dirección de análisis, para las componentes traslacional en XX y rotacional en YY, o viceversa, según sea el caso; este porcentaje fue:

$$\beta_{rd} = \frac{1}{\left(\frac{0.502s}{0.445s}\right)^2} (0.3317) + \frac{1}{\left(\frac{0.502s}{0.107s}\right)^2} (0.0758) = 0.2641$$

Como último requisito para hallar el factor de reducción de demanda producto de la relación de amortiguamiento final, se debe calcular el valor β_{SSI} , al reemplazar los datos, se obtiene:

$$\beta_{SSI} \approx \frac{4}{[5.6 - \ln(20)]} = 1.5359$$

Cabe señalar que esta fórmula fue utilizada con la finalidad de encontrar el factor de reducción según el código ASC7-22, sin embargo, esta expresión matemática debe pertenecer a la realidad en donde se esté trabajando. Como es de conocimiento en el medio, en nuestro país el tema de interacción es ajeno para el diseño y construcción de proyectos.

Con este valor, se procedió a dividir la aceleración espectral para cada periodo de vibración, por lo que la plataforma se vio modificada ante el componente inercial o incoherencia de ondas.

A continuación, se presenta el procedimiento de cálculo para determinar el factor promedio de losa base y el factor de fundación embebida, para un solo punto del espectro de aceleración producto del componente de interacción cinemática.

La velocidad de onda de corte promedio en el estrato es de 210m/s, el cual se encontró dentro del intervalo que exige el código para que sea viable utilizar las ecuaciones con las que dispone:

$$500m/s \geq V_s = 210m/s \geq 200m/s , \text{ Ok}$$

Además, el área de la platea de cimentación fue de:

$$A_{base} = (26.7m)(31.91m) = 213m^2$$

Y el tamaño efectivo de la cimentación cumplió con:

$$b_e = \sqrt{213m^2} = 14.5945m \leq 80m , \text{ Ok}$$

Siendo el valor de b_0 para un valor de periodo igual al de la estructura con base fija en dirección XX, equivalente a:

$$b_0 = 0.0023 \left(\frac{14.5945m}{0.445s} \right) = 0.0754$$

Luego, procedimos a calcular el coeficiente B_{bsa} :

$$B_{bsa} = \begin{cases} 1 + 0.0754^2 + 0.0754^4 + \frac{0.0754^6}{2} + \frac{0.0754^8}{4} + \frac{0.0754^{10}}{12} & 0.0754 \leq 1 \\ [e^{2(0.0754^2)}] x \left[\frac{1}{\sqrt{\pi}(0.0754)} \left(1 - \frac{1}{16(0.0754^2)} \right) \right] & 0.0754 > 1 \end{cases} = 0.9979$$

Finalmente obtuvimos el valor de reducción de demanda por el componente de interacción inercial:

$$RRS_{bsa} = 0.25 + 0.75 \left\{ \frac{1}{0.0754^2} [1 - (e^{-2(0.0754^2)}) x 0.9979] \right\}^{1/2}$$

Para el efecto por embebido, se tiene que el valor de reducción de demanda fue:

$$RRS_e = 0.25 + 0.75 \left\{ \cos \left[\frac{2\pi(1.50m)}{(0.445s)(210m/s)} \right] \right\} = 0.9627$$

En su conjunto, con respecto a la componente por interacción cinemática, se cumplió con lo especificado en el que para periodos menores o iguales a 0.20seg, no se toman en cuenta valores inferiores a este; como última etapa, se muestra numéricamente la plataforma espectral afectada por la interacción inercial y cinemática.

Tabla 9. Variación de aceleración espectral por cada periodo con ISE según

ASCE7-22

| T (seg) | ASCE 7-22 |
|---------|---------------------------------|
| | c/l. INERCIAL y c/l. CINEMÁTICA |
| | Sa (m/s ²) |
| 0 | 3.40 |
| 0.1 | 5.27 |
| 0.1141 | 5.53 |
| 0.2 | 5.53 |
| 0.3 | 6.23 |
| 0.4 | 6.48 |
| 0.5 | 6.60 |
| 0.5706 | 6.65 |
| 0.6 | 6.34 |
| 0.7 | 5.46 |
| 0.8 | 4.80 |
| 0.9 | 4.28 |
| 1 | 3.86 |
| 1.1 | 3.51 |
| 1.2 | 3.22 |
| 1.3 | 2.98 |
| 1.4 | 2.76 |
| 1.5 | 2.58 |
| 1.6 | 2.42 |
| 1.7 | 2.28 |
| 1.8 | 2.15 |
| 1.9 | 2.04 |
| 2 | 1.94 |
| 2.1 | 1.76 |
| 2.2 | 1.60 |
| 2.3 | 1.47 |
| 2.4 | 1.35 |
| 2.5 | 1.24 |
| 2.6 | 1.15 |
| 2.7 | 1.06 |
| 2.8 | 0.99 |
| 2.9 | 0.92 |
| 3 | 0.86 |
| 3.1 | 0.81 |
| 3.2 | 0.76 |
| 3.3 | 0.71 |
| 3.4 | 0.67 |
| 3.5 | 0.63 |
| 3.6 | 0.60 |

| | |
|-----|------|
| 3.7 | 0.57 |
| 3.8 | 0.54 |
| 3.9 | 0.51 |
| 4 | 0.49 |
| 4.1 | 0.46 |
| 4.2 | 0.44 |
| 4.3 | 0.42 |
| 4.4 | 0.40 |
| 4.5 | 0.38 |
| 4.6 | 0.37 |
| 4.7 | 0.35 |
| 4.8 | 0.34 |
| 4.9 | 0.32 |
| 5 | 0.31 |
| 5.1 | 0.30 |
| 5.2 | 0.29 |
| 5.3 | 0.28 |
| 5.4 | 0.27 |
| 5.5 | 0.26 |
| 5.6 | 0.25 |
| 5.7 | 0.24 |
| 5.8 | 0.23 |
| 5.9 | 0.22 |
| 6 | 0.22 |
| 6.1 | 0.21 |
| 6.2 | 0.20 |
| 6.3 | 0.20 |
| 6.4 | 0.19 |
| 6.5 | 0.18 |
| 6.6 | 0.18 |
| 6.7 | 0.17 |
| 6.8 | 0.17 |
| 6.9 | 0.16 |
| 7 | 0.16 |

A continuación, se muestra la Interacción Suelo – Estructura (con código ASCE7-22), representada gráficamente como “resortes” en la cimentación del modelo matemático, los cuales contienen valores únicamente de rigidez traslacional y rotacional (dinámicos) en XX y YY:

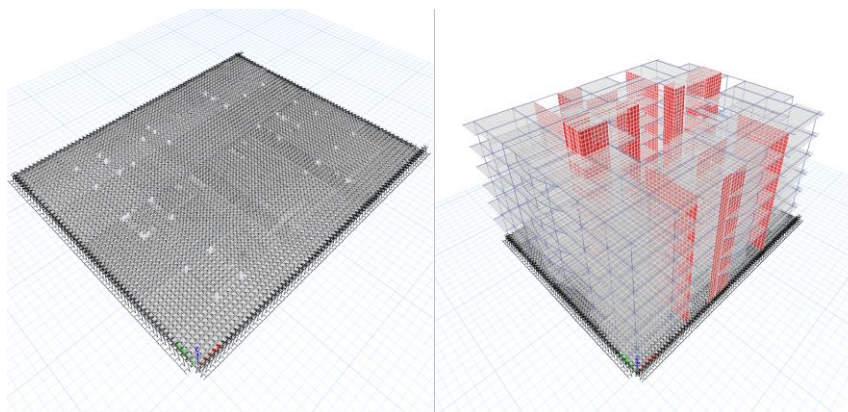


Figura 8. Modelo matemático de la edificación con Interacción Suelo – Estructura según el código ASCE7-22.

Tabla 10. Coeficientes de rigidez dinámicos

| | |
|--------------------|-------------------------|
| Traslacional, KX : | 3128465990 N/m |
| Traslacional, KY : | 3177130831 N/m |
| Traslacional, KZ : | Empotrado |
| Rotacional, KXX : | 599508579078.38 N-m/rad |
| Rotacional, KYY : | 776730120008.22 N-m/rad |
| Rotacional, KZZ : | Empotrado |

Tabla 11. Coeficiente por razón de amortiguamiento (interacción inercial)

| | |
|--|--------|
| Ratio de amortiguamiento hysterético, B_s : | 7.53% |
| Ratio de amortiguamiento por radiación, B_{rd} : | 26.41% |
| Coeficiente de amortiguamiento efectivo, B_o : | 20.00% |
| Factor de amortiguamiento efectivo, B_{SSI} : | 1.5359 |

Tabla 12. Factores por razón de amortiguamiento de promedio de losa base y fundación embebida (interacción cinemática)

| T (seg) | B_{bsa} | RRS_{bsa} |
|---------|-------------|-------------|
| 0 | 1.028973987 | 0.98960773 |
| 0.1 | 1.028973987 | 0.98960773 |
| 0.1141 | 1.028973987 | 0.98960773 |
| 0.2 | 1.028973987 | 0.98960773 |
| 0.3 | 1.012677351 | 0.995339215 |
| 0.4 | 1.007092057 | 0.997369953 |

| | | |
|--------|-------------|-------------|
| 0.5 | 1.004527424 | 0.998314285 |
| 0.5705 | 1.003473206 | 0.998704664 |
| 0.6 | 1.003139717 | 0.998828425 |
| 0.7 | 1.002304816 | 0.999138834 |
| 0.8 | 1.001763674 | 0.999340463 |
| 0.9 | 1.001393006 | 0.999478772 |
| 1 | 1.001128036 | 0.99957774 |
| 1.1 | 1.000932079 | 0.999650985 |
| 1.2 | 1.000783089 | 0.999706705 |
| 1.3 | 1.00066717 | 0.999750075 |
| 1.4 | 1.000575211 | 0.999784492 |
| 1.5 | 1.000501036 | 0.999812261 |
| 1.6 | 1.000440337 | 0.999834989 |
| 1.7 | 1.000390036 | 0.999853827 |
| 1.8 | 1.000347888 | 0.999869614 |
| 1.9 | 1.000312221 | 0.999882975 |
| 2 | 1.000281771 | 0.999894383 |
| 2.1 | 1.000255568 | 0.999904201 |
| 2.2 | 1.000232857 | 0.999912711 |
| 2.3 | 1.000213045 | 0.999920135 |
| 2.4 | 1.000195657 | 0.999926651 |
| 2.5 | 1.000180315 | 0.999932401 |
| 2.6 | 1.000166709 | 0.999937501 |
| 2.7 | 1.000154587 | 0.999942044 |
| 2.8 | 1.000143741 | 0.999946109 |
| 2.9 | 1.000133997 | 0.999949762 |
| 3 | 1.000125212 | 0.999953055 |
| 3.1 | 1.000117263 | 0.999956035 |
| 3.2 | 1.000110048 | 0.999958739 |
| 3.3 | 1.000103479 | 0.999961202 |
| 3.4 | 1.000097481 | 0.99996345 |
| 3.5 | 1.000091989 | 0.999965509 |
| 3.6 | 1.000086949 | 0.999967398 |
| 3.7 | 1.000082313 | 0.999969137 |
| 3.8 | 1.000078037 | 0.99997074 |
| 3.9 | 1.000074086 | 0.999972221 |
| 4 | 1.000070428 | 0.999973593 |
| 4.1 | 1.000067034 | 0.999974865 |
| 4.2 | 1.00006388 | 0.999976048 |
| 4.3 | 1.000060943 | 0.999977149 |
| 4.4 | 1.000058204 | 0.999978175 |
| 4.5 | 1.000055646 | 0.999979135 |
| 4.6 | 1.000053253 | 0.999980032 |
| 4.7 | 1.000051011 | 0.999980873 |
| 4.8 | 1.000048907 | 0.999981661 |
| 4.9 | 1.000046931 | 0.999982402 |
| 5 | 1.000045073 | 0.999983099 |

| | | |
|-----|-------------|-------------|
| 5.1 | 1.000043322 | 0.999983755 |
| 5.2 | 1.000041672 | 0.999984374 |
| 5.3 | 1.000040114 | 0.999984958 |
| 5.4 | 1.000038642 | 0.99998551 |
| 5.5 | 1.00003725 | 0.999986032 |
| 5.6 | 1.000035931 | 0.999986527 |
| 5.7 | 1.000034682 | 0.999986995 |
| 5.8 | 1.000033496 | 0.99998744 |
| 5.9 | 1.00003237 | 0.999987862 |
| 6 | 1.0000313 | 0.999988263 |
| 6.1 | 1.000030282 | 0.999988645 |
| 6.2 | 1.000029313 | 0.999989008 |
| 6.3 | 1.00002839 | 0.999989354 |
| 6.4 | 1.00002751 | 0.999989684 |
| 6.5 | 1.00002667 | 0.999989999 |
| 6.6 | 1.000025868 | 0.9999903 |
| 6.7 | 1.000025101 | 0.999990587 |
| 6.8 | 1.000024368 | 0.999990862 |
| 6.9 | 1.000023667 | 0.999991125 |
| 7 | 1.000022996 | 0.999991377 |

La reducción de ordenadas espectrales producto de la razón de amortiguamiento según la Tabla 34 y 35, se visualiza de la siguiente forma:

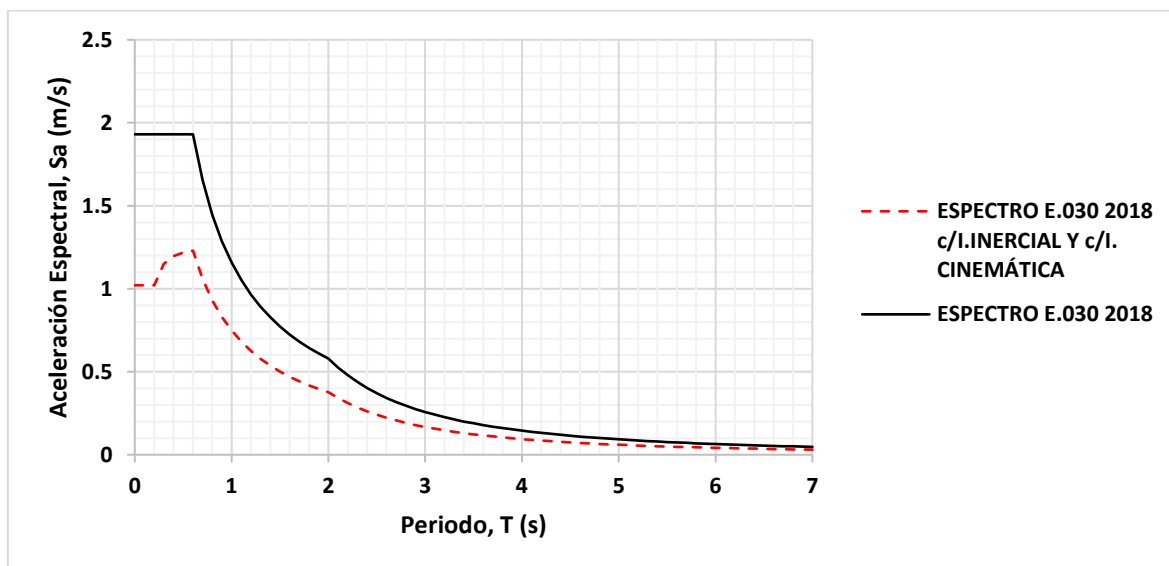


Figura 9. Espectro de aceleraciones (2018) elástico, $R=6$, e incluyendo reducción por interacción inercial y cinemática para las direcciones de análisis XX y YY

4.2. RESULTADO DE INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA EMPLEANDO EL CÓDIGO ASCE41-17.

En el segundo objetivo, se determina teniendo en cuenta las dimensiones de las zapatas, para este método en comparación del anterior, se consideran las dimensiones totales, es decir:

$$B = 26.70m ; L = 31.91m$$

Así mismo, se rescataron valores esenciales de los estudios preliminares, tales como el coeficiente de poisson, el peso volumétrico del suelo, la velocidad de onda de corte, el valor máximo del módulo de corte, la ratio que modifica al anterior valor llegando a obtenerse un módulo de corte secante o degradado, la profundidad de desplante; estos datos son como se presenta a continuación:

Tabla 13. Datos empleados para la Interacción Suelo - Estructura

| | | |
|-------------------------------|---------|-------------------|
| v: | 0.25 | |
| Y: | 19.2 | kN/m ³ |
| Vs: | 210 | m/seg |
| G_{máx}: | 86.3414 | MPa |
| Ratio G/G₀: | 0.4733 | |
| G: | 40.8654 | MPa |
| h: | 1.25 | m |
| d: | 0.50 | m |
| D: | 1.50 | m |

Donde, d es el espesor de la platea cimentación de 0.50m, D es el desplante de la platea de cimentación de 1.50m y h es la profundidad al eje central del espesor de la platea de cimentación.

Siendo los valores $G_{máx}$, G , calculados de la siguiente manera:

$$G_{máx} = \frac{19.2kN/m^3}{9.80665m/s^2} (210m/s)^2 = 86.3414MPa$$

$$G = (86.3414MPa)(0.4733) = 40.8654MPa$$

Se trabajó con las mismas clases de perfil de suelo de la *Tabla 5*, el cual también es aplicable el método que presenta el código ASCE41-17.

Como primera fase, se calculó coeficientes de rigidez cuasi – dinámica traslacional y rotacionales en las direcciones de análisis XX, YY y ZZ. Al reemplazar las fórmulas implicadas, se obtiene:

Rigidez superficial traslacional en el eje local X:

$$K_{x,sur} = \frac{(40.8654MPa)(26.7m)}{2 - 0.25} \left[3.4 \left(\frac{31.91m}{26.7m} \right)^{0.65} + 1.2 \right] = 3128465989.9806N/m$$

Rigidez superficial traslacional en el eje local Y:

$$K_{y,sur} = \frac{(40.8654MPa)(26.7m)}{2 - 0.25} \left[3.4 \left(\frac{31.91m}{26.7m} \right)^{0.65} + 0.4 \left(\frac{31.91m}{26.7m} \right) + 0.8 \right] = 3177130831.4553N/m$$

Rigidez superficial traslacional en el eje local Z:

$$K_{z,sur} = \frac{(40.8654MPa)(26.7m)}{1 - 0.25} \left[1.55 \left(\frac{31.91m}{26.7m} \right)^{0.75} + 0.8 \right] = 3741348241.7371N/m$$

Rigidez superficial rotacional en el eje local XX:

$$K_{xx,sur} = \frac{(40.8654MPa)(26.7m)^3}{1 - 0.25} \left[0.4 \left(\frac{31.91m}{26.7m} \right) + 0.1 \right] = 599508579078.3760N - m/rad$$

Rigidez superficial rotacional en el eje local YY:

$$K_{yy,sur} = \frac{(40.8654MPa)(26.7m)^3}{1 - 0.25} \left[0.47 \left(\frac{31.91m}{26.7m} \right)^{2.4} + 0.034 \right] = 782955035332.8940N - m/rad$$

Rigidez superficial rotacional en el eje local ZZ:

$$K_{zz,sur} = (40.8654MPa)(26.7)^3 \left[0.53 \left(\frac{31.91m}{26.7m} \right)^{2.45} + 0.51 \right] = 1034716291355.03N - m/rad$$

Del mismo modo, se calcularon los factores de corrección por embebido de la cimentación:

Factor de corrección traslacional en el eje local X:

$$\beta_x = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{1.50m}{26.7m}} \right) \left[1 + 1.6 \left(\frac{(1.25m)(0.50m)(26.7m + 31.91m)}{(26.7m)(31.91m)^2} \right)^{0.4} \right] = 1.1692$$

Factor de corrección traslacional en el eje local Y:

$$\beta_y \approx \beta_x = 1.1644$$

Factor de corrección traslacional en el eje local Z:

$$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \left(\frac{1.50m}{26.7m} \right) \left(2 + 2.6 \frac{26.7m}{31.91m} \right) \right] \left[1 + 0.32 \left(\frac{(0.50m)(26.7m + 31.91m)}{(26.7m)(31.91m)} \right)^{2/3} \right] = 1.0454$$

Factor de corrección rotacional en el eje local XX:

$$\beta_{xx} = 1 + 2.5 \left(\frac{0.50m}{26.7m} \right) \left[1 + \left[\frac{2(0.50m)}{26.7m} \right] \left(\frac{0.50m}{1.50m} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{26.7m}{31.91m}} \right] = 1.0488$$

Factor de corrección rotacional en el eje local YY:

$$\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left(\frac{0.50m}{31.91m} \right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{0.50m}{31.91m} \right)^{1.9} \left(\frac{0.50m}{1.50m} \right)^{-0.6} \right] = 1.1738$$

Factor de corrección rotacional en el eje local ZZ:

$$\beta_{zz} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{26.7m}{31.91m} \right) \left(\frac{0.50m}{26.7m} \right)^{0.9} = 1.1331$$

Luego, se procedió a calcular los valores de coeficientes de balasto modificados por el efecto de embebido, se presentan como sigue:

Rigidez para cimentación embebida, traslacional en el eje local X:

$$K_{x,emb} = (3128465989.9806N/m)(1.1692) = 3657729137.1570N/m$$

Rigidez para cimentación embebida, traslacional en el eje local Y:

$$K_{y,emb} = (3177130831.4553N/m)(1.1644) = 3699608238.9323N/m$$

Rigidez para cimentación embebida, traslacional en el eje local Z:

$$K_{z,emb} = (3741348241.7371N/m)(1.0454) = 3911178386.9625N/m$$

Rigidez para cimentación embebida, rotacional en el eje local X:

$$K_{xx,emb} = (599508579078.376N - m/rad)(1.0488) = 628773301667.425N - m/rad$$

Rigidez para cimentación embebida, rotacional en el eje local Y:

$$K_{yy,emb} = (782955035332.894N - m/rad)(1.1738) = 919021723045.242N - m/rad$$

Rigidez para cimentación embebida, rotacional en el eje local Z:

$$K_{zz,emb} = (1034716291355.03N - m/rad)(1.1331) = 1172453862638.69N - m/rad$$

En este método no se consideró porcentaje de amortiguamiento por motivos ya mencionados en el fundamento teórico.

Así mismo, se muestra la Interacción Suelo – Estructura (con código ASCE41-17), representada gráficamente como “resortes” en la cimentación del modelo matemático, los cuales contienen valores de rigidez traslacional y rotacional (pseudo - dinámicos) en XX, YY y ZZ:

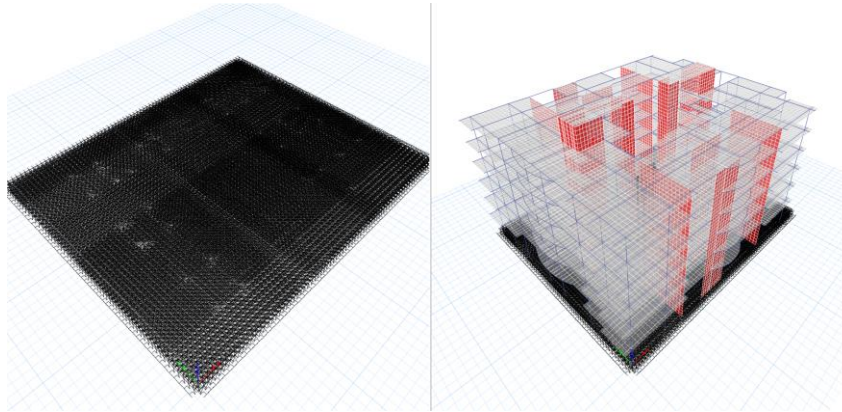


Figura 10. Modelo matemático de la edificación con Interacción Suelo – Estructura según el código ASCE41-17.

Tabla 14. Factores de modificación de fundación embebida para rigidez dinámica

| | |
|----------------------------|-------------|
| Traslacional, β_x : | 1.169176571 |
| Traslacional, β_y : | 1.164449447 |
| Traslacional, β_z : | 1.045392766 |
| Rotacional, β_{xx} : | 1.048814518 |
| Rotacional, β_{yy} : | 1.173786082 |
| Rotacional, β_{zz} : | 1.133116268 |

Tabla 15. Coeficientes de rigidez cuasi – dinámica

| | | |
|-----------------------------|--------------------|---------|
| Traslacional, $K_{x,emb}$: | 3657729137.1570 | N/m |
| Traslacional, $K_{y,emb}$: | 3699608238.9323 | N/m |
| Traslacional, $K_{z,emb}$: | 3911178386.9625 | N/m |
| Rotacional, $K_{xx,emb}$: | 628773301667.4250 | N-m/rad |
| Rotacional, $K_{yy,emb}$: | 919021723045.2420 | N-m/rad |
| Rotacional, $K_{zz,emb}$: | 1172453862638.6900 | N-m/rad |

No se presenta modificación de la demanda sísmica, puesto que no se consideró relación de amortiguamiento.

4.3. RESULTADO DE INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA EMPLEANDO LAS PROVISIONES NEHRP

En el tercer, se establece teniendo en cuenta las dimensiones de las zapatas, para este método, al igual que el primero, se trabajó con la mitad de las medidas, es decir:

$$B = 13.35m ; L = 15.955m$$

Así mismo, se rescataron valores esenciales de los estudios preliminares, tales como el coeficiente de poisson, el peso volumétrico del suelo, la velocidad de onda de corte, el valor máximo del módulo de corte, el ratio que modifica al anterior valor llegando a obtenerse un módulo de corte secante o degradado, la profundidad de desplante, y un valor adimensional que relaciona al coeficiente de poisson, así como, la consideración de la frecuencia cíclica de la estructura y los momentos de inercia polares de la platea de cimentación; estos datos son como se presenta a continuación:

Tabla 16. Datos empleados para la Interacción Suelo - Estructura

| | | |
|-------------------------------|------------|-------------------|
| B: | 13.35 | M |
| L: | 15.955 | M |
| v: | 0.25 | |
| Y: | 19.2 | kN/m ³ |
| Vs: | 210 | m/seg |
| G_{máx}: | 86.3414 | MPa |
| Ratio G/G₀: | 0.4733 | |
| G: | 40.8654 | MPa |
| I_x: | 72295.3605 | m ⁴ |
| I_y: | 50615.0118 | m ⁴ |
| J: | 122910.372 | m ⁴ |
| Z_w: | 1.25 | M |
| dw: | 0.50 | M |

| | | |
|-----------------------|---------|----------------|
| D: | 1.50 | M |
| Aw: | 58.61 | m ² |
| T: | 0.445 | Seg |
| f: | 2.2472 | hertz |
| Wn: | 14.1195 | rad/seg |
| α₀: | 0.8976 | |
| Ψ: | 1.7321 | |

Donde, dw es el espesor de la platea cimentación de 0.50m, D es el desplante de la platea de cimentación de 1.50m y Z_w es la profundidad al eje central del espesor de la platea de cimentación,

Siendo los valores $G_{\text{máx}}$, G , I_x , I_y , J , f , Ψ y α_0 , calculados de la siguiente manera:

$$G_{\text{máx}} = \frac{19.2kN/m^3}{9.80665m/s^2} \frac{(210m/s)^2}{1000} = 86.3414MPa$$

$$G = (86.3414MPa)(0.4733) = 40.8654MPa$$

$$I_x = \frac{(2 \times 13.35m)(2 \times 15.955m)^3}{12} = 72295.3605m^4$$

$$I_y = \frac{(2 \times 15.955m)(2 \times 13.35m)^3}{12} = 50615.0118m^4$$

$$J = 72295.3605m^4 + 50615.0118m^4 = 122910.372m^4$$

Teniendo presente que se utilizó el periodo fundamental de vibración de la edificación con base fija igual a 0.445s:

$$f = \frac{1}{0.445s} = 2.2472hertz$$

$$\Psi = \sqrt{\frac{2(1 - 0.25)}{(1 - 2(0.25))}} = 1.7321 \leq 2.5$$

Calculando la frecuencia natural del sistema como valor previo para hallar α_0 :

$$\omega_n = (2.2472\text{hertz})(2\pi) = 14.1195\text{rad/s}$$

Finalmente:

$$\alpha_0 = \frac{(14.1195 \text{ rad/s})(13.35 \text{ m})}{210 \text{ m/s}} = 0.8976$$

Se trabajó con las mismas clases de perfil de suelo de la *Tabla 5*, el cual también es aplicable el método que presenta las provisiones NEHRP.

Como primera fase, se calculó coeficientes de rigidez dinámica traslacional y rotacionales en las direcciones de análisis XX, YY y ZZ. Al reemplazar las fórmulas implicadas, se obtiene:

Rigidez superficial traslacional en el eje local Z:

$$K_{z,sur} = \left[\frac{2(40.8654 \text{ MPa})(15.955 \text{ m})}{1 - 0.25} \right] \left[0.73 + 1.54 \left(\frac{13.35 \text{ m}}{15.955 \text{ m}} \right)^{0.75} \right] = 3611744386.5635 \text{ N/m}$$

Rigidez superficial traslacional en el eje local Y:

$$K_{y,sur} = \left[\frac{2(40.8654 \text{ MPa})(15.955 \text{ m})}{2 - 0.25} \right] \left[2 + 2.5 \left(\frac{13.35 \text{ m}}{15.955 \text{ m}} \right)^{0.85} \right] = 3091265040.1689 \text{ N/m}$$

Rigidez superficial traslacional en el eje local X:

$$K_{x,sur} = 3091265040.1689N/m - \left(\frac{0.2}{0.75 - 0.25}\right) (40.8654MPa)(15.955m) \left(1 - \frac{13.35m}{15.955m}\right) = 3048683303.8785N/m$$

Rigidez superficial rotacional en el eje local ZZ:

$$K_{zz,sur} = (40.8654MPa)(122910.37m^4)^{0.75} \left[4 + 11 \left(1 - \frac{13.35m}{15.955m}\right)^{10}\right] = 1073018118022.47N - m/rad$$

Rigidez superficial rotacional en el eje local YY:

$$K_{yy,sur} = \left(\frac{40.8654MPa}{1 - 0.25}\right) (50615.012m^4)^{0.75} \left[3 \left(\frac{15.955m}{13.35m}\right)^{0.15}\right] = 566548998919.1250N - m/rad$$

Rigidez superficial rotacional en el eje local XX:

$$K_{xx,sur} = \left(\frac{40.8654MPa}{1 - 0.25}\right) (72295.361m^4)^{0.75} \left(\frac{15.955m}{13.35m}\right)^{0.25} \left[2.4 + 0.5 \left(\frac{13.35m}{15.955m}\right)\right] = 707910242608.6510N - m/rad$$

Posteriormente, se calculó los factores de corrección por cimentación embebida, el procedimiento de cálculo de las siguientes fórmulas es como sigue:

Factor de corrección por embebido traslacional en el eje local Z:

$$\eta_z = \left[1.0 + \left(\frac{1.50m}{21 \times 13.35m} \right) \left(1 + 1.3 \times \frac{13.35m}{15.955m} \right) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{58.61m^2}{4 \times 13.35m \times 15.955m} \right)^{2/3} \right] = 1.0443$$

Factor de corrección por embebido traslacional en el eje local Y:

$$\eta_y = \left(1.0 + 0.15 \sqrt{\frac{1.50m}{13.35m}} \right) \left[1.0 + 0.52 \left(\frac{1.25m \times 58.61m^2}{13.35m \times (15.955m)^2} \right)^{0.4} \right] = 1.1680$$

Factor de corrección por embebido traslacional en el eje local X:

$$\eta_x \approx \eta_y = \left(1.0 + 0.15 \sqrt{\frac{1.50m}{15.955m}} \right) \left[1.0 + 0.52 \left(\frac{1.25m \times 58.61m^2}{13.35m \times (15.955m)^2} \right)^{0.4} \right] = 1.1632$$

Factor de corrección por embebido rotacional en el eje local ZZ:

$$\eta_{zz} = 1.0 + 1.4 \left(1 + \frac{13.35m}{15.955m} \right) \left(\frac{0.50m}{13.35m} \right)^{0.9} = 1.1337$$

Factor de corrección por embebido rotacional en el eje local YY:

$$\eta_{yy} = 1.0 + 0.92 \left(\frac{0.50m}{13.35m} \right)^{0.6} \left[1.5 + \left(\frac{0.50m}{1.50m} \right)^{1.9} \left(\frac{13.35m}{15.955m} \right)^{-0.6} \right] = 1.2100$$

Factor de corrección por embebido rotacional en el eje local XX:

$$\eta_{xx} = 1.0 + 1.26 \left(\frac{0.50m}{13.35m} \right) \left[1.0 + \left(\frac{0.50m}{13.35} \right) \left(\frac{0.50m}{1.50m} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{13.35m}{15.955m}} \right] = 1.0492$$

Se calculó los modificadores para cambiar la naturaleza de los valores de rigidez estática a dinámica:

Factor de modificación de rigidez dinámica traslacional en el eje local Z:

$$\alpha_z = 1.0 - \left[\frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{\frac{15.955m}{13.35m}} \right) x 0.8976^2}{\left(\frac{10}{1 + 3 \left(\frac{15.955m}{13.35m} - 1 \right)} \right) + 0.8976^2} \right] = 0.9357$$

Factor de modificación de rigidez dinámica traslacional en el eje local Y:

$$\alpha_y = 1.0$$

Factor de modificación de rigidez dinámica traslacional en el eje local X:

$$\alpha_x = 1.0$$

Factor de modificación de rigidez dinámica rotacional en el eje local ZZ:

$$\alpha_{zz} = 1.0 - \left[\frac{\left(0.33 - 0.03 \sqrt{\frac{15.955m}{13.35m} - 1} \right) \times 0.8976^2}{\left(\frac{0.8}{1 + 0.33 \left(\frac{15.955m}{13.35m} - 1 \right)} \right) + 0.8976^2} \right] = 0.8361$$

Factor de modificación de rigidez dinámica rotacional en el eje local YY:

$$\alpha_{yy} = 1.0 - \left[\frac{0.55 \times 0.8976^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{\left(\frac{15.955m}{13.35m} \right)^3} \right) + 0.8976^2} \right] = 0.8009$$

Factor de modificación de rigidez dinámica rotacional en el eje local XX:

$$\alpha_{xx} = 1.0 - \left[\frac{\left(0.55 + 0.01 \sqrt{\frac{15.955m}{13.35m} - 1} \right) \times 0.8976^2}{\left(2.4 + \frac{0.4}{\left(\frac{15.955m}{13.35m} \right)^3} \right) + 0.8976^2} \right] = 0.8479$$

Se determinó la rigidez dinámica embebida con el producto de:

$$K_{z,emb,din} = (3611744386.5635N/m)(1.0443)(0.9357) = 3529495329.0755N/m$$

$$K_{y,emb,din} = (3091265040.1689N/m)(1.1680)(1.0) = 3610514953.3731N/m$$

$$K_{x,emb,din} = (3048683303.8785N/m)(1.1632)(1.0) = 3546244786.5253N/m$$

$$K_{zz,emb,din} = (1073018118022.47N/m)(1.1337)(0.8361) = 1017181408837.09N - m/rad$$

$$K_{yy,emb,din} = (566548998919.1250N/m)(1.2100)(0.8009) = 549042146390.786N - m/rad$$

$$K_{xx,emb,din} = (707910242608.6510N/m)(1.0492)(0.8479) = 629774494865.464N - m/rad$$

Las razones de amortiguamiento por radiación de ondas fueron calculadas a partir de:

Relación de amortiguamiento superficial traslacional en el eje local Z:

$$\beta_{z_sur} = \left[\frac{4 \times 1.7321 \times \left(\frac{15.955m}{13.35m} \right)}{\left(\frac{3611744386.5635N/m}{(40.8654MPa \times 13.35m \times 10^6)} \right)} \right] \left[\frac{0.8976}{2 \times 0.9357} \right] = 0.5999$$

Relación de amortiguamiento superficial traslacional en el eje local Y:

$$\beta_{y_sur} = \left[\frac{4 \left(\frac{15.955m}{13.35m} \right)}{\left(\frac{3091265040.1689N/m}{(40.8654MPa \times 13.35m \times 10^6)} \right)} \right] \left[\frac{0.8976}{2 \times 1.0} \right] = 0.3786$$

Relación de amortiguamiento superficial traslacional en el eje local X:

$$\beta_{x_sur} = \left[\frac{4 \left(\frac{15.955m}{13.35m} \right)}{\left(\frac{3048683303.8785N/m}{(40.8654MPa \times 13.35m \times 10^6)} \right)} \right] \left[\frac{0.8976}{2 \times 1.0} \right] = 0.3839$$

Relación de amortiguamiento superficial rotacional en el eje local Z:

$$\beta_{zz_sur} = \left[\frac{\left(\frac{4}{3} \right) \left[\left(\frac{15.955m}{13.35m} \right)^3 + \left(\frac{15.955m}{13.35m} \right) \right] (0.8976)^2}{\left(\frac{1073018118022.47N - m/rad}{40.8654MPa (13.35m)^3 10^6} \right) \left[\left(\frac{1.4}{1 + 3 \left(\frac{15.955m}{13.35m} - 1 \right)^{0.7}} \right) + (0.8976)^2 \right]} \right] \left[\frac{0.8976}{2 \times 0.8361} \right] = 0.0996$$

Relación de amortiguamiento superficial rotacional en el eje local Y:

$$\beta_{yy_sur} = \left[\frac{\left(\frac{4}{3} \times 1.7321\right) \left(\frac{15.955m}{13.35m}\right)^3 (0.8976)^2}{\left(\frac{566548998919.1250N - m/rad}{40.8654MPa(13.35m)^3 10^6}\right) \left[\left(\frac{1.8}{1 + 1.75\left(\frac{15.955m}{13.35m} - 1\right)}\right) + (0.8976)^2 \right]} \right] \left[\frac{0.8976}{2 \times 0.8009} \right] = 0.1422$$

Relación de amortiguamiento superficial rotacional en el eje local X:

$$\beta_{xx_sur} = \left[\frac{\left(\frac{4}{3} \times 1.7321\right) \left(\frac{15.955m}{13.35m}\right) (0.8976)^2}{\left(\frac{707910242608.6510N - m/rad}{40.8654MPa(13.35m)^3 10^6}\right) \left[\left(2.2 - \frac{0.4}{\left(\frac{15.955m}{13.35m}\right)^3}\right) + (0.8976)^2 \right]} \right] \left[\frac{0.8976}{2 \times 0.8479} \right] = 0.0833$$

Al haber obtenido los valores de los ratios de amortiguamiento por radiación, procedimos a calcular los valores de los coeficientes de amortiguamiento en la superficie:

$$C_{z_sur} = \frac{2x(3611744386.5635N/m)x(0.05 + 0.5999)}{14.1195rad/s} = 332467841.4323N/m - s$$

$$C_{y_sur} = \frac{2x(3091265040.1689N/m)x(0.05 + 0.3786)}{14.1195rad/s} = 187689700.9666N/m - s$$

$$C_{x_sur} = \frac{2x(3048683303.8785N/m)x(0.05 + 0.3839)}{14.1195rad/s} = 187388120.2918N/m - s$$

$$C_{zz_sur} = \frac{2x(1073018118022.47N/m)x(0.05 + 0.0996)}{14.1195rad/s} = 22747016754.9617N/rad - m - s$$

$$C_{yy_sur} = \frac{2x(566548998919.1250N/m)x(0.05 + 0.1422)}{14.1195rad/s} = 15426963904.2165N/rad - m - s$$

$$C_{xx_sur} = \frac{2x(707910242608.6510N/m)x(0.05 + 0.0833)}{14.1195rad/s} = 13368414948.1580N/rad - m - s$$

Para caracterizar en el coeficiente de amortiguamiento la profundidad de embebido por parte de la cimentación es necesario utilizar los coeficientes de rigidez dinámicos embebidos.

De igual forma por parte de las razones de amortiguamiento, estos deben contemplar el efecto de cimentación embebida. A continuación, se presenta el procedimiento de cálculo para calcular los coeficientes de amortiguamiento para cimentación embebida:

Factor de modificación de amortiguamiento por embebido, traslacional en el eje local Z:

$$\beta_z = \left[\frac{4 \left[1.7321x \left(\frac{15.955m}{13.35m} \right) + \left(\frac{1.50m}{13.35m} \right) \left(1 + \frac{15.955m}{13.35m} \right) \right]}{\frac{3529495329.0755N/m}{(40.8654MPa)(13.35m)10^6}} \right] \left[\frac{0.8976}{2x0.9357} \right] = 0.6870$$

Factor de modificación de amortiguamiento por embebido, traslacional en el eje local Y:

$$\beta_y = \left[\frac{4 \left[\frac{15.955m}{13.35m} + \left(\frac{1.50m}{13.35m} \right) \left(1 + \frac{1.7321x15.955m}{13.35m} \right) \right]}{\frac{3610514953.3731N/m}{(40.8654MPa)(13.35m)10^6}} \right] \left[\frac{0.8976}{2x1.0} \right] = 0.4177$$

Factor de modificación de amortiguamiento por embebido, traslacional en el eje local X:

$$\beta_x = \left[\frac{4 \left[\frac{15.955m}{13.35m} + \left(\frac{1.50m}{13.35m} \right) \left(1.7321 + \frac{15.955m}{13.35m} \right) \right]}{\frac{3546244786.5253N/m}{(40.8654MPa)(13.35m)10^6}} \right] \left[\frac{0.8976}{2x1.0} \right] = 0.4209$$

Factor de modificación de amortiguamiento por embebido, rotacional en el eje local ZZ:

$$\beta_{zz} = \left[\frac{\left(\frac{4}{3}\right) \left[3 \left(\frac{15.955m}{13.35m}\right) \left(\frac{1.50m}{13.35m}\right) + 1.7321x \left(\frac{15.955m}{13.35m}\right)^3 \left(\frac{1.50m}{13.35m}\right) + 3 \left(\frac{15.955m}{13.35m}\right)^2 \left(\frac{1.50m}{13.35m}\right) + 1.7321x \left(\frac{1.50m}{13.35m}\right) + \left(\frac{15.955m}{13.35m}\right)^3 + \left(\frac{15.955m}{13.35m}\right) \right] x 0.8976^2}{\left(\frac{1017181408837.09N - m/rad}{(40.8654MPa)(13.35m)^3 10^6}\right) \left[\left(\frac{1.4}{1 + 3\left(\frac{15.955m}{13.35m} - 1\right)^{0.7}}\right) + 0.8976^2 \right]} \right] \left[\frac{0.8976}{2x0.8361} \right]$$

= 0.1562

Factor de modificación de amortiguamiento por embebido, rotacional en el eje local YY:

$$\beta_{yy} = \left[\frac{\left(\frac{4}{3}\right) \left[\left(\frac{15.955m}{13.35m}\right)^3 \left(\frac{1.50m}{13.35m}\right) + \psi \left(\frac{1.50m}{13.35m}\right)^3 \left(\frac{15.955m}{13.35m}\right) + \left(\frac{1.50m}{13.35m}\right)^3 + 3 \left(\frac{1.50m}{13.35m}\right) \left(\frac{15.955m}{13.35m}\right)^2 + 1.7321x \left(\frac{15.955m}{13.35m}\right)^3 \right] x 0.8976^2 + \left(\frac{4}{3}\right) \left(\frac{15.955m}{13.35m} + 1.7321\right) \left(\frac{1.50m}{13.35m}\right)^3}{\left(\frac{549042146390.786N - m/rad}{(40.8654MPa)(13.35m)^3 10^6}\right) \left[\left(\frac{1.8}{1 + 1.75\left(\frac{15.955m}{13.35m} - 1\right)}\right) + 0.8976^2 \right]} + \frac{\left(\frac{4}{3}\right) \left(\frac{15.955m}{13.35m} + 1.7321\right) \left(\frac{1.50m}{13.35m}\right)^3}{\left(\frac{549042146390.786N - m/rad}{(40.8654MPa)(13.35m)^3 10^6}\right)} \right] \left[\frac{0.8976}{2x0.8009} \right]$$

= 0.1809

Factor de modificación de amortiguamiento por embebido, rotacional en el eje local XX:

$$\beta_{xx} = \left[\frac{\left(\frac{4}{3}\right) \left[\left(\frac{1.50m}{13.35m}\right) + \left(\frac{1.50m}{13.35m}\right)^3 + 1.7321x \left(\frac{15.955m}{13.35m}\right) \left(\frac{1.50m}{13.35m}\right)^3 + 3 \left(\frac{1.50m}{13.35m}\right) \left(\frac{15.955m}{13.35m}\right) + 1.7321x \left(\frac{15.955m}{13.35m}\right) \right] x 0.8976^2 + \frac{\left(\frac{4}{3}\right) \left(1.7321x \frac{15.955m}{13.35m} + 1\right) \left(\frac{1.50m}{13.35m}\right)^3}{\left(\frac{629774494865.464N - m/rad}{(40.8654MPa)(13.35m)^3 10^6}\right)} \right] \left[\frac{0.8976}{2x0.8479} \right]$$

= 0.1063

Finalmente, obtuvimos los coeficientes de amortiguamiento por radiación de ondas para la platea de cimentación embebida:

$$C_{z_emb} = \frac{2x(3529495329.0755N/m)x(0.05 + 0.6870)}{14.1195rad/s} = 332467841.4323N/m - s$$

$$C_{y_emb} = \frac{2x(3610514953.3731N/m)x(0.05 + 0.4177)}{14.1195rad/s} = 187689700.9666N/m - s$$

$$C_{x_emb} = \frac{2x(3546244786.5253N/m)x(0.05 + 0.4209)}{14.1195rad/s} = 187388120.2918N/m - s$$

$$C_{zz_emb} = \frac{2x(1017181408837.09N/m)x(0.05 + 0.1562)}{14.1195rad/s} = 22747016754.9617N/rad - m - s$$

$$C_{yy_emb} = \frac{2x(549042146390.786N/m)x(0.05 + 0.1809)}{14.1195rad/s} = 15426963904.2165N/rad - m - s$$

$$C_{xx_emb} = \frac{2x(629774494865.464N/m)x(0.05 + 0.1063)}{14.1195rad/s} = 13368414948.1580N/rad - m - s$$

Se muestra la Interacción Suelo – Estructura (con provisiones NERHP), representada gráficamente como “resortes” en la cimentación del modelo matemático, los cuales contienen funciones de impedancia, de rigidez traslacional y rotacional (dinámicos), coeficientes de amortiguamiento, ambos en XX, YY y ZZ, así mismo, dependientes de la frecuencia cíclica.

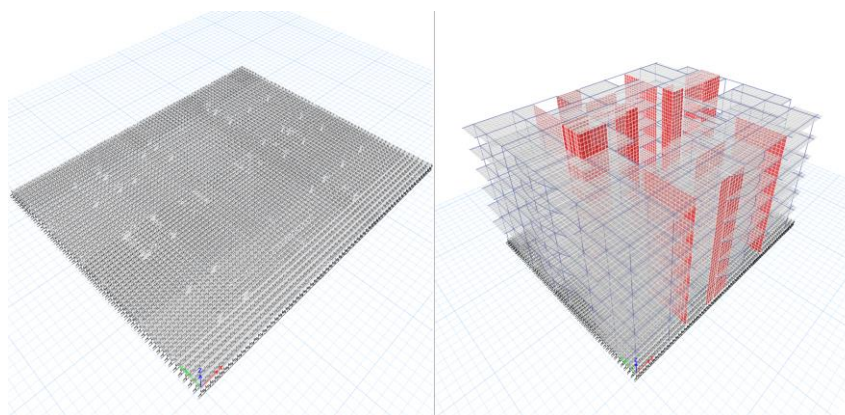


Figura 11. Modelo matemático de la edificación con Interacción Suelo – Estructura según las provisiones NERHP.

Tabla 17. Factores de modificación de fundación embebida

| |
|---------------------------------------|
| Traslacional, η_z : 1.044336663 |
| Traslacional, η_y : 1.167973275 |
| Traslacional, η_x : 1.163205369 |
| Rotacional, η_{zz} : 1.13375586 |
| Rotacional, η_{yy} : 1.209989861 |
| Rotacional, η_{xx} : 1.049205035 |

Tabla 18. Factores de modificación de fundación de rigidez estática a dinámica

| |
|---|
| Traslacional, α_z : 0.935739753 |
| Traslacional, α_y : 1 |
| Traslacional, α_x : 1 |
| Rotacional, α_{zz} : 0.836126165 |
| Rotacional, α_{yy} : 0.800915090 |
| Rotacional, α_{xx} : 0.847903653 |

Tabla 19. Coeficientes de rigidez dinámica

| | |
|---|---------|
| Traslacional, $K_{z,emb}$: 3529495329.0755 | N/m |
| Traslacional, $K_{y,emb}$: 3610514953.3731 | N/m |
| Traslacional, $K_{x,emb}$: 3546244786.5253 | N/m |
| Rotacional, $K_{zz,emb}$: 1017181408837.0900 | N-m/rad |
| Rotacional, $K_{yy,emb}$: 549042146390.7860 | N-m/rad |
| Rotacional, $K_{xx,emb}$: 629774494865.4640 | N-m/rad |

Tabla 20. Factores de modificación de amortiguamiento por radiación para fundación embebida

| |
|--|
| Traslacional, β_z : 0.686982287 |
| Traslacional, β_y : 0.417755631 |
| Traslacional, β_x : 0.420894211 |
| Rotacional, β_{zz} : 0.156249685 |
| Rotacional, β_{yy} : 0.180956967 |
| Rotacional, β_{xx} : 0.106332577 |

Tabla 21. Coeficientes de amortiguamiento por radiación para fundación embebida

| | | |
|------------------------|------------------|-------------|
| Traslacional, C_z : | 368451051.1386 | N/m-seg |
| Traslacional, C_y : | 239220454.4835 | N/m-seg |
| Traslacional, C_x : | 236538696.7459 | N/m-seg |
| Rotacional, C_{zz} : | 29716786604.8769 | N/rad-m-seg |
| Rotacional, C_{yy} : | 17961677318.2241 | N/rad-m-seg |
| Rotacional, C_{xx} : | 13945840482.4248 | N/rad-m-seg |

El análisis sísmico (modal espectral) fue realizado para los cuatro modelos matemáticos de la edificación, donde el primer modelo cuenta con base fija, el segundo modelo con la interacción suelo – estructura según el código ASCE7-22, el tercer modelo según el ASCE41-17 y como cuarto modelo según las provisiones NEHRP.

A continuación, se presenta el procedimiento de cálculo para el modelo de la edificación con base fija. Partimos de la combinación modal, la cual se tabuló de la siguiente manera:

Tabla 22. Masa participativa sin ISE (base rígida)

| Modo | Periodo seg | UX % | UY % | RZ % | Sum UX % | Sum UY % | Sum RZ % |
|------|----------------|---------------|---------------|---------------|-------------|-------------|-------------|
| 1 | 0.445 | 72.01% | 0.02% | 1.59% | 72.01% | 0.02% | 1.59% |
| 2 | 0.404 | 1.51% | 0.32% | 73.18% | 73.52% | 0.34% | 74.77% |
| 3 | 0.357 | 0.00% | 73.15% | 0.37% | 73.52% | 73.49% | 75.13% |
| 4 | 0.107 | 16.93% | 0.00% | 1.15% | 90.45% | 73.49% | 76.28% |
| 5 | 0.101 | 1.17% | 0.00% | 17.05% | 91.62% | 73.49% | 93.33% |
| 6 | 0.087 | 0.00% | 19.21% | 0.00% | 91.62% | 92.69% | 93.33% |
| 7 | 0.049 | 1.84% | 0.00% | 2.56% | 93.45% | 92.69% | 95.89% |
| 8 | 0.048 | 3.22% | 0.00% | 1.49% | 96.67% | 92.70% | 97.39% |
| 9 | 0.044 | 0.00% | 3.38% | 0.00% | 96.67% | 96.07% | 97.39% |
| 10 | 0.038 | 0.00% | 0.01% | 0.41% | 96.67% | 96.08% | 97.80% |
| 11 | 0.035 | 0.00% | 1.50% | 0.00% | 96.67% | 97.59% | 97.80% |
| 12 | 0.031 | 0.29% | 0.00% | 0.85% | 96.96% | 97.59% | 98.65% |

Se puede visualizar que la estructura cuando está empotrada infinitamente rígida en la base, desplaza al segundo modo de vibración el comportamiento rotacional en su eje a pesar de su buena configuración

de estructuración en cuanto a simetría y simplicidad. El factor de masa participativa para el primer modo de vibración es del 72.01% traslacional en dirección XX , con un periodo de 0.445s, para el segundo modo de vibración es del 73.18% rotacional en dirección ZZ , con un periodo de 0.404s, para el tercer modo de vibración es del 73.15% traslacional en dirección YY , con un periodo de 0.357s.

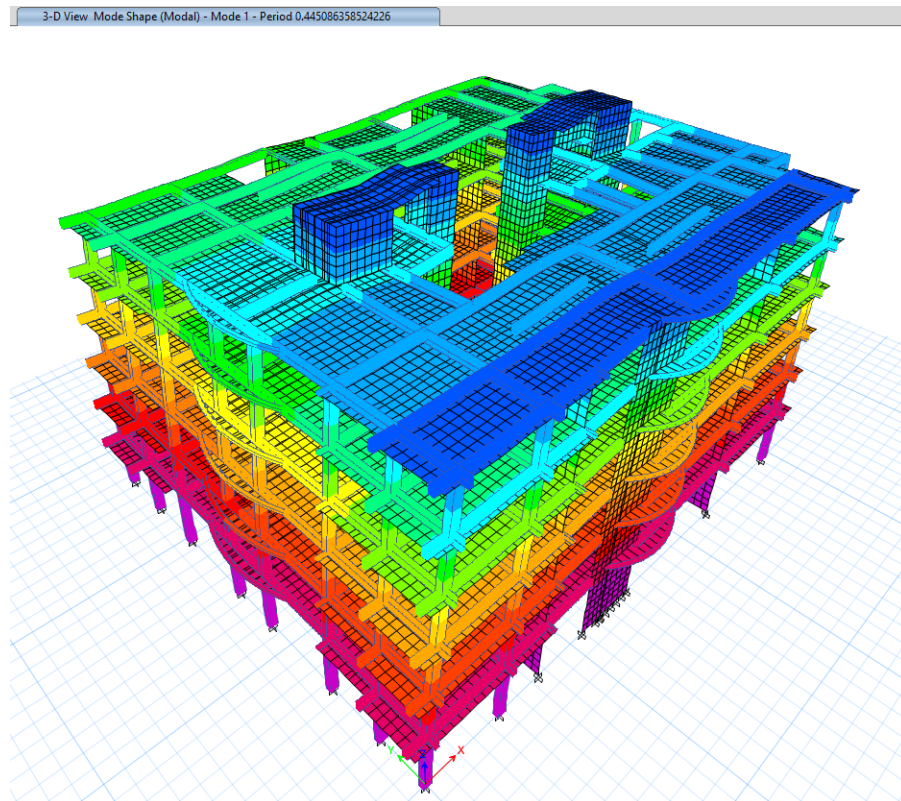


Figura 12. Periodo de vibración traslacional en dirección UX (base rígida)

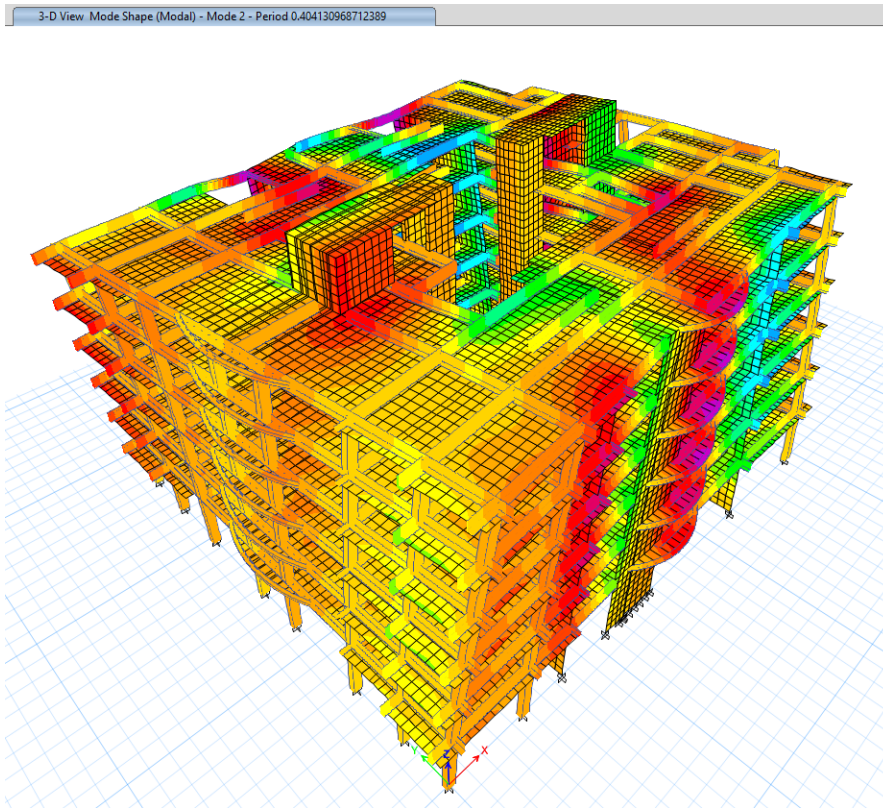


Figura 13. Periodo de vibración rotacional en dirección RZ (base rígida)

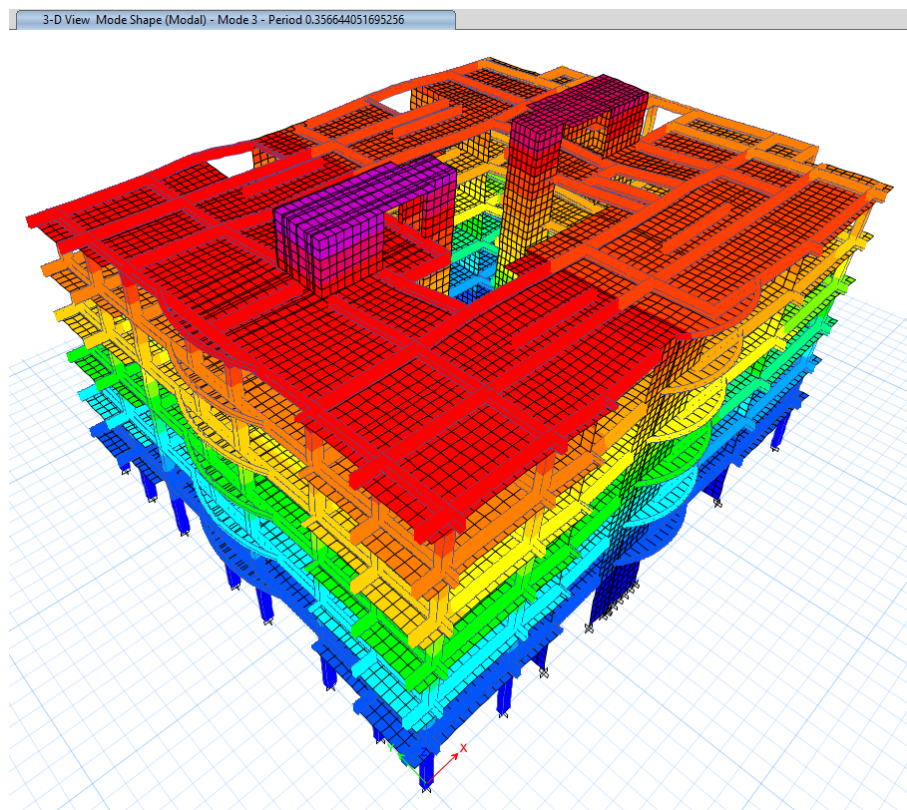


Figura 14. Periodo de vibración traslacional en dirección UY (base rígida)

La construcción del espectro de aceleraciones (base infinitamente rígida) se realizó de forma convencional, es decir, el procedimiento de cálculo es tal cual para cualquier edificación donde no sea necesario evidenciar la interacción suelo – estructura. Este cálculo se realizó de la siguiente manera:

$$S_a = \frac{(0.45)(1)(C)(1.05)}{(6)(0.85)(0.85)} 9.80665m/s^2 = 1.06889092(C)m/s^2$$

Donde el valor de C depende del periodo, quedando entonces:

Tabla 23. *Aceleración espectral por cada periodo sin ISE (base rígida)*

| T (s) | Sa (m/s) |
|--------------|-----------------|
| 0 | 2.67 |
| 0.1 | 2.67 |
| 0.2 | 2.67 |
| 0.3 | 2.67 |
| 0.4 | 2.67 |
| 0.5 | 2.67 |
| 0.6 | 2.67 |
| 0.7 | 2.29 |
| 0.8 | 2.00 |
| 0.9 | 1.78 |
| 1 | 1.60 |
| 1.1 | 1.46 |
| 1.2 | 1.34 |
| 1.3 | 1.23 |
| 1.4 | 1.15 |
| 1.5 | 1.07 |
| 1.6 | 1.00 |
| 1.7 | 0.94 |
| 1.8 | 0.89 |
| 1.9 | 0.84 |
| 2 | 0.80 |
| 2.1 | 0.73 |
| 2.2 | 0.66 |
| 2.3 | 0.61 |
| 2.4 | 0.56 |
| 2.5 | 0.51 |
| 2.6 | 0.47 |

| | |
|-----|------|
| 2.7 | 0.44 |
| 2.8 | 0.41 |
| 2.9 | 0.38 |
| 3 | 0.36 |
| 3.1 | 0.33 |
| 3.2 | 0.31 |
| 3.3 | 0.29 |
| 3.4 | 0.28 |
| 3.5 | 0.26 |
| 3.6 | 0.25 |
| 3.7 | 0.23 |
| 3.8 | 0.22 |
| 3.9 | 0.21 |
| 4 | 0.20 |
| 4.1 | 0.19 |
| 4.2 | 0.18 |
| 4.3 | 0.17 |
| 4.4 | 0.17 |
| 4.5 | 0.16 |
| 4.6 | 0.15 |
| 4.7 | 0.15 |
| 4.8 | 0.14 |
| 4.9 | 0.13 |
| 5 | 0.13 |
| 5.1 | 0.12 |
| 5.2 | 0.12 |
| 5.3 | 0.11 |
| 5.4 | 0.11 |
| 5.5 | 0.11 |
| 5.6 | 0.10 |
| 5.7 | 0.10 |
| 5.8 | 0.10 |
| 5.9 | 0.09 |
| 6 | 0.09 |
| 6.1 | 0.09 |
| 6.2 | 0.08 |
| 6.3 | 0.08 |
| 6.4 | 0.08 |
| 6.5 | 0.08 |
| 6.6 | 0.07 |
| 6.7 | 0.07 |
| 6.8 | 0.07 |
| 6.9 | 0.07 |
| 7 | 0.07 |

El factor de escala de fuerza cortante mínima, fue calculado teniendo en cuenta el 90% de la cortante estática en la base respecto a la cortante dinámica en la base, para ello fue necesario contar con el peso sísmico de la edificación (100%CM+25%CV), que resultó ser $P_{EQ} = 4582.60tonf$, mientras que la cortante estática en la base fue:

$$V_{ESTX} = \frac{(0.45)(1)(2.5)(1.05)}{(6)(0.85)(0.85)} (4582.60tonf) = 1248.72tonf$$

$$V_{ESTY} = \frac{(0.45)(1)(2.5)(1.05)}{(6)(0.85)(0.85)} (4582.60tonf) = 1248.72tonf$$

Mientras que la cortante dinámica en la base la obtuvimos del software, siendo un valor de:

$$V_{DINX} = 956.05tonf$$

$$V_{DINY} = 965.58tonf$$

Tabla 24. Cortante dinámica en la base en dirección XX (base rígida)

| Nivel | Caso de carga/ Combo | Localización | VX | VY |
|-------|----------------------|--------------|---------------|--------|
| | | | tonf | tonf |
| T6 | SDXX Max | Bottom | 322.92 | 97.79 |
| T5 | SDXX Max | Bottom | 542.61 | 164.54 |
| T4 | SDXX Max | Bottom | 707.66 | 213.78 |
| T3 | SDXX Max | Bottom | 829.32 | 250.24 |
| T2 | SDXX Max | Bottom | 911.58 | 275.62 |
| T1 | SDXX Max | Bottom | 956.05 | 289.98 |

Tabla 25. Cortante dinámica en la base en dirección YY (base rígida)

| Nivel | Caso de carga/ Combo | Localización | VX | VY |
|-------|----------------------|--------------|--------|---------------|
| | | | tonf | tonf |
| T6 | SDYY Max | Bottom | 96.97 | 325.62 |
| T5 | SDYY Max | Bottom | 162.95 | 547.85 |
| T4 | SDYY Max | Bottom | 212.53 | 711.76 |
| T3 | SDYY Max | Bottom | 249.07 | 833.17 |
| T2 | SDYY Max | Bottom | 273.78 | 917.74 |
| T1 | SDYY Max | Bottom | 287.13 | 965.58 |

Entonces el factor de escala fue hallado de la siguiente forma:

$$F_{EX} = \frac{(0.90)(1248.72tonf)}{956.05tonf} = 1.1755$$

$$F_{EY} = \frac{(0.90)(1248.72tonf)}{965.58tonf} = 1.1639$$

La cortante basal de diseño en caso se requiera para diseñar cada elemento de la estructura, fue calculada como:

$$V_{DISEÑO X} = (956.05tonf)(1.1755) = 1123.85tonf$$

$$V_{DISEÑO Y} = (965.58tonf)(1.1639) = 1123.85tonf$$

El control de derivas se realizó mediante la distorsión máxima permisible que establece la Norma E.030, siendo 7/1000 para estructuras de concreto armado. Para publicación resumida de los procedimientos de cálculo de derivas, se describirán los desplazamientos absolutos provenientes del centro de masa, aproximación que se tiene puesto que este punto no varía extremadamente en el plano. A continuación, se visualiza el desarrollo correspondiente:

Tabla 26. Desplazamientos absolutos del centro de masa en dirección XX (base rígida)

| NIVELES | BASE FIJA |
|---------|-----------|
| | UX |
| | M |
| PISO 6 | 0.0184 |
| PISO 5 | 0.0151 |
| PISO 4 | 0.0116 |
| PISO 3 | 0.0081 |
| PISO 2 | 0.0048 |
| PISO 1 | 0.0020 |
| CIM | 0 |

Tabla 27. Desplazamientos absolutos del centro de masa en dirección YY (base rígida)

| NIVELES | BASE FIJA |
|---------|-----------|
| | UY |
| | m |
| PISO 6 | 0.0120 |
| PISO 5 | 0.0098 |
| PISO 4 | 0.0075 |
| PISO 3 | 0.0052 |
| PISO 2 | 0.0031 |
| PISO 1 | 0.0014 |
| CIM | 0 |

Se realiza el cálculo para los desplazamientos inelásticos relativos multiplicándolos por un porcentaje del factor de reducción sísmica, igual a $0.85R$ debido a la irregularidad de la estructura:

$$\delta_{R6x} = (\delta_{A6x} - \delta_{A5x})(0.85R) = (0.0184m)(0.85 \times 4.335) = 0.0122m$$

$$\delta_{R5x} = (\delta_{A5x} - \delta_{A4x})(0.85R) = (0.0151m)(0.85 \times 4.335) = 0.0129m$$

$$\delta_{R4x} = (\delta_{A4x} - \delta_{A3x})(0.85R) = (0.0116m)(0.85 \times 4.335) = 0.0130m$$

$$\delta_{R3x} = (\delta_{A3x} - \delta_{A2x})(0.85R) = (0.0081m)(0.85 \times 4.335) = 0.0122m$$

$$\delta_{R2x} = (\delta_{A2x} - \delta_{A1x})(0.85R) = (0.0048m)(0.85 \times 4.335) = 0.0101m$$

$$\delta_{R1x} = (\delta_{A1x})(0.85R) = (0.002m)(0.85 \times 4.335) = 0.0075m$$

$$\delta_{R6y} = (\delta_{A6y} - \delta_{A5y})(0.85R) = (0.0120m)(0.85 \times 4.335) = 0.0081m$$

$$\delta_{R5y} = (\delta_{A5y} - \delta_{A4y})(0.85R) = (0.0098m)(0.85 \times 4.335) = 0.0084m$$

$$\delta_{R4y} = (\delta_{A4y} - \delta_{A3y})(0.85R) = (0.0075m)(0.85 \times 4.335) = 0.0083m$$

$$\delta_{R3y} = (\delta_{A3y} - \delta_{A2y})(0.85R) = (0.0052m)(0.85 \times 4.335) = 0.0077m$$

$$\delta_{R2y} = (\delta_{A2y} - \delta_{A1y})(0.85R) = (0.0031m)(0.85 \times 4.335) = 0.0064m$$

$$\delta_{R1y} = (\delta_{A1y})(0.85R) = (0.0014m)(0.85 \times 4.335) = 0.0051m$$

Como última fase, se determinaron las derivas, siendo efectuadas como sigue:

$$\Delta_{6x} = \frac{\delta_{R6x}}{h_6} = \frac{0.0122m}{2.8m} = 0.0044$$

$$\Delta_{5x} = \frac{\delta_{R5x}}{h_5} = \frac{0.0129m}{2.8m} = 0.0046$$

$$\Delta_{4x} = \frac{\delta_{R4x}}{h_4} = \frac{0.0130m}{2.8m} = 0.0046$$

$$\Delta_{3x} = \frac{\delta_{R3x}}{h_3} = \frac{0.0122m}{2.8m} = 0.0044$$

$$\Delta_{2x} = \frac{\delta_{R2x}}{h_2} = \frac{0.0101m}{2.8m} = 0.0036$$

$$\Delta_{1x} = \frac{\delta_{R1x}}{h_1} = \frac{0.0075m}{3.95m} = 0.0027$$

$$\Delta_{6y} = \frac{\delta_{R6y}}{h_6} = \frac{0.0122m}{2.8m} = 0.0044$$

$$\Delta_{5y} = \frac{\delta_{R5y}}{h_5} = \frac{0.0129m}{2.8m} = 0.0046$$

$$\Delta_{4y} = \frac{\delta_{R4y}}{h_4} = \frac{0.0130m}{2.8m} = 0.0046$$

$$\Delta_{3y} = \frac{\delta_{R3y}}{h_3} = \frac{0.0122m}{2.8m} = 0.0044$$

$$\Delta_{2y} = \frac{\delta_{R2y}}{h_2} = \frac{0.0101m}{2.8m} = 0.0036$$

$$\Delta_{1y} = \frac{\delta_{R1y}}{h_1} = \frac{0.0075m}{3.95m} = 0.0027$$

De igual manera, presentamos el procedimiento de cálculo para el segundo modelo de la edificación con interacción suelo – estructura según el código ASCE7-22:

A continuación, se presenta el procedimiento de cálculo para el modelo de la edificación con base flexible. Partimos de la combinación modal, la cual se tabuló de la siguiente manera:

Tabla 28. Masa participativa con ISE (ASCE7-22)

| Modo | Periodo | UX % | UY % | RZ % | Sum UX % | Sum UY % | Sum RZ % |
|------|--------------|---------------|---------------|---------------|-------------|-------------|-------------|
| | seg | | | | | | |
| 1 | 0.506 | 68.47% | 0.01% | 0.31% | 68.47% | 0.01% | 0.31% |
| 2 | 0.434 | 0.02% | 76.65% | 0.41% | 68.49% | 76.66% | 0.73% |
| 3 | 0.404 | 0.23% | 0.74% | 74.20% | 68.72% | 77.40% | 74.93% |
| 4 | 0.218 | 30.84% | 0.00% | 0.00% | 99.56% | 77.40% | 74.93% |
| 5 | 0.198 | 0.00% | 22.40% | 0.12% | 99.56% | 99.79% | 75.05% |
| 6 | 0.102 | 0.02% | 0.00% | 17.79% | 99.58% | 99.79% | 92.84% |
| 7 | 0.094 | 0.41% | 0.00% | 0.36% | 99.99% | 99.79% | 93.20% |
| 8 | 0.076 | 0.00% | 0.20% | 0.05% | 99.99% | 99.99% | 93.25% |
| 9 | 0.049 | 0.00% | 0.00% | 3.85% | 99.99% | 99.99% | 97.10% |
| 10 | 0.046 | 0.01% | 0.00% | 0.20% | 100.00% | 99.99% | 97.30% |
| 11 | 0.043 | 0.00% | 0.00% | 0.01% | 100.00% | 100.00% | 97.31% |
| 12 | 0.038 | 0.00% | 0.00% | 0.40% | 100.00% | 100.00% | 97.70% |

Se puede visualizar que la estructura cuando presenta flexibilidad en la base, desplaza al tercer modo de vibración el comportamiento rotacional en su eje a diferencia del modelo realizado con base fija. El factor de masa participativa para el primer modo de vibración es del 68.47% traslacional en dirección XX, con un periodo de 0.509s, para el segundo modo de vibración es del 76.65% traslacional en dirección YY, con un periodo de 0.434s, para el tercer modo de vibración es del 74.20% rotacional en dirección ZZ, con un periodo de 0.404s.

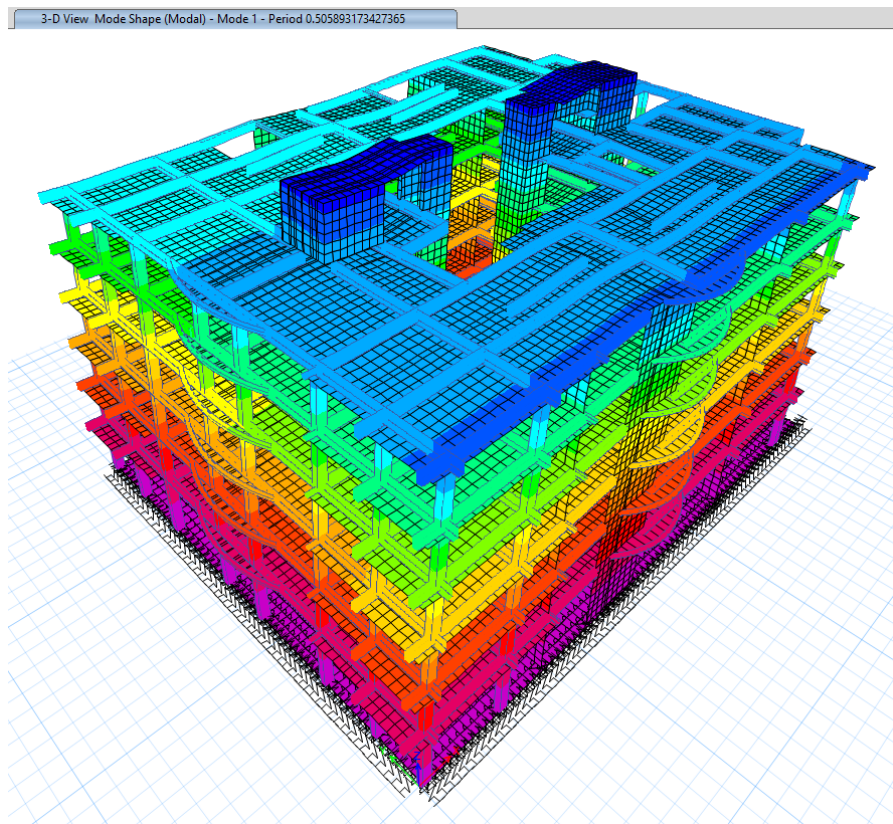


Figura 15. Periodo de vibración traslacional en dirección UX (ASCE7-22)

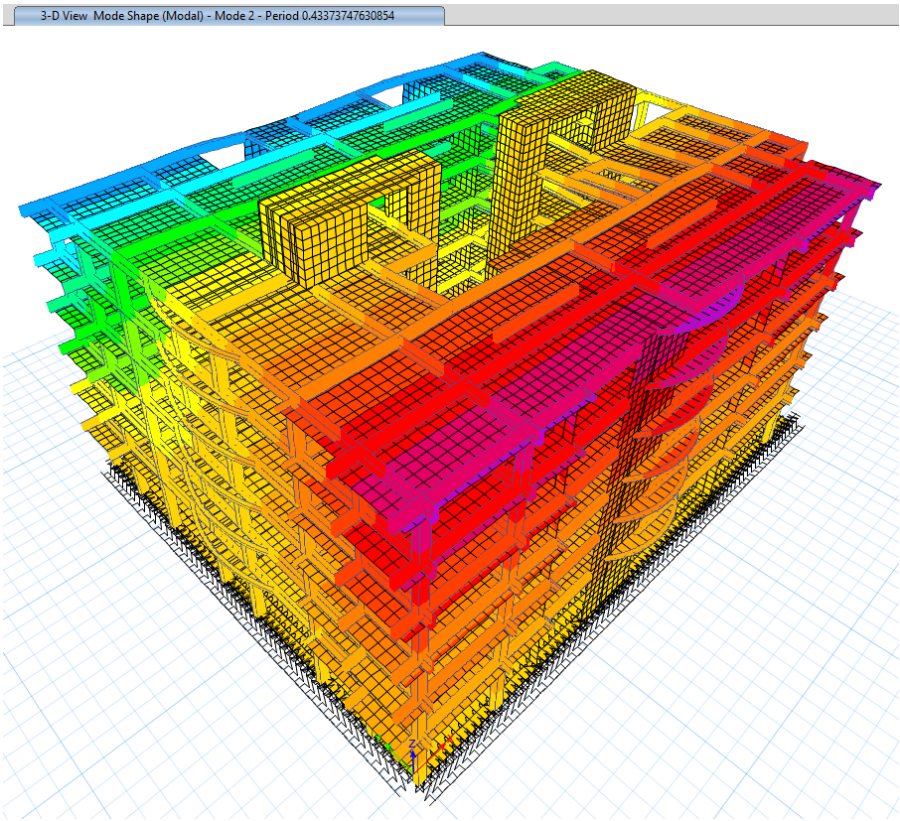


Figura 12. Periodo de vibración traslacional en dirección UY (ASCE7-22)

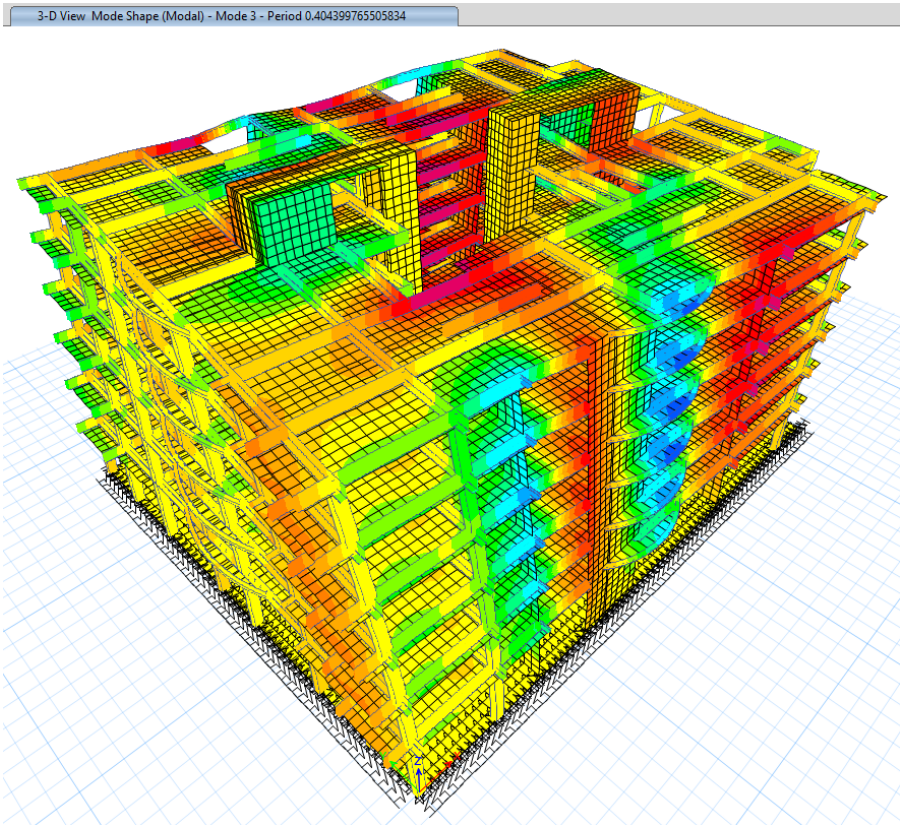


Figura 13. Periodo de vibración rotacional en dirección RZ (ASCE7-22)

La construcción del espectro de aceleraciones (base flexible) se realizó considerando la interacción inercial y cinemática. Este cálculo fue de la siguiente manera:

$$S_a = \frac{(0.45)(1)(C)(1.05)(RRS_{bsa})(RRS_e)}{(6)(0.85)(0.85)(1.5359)} (9.80665 \text{ m/s}^2) = 0.6959378345(C)(RRS_{bsa})(RRS_e) \text{ m/s}^2$$

Donde el valor de C , RRS_{bsa} , RRS_e , dependen del periodo, quedando entonces:

Tabla 29. Aceleración espectral por cada periodo con ISE (ASCE7-22)

| T (s) | Sa (m/s) |
|--------|----------|
| 0 | 1.0216 |
| 0.1 | 1.0216 |
| 0.1141 | 1.0216 |
| 0.2 | 1.0216 |
| 0.3 | 1.1494 |
| 0.4 | 1.1959 |
| 0.5 | 1.2177 |
| 0.5705 | 1.2268 |
| 0.6 | 1.2297 |
| 0.7 | 1.0602 |
| 0.8 | 0.9312 |
| 0.9 | 0.8299 |
| 1 | 0.7483 |
| 1.1 | 0.6812 |
| 1.2 | 0.6251 |
| 1.3 | 0.5775 |
| 1.4 | 0.5366 |
| 1.5 | 0.5010 |
| 1.6 | 0.4699 |
| 1.7 | 0.4424 |
| 1.8 | 0.4180 |
| 1.9 | 0.3961 |
| 2 | 0.3764 |
| 2.1 | 0.3414 |
| 2.2 | 0.3111 |
| 2.3 | 0.2847 |
| 2.4 | 0.2615 |
| 2.5 | 0.2410 |
| 2.6 | 0.2229 |

| | |
|-----|--------|
| 2.7 | 0.2067 |
| 2.8 | 0.1922 |
| 2.9 | 0.1792 |
| 3 | 0.1675 |
| 3.1 | 0.1568 |
| 3.2 | 0.1472 |
| 3.3 | 0.1384 |
| 3.4 | 0.1304 |
| 3.5 | 0.1231 |
| 3.6 | 0.1163 |
| 3.7 | 0.1101 |
| 3.8 | 0.1044 |
| 3.9 | 0.0991 |
| 4 | 0.0942 |
| 4.1 | 0.0897 |
| 4.2 | 0.0855 |
| 4.3 | 0.0815 |
| 4.4 | 0.0779 |
| 4.5 | 0.0745 |
| 4.6 | 0.0713 |
| 4.7 | 0.0683 |
| 4.8 | 0.0654 |
| 4.9 | 0.0628 |
| 5 | 0.0603 |
| 5.1 | 0.0580 |
| 5.2 | 0.0558 |
| 5.3 | 0.0537 |
| 5.4 | 0.0517 |
| 5.5 | 0.0499 |
| 5.6 | 0.0481 |
| 5.7 | 0.0464 |
| 5.8 | 0.0448 |
| 5.9 | 0.0433 |
| 6 | 0.0419 |
| 6.1 | 0.0405 |
| 6.2 | 0.0392 |
| 6.3 | 0.0380 |
| 6.4 | 0.0368 |
| 6.5 | 0.0357 |
| 6.6 | 0.0346 |
| 6.7 | 0.0336 |
| 6.8 | 0.0326 |
| 6.9 | 0.0317 |
| 7 | 0.0308 |

El factor de escala de fuerza cortante mínima, fue calculado teniendo en cuenta el 90% de la cortante estática en la base respecto a la cortante dinámica en la base, para ello fue necesario contar con el peso sísmico de la edificación (100%CM+25%CV), que resultó ser $P_{EQ} = 4582.60tonf$. El factor de reducción por parte de la porción de amortiguamiento según lo obtenido anteriormente fue de $B_{SSI} = 1.5359$, sin embargo, este valor está restringido a:

$$B_{SSI} = \frac{4}{[5.6 - \ln(100 \times 0.20)]} = 1.5359 \leq \left\{ \begin{array}{l} 1.4 ; 4.335 \leq 3 \\ 1.7 - \frac{4.335}{10} ; 3 < 4.335 < 6 \\ 1.1 ; 4.335 \geq 6 \end{array} \right\}$$

Entonces escogemos para B_{SSI} el valor mínimo entre:

$$B_{SSI,min} = \left\{ \begin{array}{l} (1.7 - \frac{4.335}{10} = 1.2665) \\ (1.5359) \end{array} \right\}$$

Posteriormente calculamos la variación de cortante en la base, determinada como:

$$V_{ESTX} = \frac{(0.45)(1)(2.5)(1.05)}{(6)(0.85)(0.85)} (4582.60tonf) = 1248.72tonf$$

$$V_{ESTY} = \frac{(0.45)(1)(2.5)(1.05)}{(6)(0.85)(0.85)} (4582.60tonf) = 1248.72tonf$$

$$\Delta V = \left(2.5 - \frac{2.5}{1.2665} \right) (4582.60tonf) \leq 0.3(1248.72tonf) = 374.6157tonf$$

Quedando como cortante estática en la base afectada por la interacción suelo – estructura (inercial) de la siguiente forma:

$$V_{ESTX} = 1248.72tonf - 374.6157tonf = 874.1033tonf$$

$$V_{ESTY} = 1248.72tonf - 374.6157tonf = 874.1033tonf$$

Mientras que la cortante dinámica en la base la obtuvimos del software, siendo un valor de:

$$V_{DINX} = 776.86tonf$$

$$V_{DINY} = 812.45tonf$$

Tabla 30. Cortante dinámica en la base en dirección XX (ASCE7-22)

| Nivel | Caso de carga/ Combo | Localización | VX | VY |
|-------|----------------------|--------------|---------------|--------|
| | | | tonf | tonf |
| T6 | SDXX Max | Bottom | 228.67 | 67.52 |
| T5 | SDXX Max | Bottom | 403.82 | 120.48 |
| T4 | SDXX Max | Bottom | 540.95 | 163.31 |
| T3 | SDXX Max | Bottom | 643.70 | 196.84 |
| T2 | SDXX Max | Bottom | 718.30 | 222.59 |
| T1 | SDXX Max | Bottom | 776.86 | 244.03 |

Tabla 31. Cortante dinámica en la base en dirección YY (ASCE7-22)

| Nivel | Caso de carga/ Combo | Localización | VX | VY |
|-------|----------------------|--------------|--------|---------------|
| | | | tonf | tonf |
| T6 | SDYY Max | Bottom | 68.67 | 224.78 |
| T5 | SDYY Max | Bottom | 121.28 | 401.12 |
| T4 | SDYY Max | Bottom | 162.47 | 543.70 |
| T3 | SDYY Max | Bottom | 193.34 | 655.34 |
| T2 | SDYY Max | Bottom | 215.76 | 741.08 |
| T1 | SDYY Max | Bottom | 233.35 | 812.45 |

Entonces el factor de escala fue hallado de la siguiente forma:

$$F_{EX} = \frac{(0.90)(874.1033tonf)}{776.8649tonf} = 1.0126$$

$$F_{EY} = \frac{(0.90)(874.1033tonf)}{812.4534tonf} = 0.9683$$

La cortante basal de diseño en caso se requiera para diseñar cada elemento de la estructura, fue calculada como:

$$V_{DISEÑO X} = (776.8649 tonf)(1.0126) = 786.6929 tonf$$

$$V_{DISEÑO Y} = (812.4534 tonf)(1.0) = 812.4534 tonf$$

El control de derivas se realizó mediante la distorsión máxima permisible que establece la Norma E.030, siendo 7/1000 para estructuras de concreto armado. Para publicación resumida de los procedimientos de cálculo de derivas, se describirán los desplazamientos absolutos provenientes del centro de masa, aproximación que se tiene puesto que este punto no varía extremadamente en el plano. A continuación, se visualiza el desarrollo correspondiente:

Tabla 32. *Desplazamientos absolutos del centro de masa en dirección XX (ASCE7-22)*

| NIVELES | ASCE7-22 |
|---------|----------|
| | UX |
| | M |
| PISO 6 | 0.0172 |
| PISO 5 | 0.0147 |
| PISO 4 | 0.0120 |
| PISO 3 | 0.0093 |
| PISO 2 | 0.0068 |
| PISO 1 | 0.0048 |
| CIM | 0.0032 |

Tabla 33. *Desplazamientos absolutos del centro de masa en dirección YY (ASCE7-22)*

| NIVELES | ASCE7-22 |
|---------|----------|
| | UY |
| | m |
| PISO 6 | 0.0125 |
| PISO 5 | 0.0108 |
| PISO 4 | 0.0090 |
| PISO 3 | 0.0073 |
| PISO 2 | 0.0057 |

| | |
|--------|--------|
| PISO 1 | 0.0044 |
| CIM | 0.0033 |

Se realiza el cálculo para los desplazamientos inelásticos relativos multiplicándolos por un porcentaje del factor de reducción sísmica, igual a $0.85R$ debido a la irregularidad de la estructura:

$$\delta_{R6x} = [(0.0172m - 0.0032m) - (0.0147m - 0.0032m)](0.85 \times 4.335) = 0.0093m$$

$$\delta_{R5x} = [(0.0147m - 0.0032m) - (0.0120m - 0.0032m)](0.85 \times 4.335) = 0.0098m$$

$$\delta_{R4x} = [(0.0120m - 0.0032m) - (0.0093m - 0.0032m)](0.85 \times 4.335) = 0.0098m$$

$$\delta_{R3x} = [(0.0093m - 0.0032m) - (0.0068m - 0.0032m)](0.85 \times 4.335) = 0.0092m$$

$$\delta_{R2x} = [(0.0068m - 0.0032m) - (0.0048m - 0.0032m)](0.85 \times 4.335) = 0.0076m$$

$$\delta_{R1x} = [(0.0048m - 0.0032m) - (0.0032m - 0.0032m)](0.85 \times 4.335) = 0.0056m$$

$$\delta_{R6y} = [(0.0125m - 0.0033m) - (0.0108m - 0.0033m)](0.85 \times 4.335) = 0.0062m$$

$$\delta_{R5y} = [(0.0108m - 0.0033m) - (0.0090m - 0.0033m)](0.85 \times 4.335) = 0.0064m$$

$$\delta_{R4y} = [(0.0090m - 0.0033m) - (0.0073m - 0.0033m)](0.85 \times 4.335) = 0.0064m$$

$$\delta_{R3y} = [(0.0073m - 0.0033m) - (0.0057m - 0.0033m)](0.85 \times 4.335) = 0.0059m$$

$$\delta_{R2y} = [(0.0057m - 0.0033m) - (0.0044m - 0.0033m)](0.85 \times 4.335) = 0.0049m$$

$$\delta_{R1y} = [(0.0044m - 0.0033m) - (0.0033m - 0.0033m)](0.85 \times 4.335) = 0.0040m$$

Como última fase, se determinaron las derivas, siendo efectuadas como

siue:

$$\Delta_{6x} = \frac{\delta_{R6x}}{h_6} = \frac{0.0093m}{2.8m} = 0.0033$$

$$\Delta_{5x} = \frac{\delta_{R5x}}{h_5} = \frac{0.0098m}{2.8m} = 0.0035$$

$$\Delta_{4x} = \frac{\delta_{R4x}}{h_4} = \frac{0.0098m}{2.8m} = 0.0035$$

$$\Delta_{3x} = \frac{\delta_{R3x}}{h_3} = \frac{0.0092m}{2.8m} = 0.0033$$

$$\Delta_{2x} = \frac{\delta_{R2x}}{h_2} = \frac{0.0076m}{2.8m} = 0.0027$$

$$\Delta_{1x} = \frac{\delta_{R1x}}{h_1} = \frac{0.0056m}{3.95m} = 0.0020$$

$$\Delta_{6y} = \frac{\delta_{R6y}}{h_6} = \frac{0.0062m}{2.8m} = 0.0022$$

$$\Delta_{5y} = \frac{\delta_{R5y}}{h_5} = \frac{0.0064m}{2.8m} = 0.0023$$

$$\Delta_{4y} = \frac{\delta_{R4y}}{h_4} = \frac{0.0064m}{2.8m} = 0.0023$$

$$\Delta_{3y} = \frac{\delta_{R3y}}{h_3} = \frac{0.0059m}{2.8m} = 0.0021$$

$$\Delta_{2y} = \frac{\delta_{R2y}}{h_2} = \frac{0.0049m}{2.8m} = 0.0017$$

$$\Delta_{1y} = \frac{\delta_{R1y}}{h_1} = \frac{0.0040m}{3.95m} = 0.0014$$

Por otro lado, detallamos el procedimiento de cálculo para el tercer modelo de la edificación con interacción suelo – estructura según el código ASCE41-17:

A continuación, se presenta el procedimiento de cálculo para el modelo de la edificación con base flexible. Partimos de la combinación modal, la cual se tabuló de la siguiente manera:

Tabla 34. Masa participativa con ISE (ASCE41-17)

| Modo | Periodo | UX | UY | RZ | Sum UX | Sum UY | Sum RZ |
|------|--------------|---------------|---------------|---------------|---------|---------|--------|
| | seg | % | % | % | % | % | % |
| 1 | 0.578 | 60.74% | 0.04% | 0.37% | 60.74% | 0.04% | 0.37% |
| 2 | 0.527 | 0.08% | 63.22% | 0.59% | 60.81% | 63.26% | 0.96% |
| 3 | 0.502 | 0.30% | 1.17% | 53.87% | 61.11% | 64.43% | 54.83% |
| 4 | 0.206 | 37.88% | 0.01% | 0.01% | 98.99% | 64.44% | 54.83% |
| 5 | 0.198 | 0.01% | 35.17% | 0.05% | 98.99% | 99.61% | 54.88% |
| 6 | 0.135 | 0.00% | 0.00% | 34.80% | 99.00% | 99.62% | 89.68% |
| 7 | 0.102 | 0.99% | 0.00% | 0.08% | 99.99% | 99.62% | 89.76% |
| 8 | 0.086 | 0.00% | 0.04% | 9.25% | 99.99% | 99.66% | 99.01% |
| 9 | 0.083 | 0.00% | 0.33% | 0.84% | 99.99% | 99.99% | 99.85% |
| 10 | 0.049 | 0.01% | 0.00% | 0.05% | 100.00% | 99.99% | 99.90% |
| 11 | 0.048 | 0.00% | 0.00% | 0.09% | 100.00% | 99.99% | 99.99% |
| 12 | 0.044 | 0.00% | 0.01% | 0.00% | 100.00% | 100.00% | 99.99% |

Se puede visualizar que la estructura cuando presenta flexibilidad en la base, desplaza al tercer modo de vibración el comportamiento rotacional en su eje a diferencia del modelo realizado con base fija. El factor de masa participativa para el primer modo de vibración es del 60.74% traslacional en dirección XX, con un periodo de 0.578s, para el segundo modo de vibración es del 63.22% traslacional en dirección YY, con un periodo de

0.527s, para el tercer modo de vibración es del 53.87% rotacional en dirección ZZ, con un periodo de 0.502s.

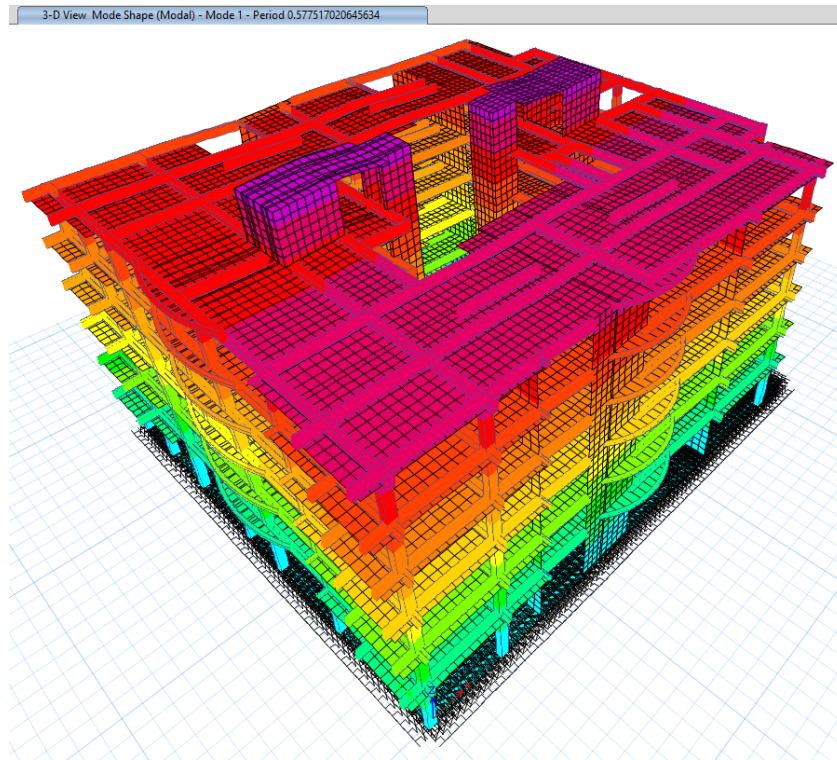


Figura 14. Periodo de vibración traslacional en dirección UX (ASCE41-17)

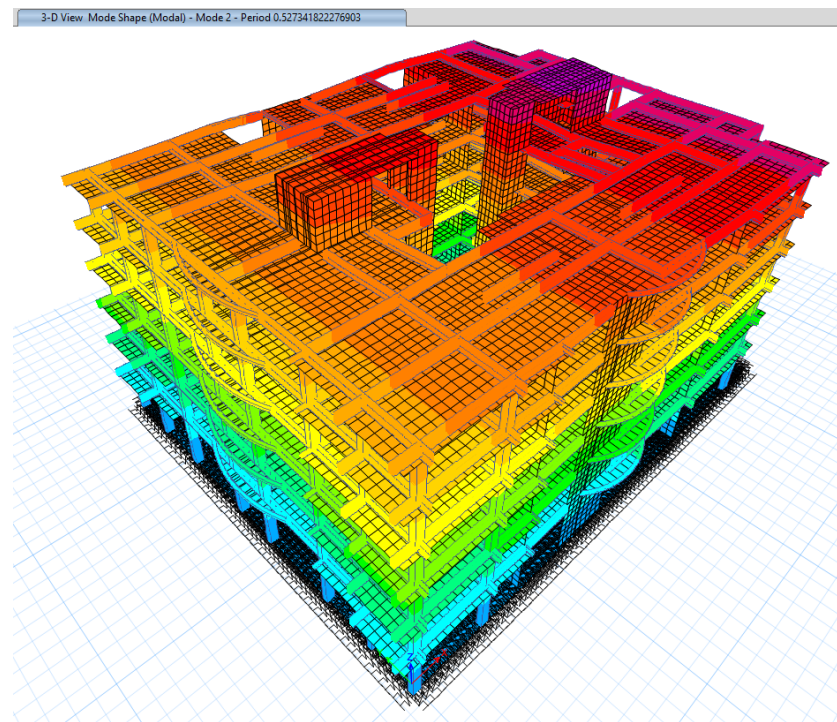


Figura 15. Periodo de vibración rotacional en dirección UY (ASCE41-17)

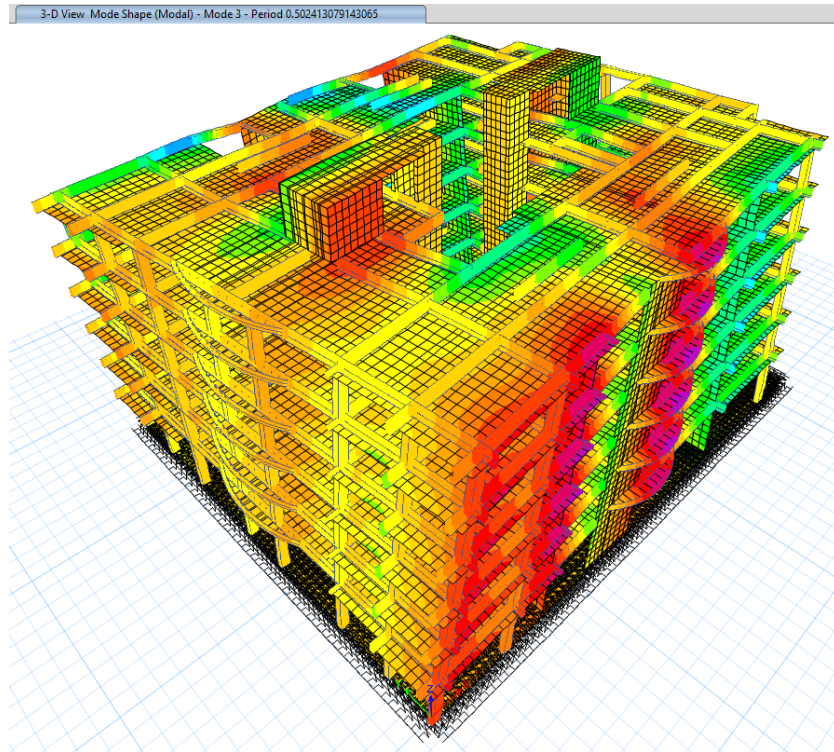


Figura 16. Periodo de vibración traslacional en dirección RZ (ASCE41-17)

La construcción del espectro de aceleraciones (base flexible) se realizó de forma convencional, es decir, el procedimiento de cálculo es tal cual para cualquier edificación donde no sea necesario evidenciar la interacción suelo – estructura. Este cálculo se realizó de la siguiente manera:

$$S_a = \frac{(0.45)(1)(C)(1.05)}{(6)(0.85)(0.85)} 9.80665 m/s^2 = 1.06889092(C) m/s^2$$

Donde el valor de C depende del periodo, quedando tabulado como se muestra en la Tabla 13.

El factor de escala de fuerza cortante mínima, fue calculado teniendo en cuenta el 90% de la cortante estática en la base respecto a la cortante dinámica en la base, para ello fue necesario contar con el peso sísmico de la edificación ($100\%CM+25\%CV$), que resultó ser $P_{EQ} = 4582.60 tonf$, mientras que la cortante estática en la base fue:

$$V_{ESTX} = \frac{(0.45)(1)(2.5)(1.05)}{(6)(0.85)(0.85)} (4582.60tonf) = 1248.72tonf$$

$$V_{ESTY} = \frac{(0.45)(1)(2.5)(1.05)}{(6)(0.85)(0.85)} (4582.60tonf) = 1248.72tonf$$

Mientras que la cortante dinámica en la base la obtuvimos del software, siendo un valor de:

$$V_{DINX} = 1181.06tonf$$

$$V_{DINY} = 1211.36tonf$$

Tabla 35. Cortante dinámica en la base en dirección XX (ASCE41-17)

| Nivel | Caso de carga/ Combo | Localización | VX | VY |
|-------|----------------------|--------------|----------------|--------|
| | | | tonf | tonf |
| T6 | SDXX Max | Bottom | 355.83 | 107.14 |
| T5 | SDXX Max | Bottom | 621.39 | 188.62 |
| T4 | SDXX Max | Bottom | 825.42 | 252.40 |
| T3 | SDXX Max | Bottom | 977.96 | 300.65 |
| T2 | SDXX Max | Bottom | 1090.96 | 336.38 |
| T1 | SDXX Max | Bottom | 1181.06 | 364.56 |

Tabla 36. Cortante dinámica en la base en dirección YY (ASCE41-17)

| Nivel | Caso de carga/ Combo | Localización | VX | VY |
|-------|----------------------|--------------|--------|----------------|
| | | | tonf | tonf |
| T6 | SDYY Max | Bottom | 107.05 | 356.09 |
| T5 | SDYY Max | Bottom | 186.97 | 626.84 |
| T4 | SDYY Max | Bottom | 248.41 | 838.72 |
| T3 | SDYY Max | Bottom | 294.35 | 998.99 |
| T2 | SDYY Max | Bottom | 328.38 | 1117.69 |
| T1 | SDYY Max | Bottom | 355.50 | 1211.36 |

Entonces el factor de escala fue hallado de la siguiente forma:

$$F_{EX} = \frac{(0.90)(1248.72tonf)}{1181.06tonf} = 0.9515$$

$$F_{EY} = \frac{(0.90)(1248.72tonf)}{1211.36tonf} = 0.9277$$

La cortante basal de diseño en caso se requiera para diseñar cada elemento de la estructura, fue calculada como:

$$V_{DISEÑO X} = (1181.06tonf)(1.0) = 1181.06tonf$$

$$V_{DISEÑO Y} = (1211.36tonf)(1.0) = 1211.36tonf$$

El control de derivas se realizó mediante la distorsión máxima permisible que establece la Norma E.030, siendo 7/1000 para estructuras de concreto armado. Para publicación resumida de los procedimientos de cálculo de derivas, se describirán los desplazamientos absolutos provenientes del centro de masa, aproximación que se tiene puesto que este punto no varía extremadamente en el plano. A continuación, se visualiza el desarrollo correspondiente:

Tabla 37. *Desplazamientos absolutos del centro de masa en dirección XX (ASCE41-17)*

| NIVELES | ASCE41-17 | |
|---------|-----------|--|
| | UX | |
| | m | |
| PISO 6 | 0.0339 | |
| PISO 5 | 0.0290 | |
| PISO 4 | 0.0239 | |
| PISO 3 | 0.0186 | |
| PISO 2 | 0.0135 | |

| | |
|--------|--------|
| PISO 1 | 0.0088 |
| CIM | 0.0041 |

Tabla 38. Desplazamientos absolutos del centro de masa en dirección YY
(ASCE41-17)

| NIVELES | ASCE41-17 |
|---------|-----------|
| | UY |
| | m |
| PISO 6 | 0.0285 |
| PISO 5 | 0.0244 |
| PISO 4 | 0.0202 |
| PISO 3 | 0.0160 |
| PISO 2 | 0.0119 |
| PISO 1 | 0.0082 |
| CIM | 0.0042 |

Se realiza el cálculo para los desplazamientos inelásticos relativos multiplicándolos por un porcentaje del factor de reducción sísmica, igual a $0.85R$ debido a la irregularidad de la estructura:

$$\delta_{R6x} = [(0.0339m - 0.0041m) - (0.0290m - 0.0041m)](0.85 \times 4.335) = 0.0180m$$

$$\delta_{R5x} = [(0.0290m - 0.0041m) - (0.0239m - 0.0041m)](0.85 \times 4.335) = 0.0189m$$

$$\delta_{R4x} = [(0.0239m - 0.0041m) - (0.0186m - 0.0041m)](0.85 \times 4.335) = 0.0194m$$

$$\delta_{R3x} = [(0.0186m - 0.0041m) - (0.0135m - 0.0041m)](0.85 \times 4.335) = 0.0190m$$

$$\delta_{R2x} = [(0.0135m - 0.0041m) - (0.0088m - 0.0041m)](0.85 \times 4.335) = 0.0172m$$

$$\delta_{R1x} = [(0.0088m - 0.0041m) - (0.0041m - 0.0041m)](0.85 \times 4.335) = 0.0172m$$

$$\delta_{R6y} = [(0.0285m - 0.0042m) - (0.0244m - 0.0042m)](0.85 \times 4.335) = 0.0151m$$

$$\delta_{R5y} = [(0.0244m - 0.0042m) - (0.0202m - 0.0042m)](0.85 \times 4.335) = 0.0155m$$

$$\delta_{R4y} = [(0.0202m - 0.0042m) - (0.0160m - 0.0042m)](0.85 \times 4.335) = 0.0156m$$

$$\delta_{R3y} = [(0.0160m - 0.0042m) - (0.0119m - 0.0042m)](0.85 \times 4.335) = 0.0150m$$

$$\delta_{R2y} = [(0.0119m - 0.0042m) - (0.0082m - 0.0042m)](0.85 \times 4.335) = 0.0137m$$

$$\delta_{R1y} = [(0.0082m - 0.0042m) - (0.0042m - 0.0042m)](0.85 \times 4.335) = 0.0148m$$

Como última fase, se determinaron las derivas, siendo efectuadas como sigue:

$$\Delta_{6x} = \frac{\delta_{R6x}}{h_6} = \frac{0.0180m}{2.8m} = 0.0064$$

$$\Delta_{5x} = \frac{\delta_{R5x}}{h_5} = \frac{0.0189m}{2.8m} = 0.0068$$

$$\Delta_{4x} = \frac{\delta_{R4x}}{h_4} = \frac{0.0194m}{2.8m} = 0.0069$$

$$\Delta_{3x} = \frac{\delta_{R3x}}{h_3} = \frac{0.0190m}{2.8m} = 0.0068$$

$$\Delta_{2x} = \frac{\delta_{R2x}}{h_2} = \frac{0.0172m}{2.8m} = 0.0061$$

$$\Delta_{1x} = \frac{\delta_{R1x}}{h_1} = \frac{0.0172m}{3.95m} = 0.0061$$

$$\Delta_{6y} = \frac{\delta_{R6y}}{h_6} = \frac{0.0151m}{2.8m} = 0.0054$$

$$\Delta_{5y} = \frac{\delta_{R5y}}{h_5} = \frac{0.0155m}{2.8m} = 0.0055$$

$$\Delta_{4y} = \frac{\delta_{R4y}}{h_4} = \frac{0.0156m}{2.8m} = 0.0056$$

$$\Delta_{3y} = \frac{\delta_{R3y}}{h_3} = \frac{0.0150m}{2.8m} = 0.0054$$

$$\Delta_{2y} = \frac{\delta_{R2y}}{h_2} = \frac{0.0137m}{2.8m} = 0.0049$$

$$\Delta_{1y} = \frac{\delta_{R1y}}{h_1} = \frac{0.0148m}{3.95m} = 0.0053$$

Finalmente, describimos el procedimiento de cálculo para el cuarto modelo de la edificación con interacción suelo – estructura según las provisiones NEHRP:

A continuación, se presenta el procedimiento de cálculo para el modelo de la edificación con base flexible. Partimos de la combinación modal, la cual se tabuló de la siguiente manera:

Tabla 39. Masa participativa con ISE (NEHRP)

| Modo | Periodo | UX | UY | RZ | Sum UX | Sum UY | Sum RZ |
|------|--------------|---------------|---------------|---------------|--------|--------|--------|
| | Seg | % | % | % | % | % | % |
| 1 | 0.628 | 61.93% | 0.12% | 0.62% | 61.93% | 0.12% | 0.62% |
| 2 | 0.602 | 0.17% | 63.53% | 0.16% | 62.09% | 63.65% | 0.78% |
| 3 | 0.568 | 0.50% | 0.44% | 59.57% | 62.59% | 64.09% | 60.35% |
| 4 | 0.195 | 35.72% | 0.02% | 0.01% | 98.31% | 64.10% | 60.36% |
| 5 | 0.191 | 0.02% | 35.33% | 0.03% | 98.33% | 99.43% | 60.39% |

| | | | | | | | |
|----|-------|-------|-------|--------|---------|---------|--------|
| 6 | 0.146 | 0.00% | 0.01% | 32.90% | 98.33% | 99.44% | 93.29% |
| 7 | 0.103 | 1.65% | 0.00% | 0.05% | 99.98% | 99.44% | 93.34% |
| 8 | 0.089 | 0.00% | 0.02% | 6.43% | 99.98% | 99.47% | 99.77% |
| 9 | 0.084 | 0.00% | 0.53% | 0.13% | 99.98% | 99.99% | 99.91% |
| 10 | 0.050 | 0.01% | 0.00% | 0.03% | 100.00% | 99.99% | 99.93% |
| 11 | 0.048 | 0.00% | 0.00% | 0.06% | 100.00% | 99.99% | 99.99% |
| 12 | 0.044 | 0.00% | 0.01% | 0.00% | 100.00% | 100.00% | 99.99% |

Se puede visualizar que la estructura cuando presenta flexibilidad en la base, desplaza al tercer modo de vibración el comportamiento rotacional en su eje a diferencia del modelo realizado con base fija. El factor de masa participativa para el primer modo de vibración es del 61.39% traslacional en dirección XX, con un periodo de 0.628s, para el segundo modo de vibración es del 63.53% traslacional en dirección YY, con un periodo de 0.602s, para el tercer modo de vibración es del 59.57% rotacional en dirección ZZ, con un periodo de 0.568s.

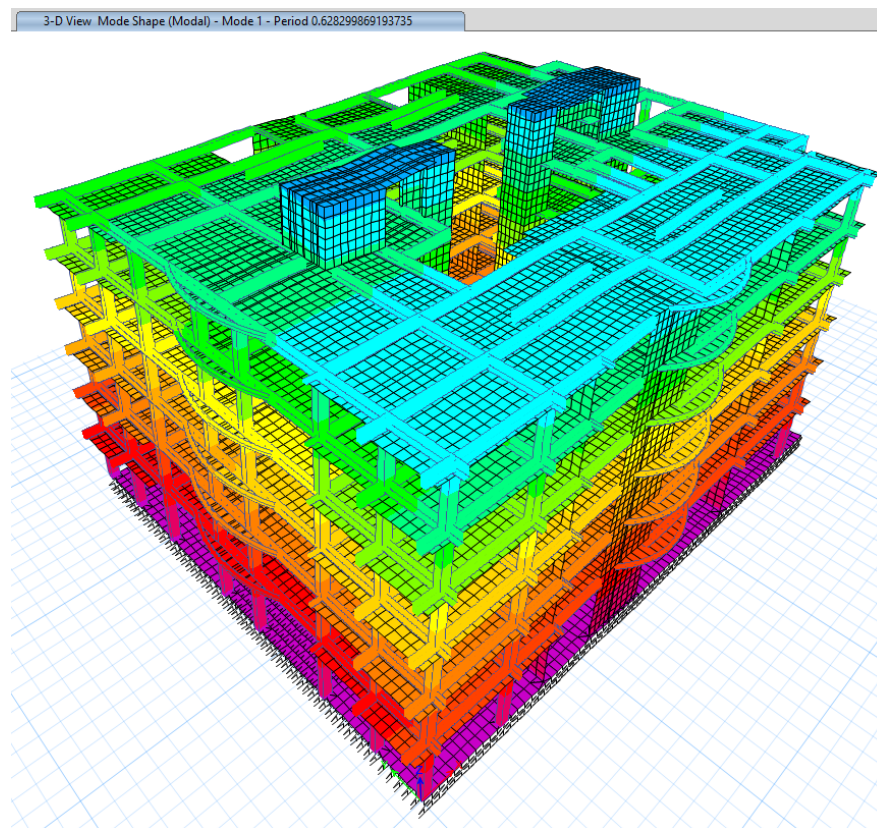


Figura 17. Periodo de vibración traslacional en dirección UX (NEHRP)

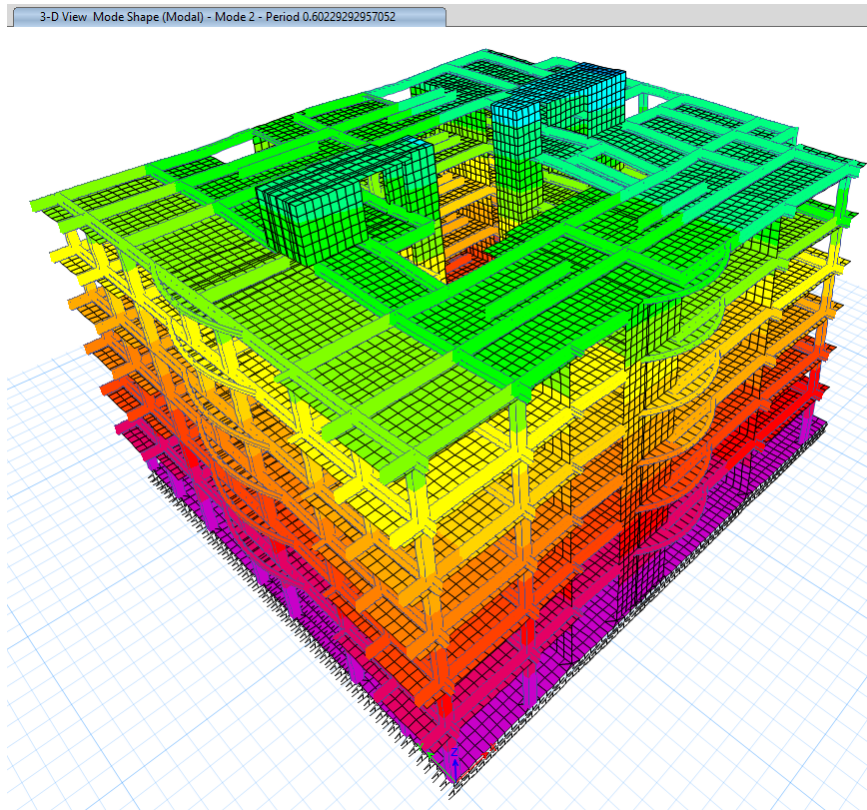


Figura 18. Periodo de vibración rotacional en dirección UY (NEHRP)

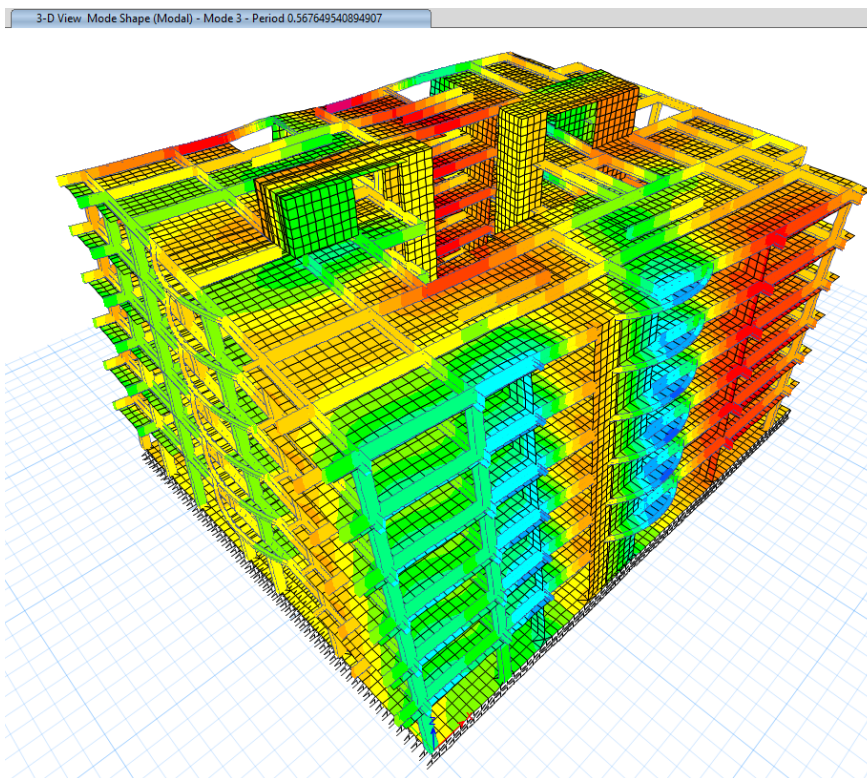


Figura 19. Periodo de vibración traslacional en dirección RZ (NEHRP)

La construcción del espectro de aceleraciones (base flexible) se realizó de forma convencional, es decir, el procedimiento de cálculo es tal cual para cualquier edificación donde no sea necesario evidenciar la interacción suelo – estructura. Este cálculo se realizó de la siguiente manera:

$$S_a = \frac{(0.45)(1)(C)(1.05)}{(6)(0.85)(0.85)} 9.80665m/s^2 = 1.06889092(C)m/s^2$$

Donde el valor de C depende del periodo, quedando tabulado como se muestra en la Tabla 13.

El factor de escala de fuerza cortante mínima, fue calculado teniendo en cuenta el 90% de la cortante estática en la base respecto a la cortante dinámica en la base, para ello fue necesario contar con el peso sísmico de la edificación (100%CM+25%CV), que resultó ser $P_{EQ} = 4582.60tonf$, mientras que la cortante estática en la base fue:

$$V_{ESTX} = \frac{(0.45)(1)(2.5)(1.05)}{(6)(0.85)(0.85)} (4582.60tonf) = 1248.72tonf$$

$$V_{ESTY} = \frac{(0.45)(1)(2.5)(1.05)}{(6)(0.85)(0.85)} (4582.60tonf) = 1248.72tonf$$

Mientras que la cortante dinámica en la base la obtuvimos del software, siendo un valor de:

$$V_{DINX} = 886.73tonf \quad ; \quad V_{DINY} = 833.48tonf$$

Tabla 40. Cortante dinámica en la base en dirección XX (NEHRP)

| Nivel | Caso de carga/ Combo | Localización | VX | VY |
|-------|----------------------|--------------|---------------|--------|
| | | | tonf | tonf |
| T6 | SDXX Max | Bottom | 222.49 | 60.24 |
| T5 | SDXX Max | Bottom | 405.83 | 110.29 |
| T4 | SDXX Max | Bottom | 563.21 | 153.89 |
| T3 | SDXX Max | Bottom | 694.67 | 191.27 |
| T2 | SDXX Max | Bottom | 800.50 | 222.69 |
| T1 | SDXX Max | Bottom | 886.73 | 250.16 |

Tabla 41. Cortante dinámica en la base en dirección YY (NEHRP)

| Nivel | Caso de carga/ Combo | Localización | VX | VY |
|-------|----------------------|--------------|--------|---------------|
| | | | tonf | tonf |
| T6 | SDYY Max | Bottom | 66.78 | 200.65 |
| T5 | SDYY Max | Bottom | 121.82 | 367.40 |
| T4 | SDYY Max | Bottom | 169.05 | 512.66 |
| T3 | SDYY Max | Bottom | 208.51 | 637.21 |
| T2 | SDYY Max | Bottom | 240.26 | 741.92 |
| T1 | SDYY Max | Bottom | 266.14 | 833.48 |

Entonces el factor de escala fue hallado de la siguiente forma:

$$F_{EX} = \frac{(0.90)(1248.72tonf)}{886.73tonf} = 1.2279$$

$$F_{EY} = \frac{(0.90)(1248.72tonf)}{833.48tonf} = 1.3439$$

La cortante basal de diseño en caso se requiera para diseñar cada elemento de la estructura, fue calculada como:

$$V_{DISEÑO X} = (886.73tonf)(1.2279) = 1181.06tonf$$

$$V_{DISEÑOY} = (833.48tonf)(1.3439) = 1211.36tonf$$

El control de derivas se realizó mediante la distorsión máxima permisible que establece la Norma E.030, siendo 7/1000 para estructuras de concreto armado. Para publicación resumida de los procedimientos de cálculo de derivas, se describirán los desplazamientos absolutos provenientes del centro de masa, aproximación que se tiene puesto que este punto no varía extremadamente en el plano. A continuación, se visualiza el desarrollo correspondiente:

Tabla 42. *Desplazamientos absolutos del centro de masa en dirección XX (NEHRP)*

| NIVELES | NERHP |
|---------|--------|
| | UX |
| | m |
| PISO 6 | 0.0287 |
| PISO 5 | 0.0248 |
| PISO 4 | 0.0207 |
| PISO 3 | 0.0164 |
| PISO 2 | 0.0120 |
| PISO 1 | 0.0078 |
| CIM | 0.0030 |

Tabla 43. *Desplazamientos absolutos del centro de masa en dirección YY (NEHRP)*

| NIVELES | NERHP |
|---------|--------|
| | UY |
| | m |
| PISO 6 | 0.0245 |
| PISO 5 | 0.0211 |
| PISO 4 | 0.0176 |
| PISO 3 | 0.0141 |

| | |
|--------|--------|
| PISO 2 | 0.0106 |
| PISO 1 | 0.0072 |
| CIM | 0.0030 |

Se realiza el cálculo para los desplazamientos inelásticos relativos multiplicándolos por un porcentaje del factor de reducción sísmica, igual a $0.85R$ debido a la irregularidad de la estructura:

$$\delta_{R6x} = [(0.0287m - 0.0030m) - (0.0248m - 0.0030m)](0.85 \times 4.335) = 0.0144m$$

$$\delta_{R5x} = [(0.0248m - 0.0030m) - (0.0207m - 0.0030m)](0.85 \times 4.335) = 0.0152m$$

$$\delta_{R4x} = [(0.0207m - 0.0030m) - (0.0164m - 0.0030m)](0.85 \times 4.335) = 0.0159m$$

$$\delta_{R3x} = [(0.0164m - 0.0030m) - (0.0120m - 0.0030m)](0.85 \times 4.335) = 0.0160m$$

$$\delta_{R2x} = [(0.0120m - 0.0030m) - (0.0078m - 0.0030m)](0.85 \times 4.335) = 0.0154m$$

$$\delta_{R1x} = [(0.0078m - 0.0030m) - (0.0030m - 0.0030m)](0.85 \times 4.335) = 0.018m$$

$$\delta_{R6y} = [(0.0245m - 0.0030m) - (0.0211m - 0.0030m)](0.85 \times 4.335) = 0.0124m$$

$$\delta_{R5y} = [(0.0211m - 0.0030m) - (0.0176m - 0.0030m)](0.85 \times 4.335) = 0.0128m$$

$$\delta_{R4y} = [(0.0176m - 0.0030m) - (0.0141m - 0.0030m)](0.85 \times 4.335) = 0.0130m$$

$$\delta_{R3y} = [(0.0141m - 0.0030m) - (0.0106m - 0.0030m)](0.85 \times 4.335) = 0.0130m$$

$$\delta_{R2y} = [(0.0106m - 0.0030m) - (0.0072m - 0.0030m)](0.85 \times 4.335) = 0.0125m$$

$$\delta_{R1y} = [(0.0072m - 0.0030m) - (0.0030m - 0.0030m)](0.85 \times 4.335) = 0.0155m$$

Como última fase, se determinaron las derivas, siendo efectuadas como

sigue:

$$\Delta_{6x} = \frac{\delta_{R6x}}{h_6} = \frac{0.0144m}{2.8m} = 0.0052$$

$$\Delta_{5x} = \frac{\delta_{R5x}}{h_5} = \frac{0.0152m}{2.8m} = 0.0054$$

$$\Delta_{4x} = \frac{\delta_{R4x}}{h_4} = \frac{0.0159m}{2.8m} = 0.0057$$

$$\Delta_{3x} = \frac{\delta_{R3x}}{h_3} = \frac{0.0160m}{2.8m} = 0.0057$$

$$\Delta_{2x} = \frac{\delta_{R2x}}{h_2} = \frac{0.0154m}{2.8m} = 0.0055$$

$$\Delta_{1x} = \frac{\delta_{R1x}}{h_1} = \frac{0.0180m}{3.95m} = 0.0064$$

$$\Delta_{6y} = \frac{\delta_{R6y}}{h_6} = \frac{0.0124m}{2.8m} = 0.0044$$

$$\Delta_{5y} = \frac{\delta_{R5y}}{h_5} = \frac{0.0128m}{2.8m} = 0.0046$$

$$\Delta_{4y} = \frac{\delta_{R4y}}{h_4} = \frac{0.0130m}{2.8m} = 0.0047$$

$$\Delta_{3y} = \frac{\delta_{R3y}}{h_3} = \frac{0.0130m}{2.8m} = 0.0046$$

$$\Delta_{2y} = \frac{\delta_{R2y}}{h_2} = \frac{0.0125m}{2.8m} = 0.0045$$

$$\Delta_{1y} = \frac{\delta_{R1y}}{h_1} = \frac{0.0155m}{3.95m} = 0.0055$$

4.4. COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE LOS TRES MÉTODOS APLICADOS EMPELANDO LA NORMA E.030

De acuerdo al quinto objetivo, está basada en la variación de masa participativa, periodos de vibración, cortantes, momentos, desplazamientos absolutos, desplazamientos relativos y derivas, según el método de interacción suelo – estructura utilizada, a continuación, se presentan las siguientes tablas y gráficos.

Tabla 44. Variación de factores de masa participativa en UX, UY y RZ

| | BASE FIJA | ASCE7-22 | VAR.% | ASCE41-17 | VAR.% | NEHRP | VAR.% |
|---------------|------------------|-----------------|---------------|------------------|--------------|--------------|--------------|
| UX (%) | 0.7201 | 0.6747 | 93.70 | 0.6074 | 84.35 | 0.6193 | 86.00 |
| UY (%) | 0.7315 | 0.7665 | 104.74 | 0.6322 | 86.39 | 0.6353 | 86.81 |
| RZ (%) | 0.7318 | 0.742 | 101.44 | 0.5387 | 73.64 | 0.5957 | 81.44 |

Tabla 45. Variación de periodos de vibración en UX, UY Y RZ

| | BASE FIJA | ASCE7-22 | VAR.% | ASCE41-17 | VAR.% | NEHRP | VAR.% |
|-----------------|------------------|-----------------|---------------|------------------|---------------|--------------|---------------|
| UX (seg) | 0.445 | 0.506 | 113.71 | 0.578 | 129.89 | 0.628 | 141.12 |
| UY (seg) | 0.357 | 0.434 | 121.57 | 0.527 | 147.62 | 0.602 | 168.63 |
| RZ (seg) | 0.404 | 0.404 | 100.00 | 0.502 | 124.26 | 0.568 | 140.59 |

Existe una disminución entre los factores de masa participativa de la estructura con base rígida y flexible (ASCE7-22), del 6.3%, mientras que el aumento fue de 4.74%. Para el caso de los resultados entre el modelo de base fija y flexible (ASCE41-17), hubo una disminución de hasta 26.36%, por el contrario, no se registró un aumento. Con respecto a los resultados obtenidos entre el modelo de base rígida y flexible (NEHRP), la disminución fue de hasta 18.56%, de igual forma no se encontró aumento.

Para el caso de la variación de los periodos, en la primera comparativa entre el modelo de base rígida y flexible (ASCE7-22), se visualizó un aumento del 21.57%, sin disminución, por otro lado, con respecto al base flexible (ASCE41-17), se registró un aumento máximo del 47.62%, y de igual forma no se encontró disminución; para el modelo de base flexible (NEHRP), el aumento máximo fue de 68.63%. Estas variaciones descritas con respecto a los dos últimos métodos se deben a los componentes de rotación que se incorporan en la platea de fundación.

Tabla 46. Variación de fuerzas cortantes por cada nivel para sismo dinámico en dirección XX y YY

| | BASE FIJA | | ASCE7-22 | | VAR.% | | ASCE41-17 | | VAR.% | | NEHRP | | VAR.% | |
|---------------|-----------|-----------|-----------|-----------|--------------|--------------|-----------|-----------|---------------|---------------|-----------|-----------|--------------|--------------|
| | VX (tonf) | VY (tonf) | VX (tonf) | VY (tonf) | VX (tonf) | VY (tonf) | VX (tonf) | VY (tonf) | VX (tonf) | VY (tonf) | VX (tonf) | VY (tonf) | VX (tonf) | VY (tonf) |
| PISO 7 | 22.09 | 26.10 | 13.88 | 13.55 | 62.83 | 51.93 | 22.08 | 21.99 | 99.93 | 84.26 | 12.88 | 11.57 | 58.28 | 44.31 |
| PISO 7 | 41.72 | 46.17 | 27.03 | 26.41 | 64.78 | 57.19 | 42.76 | 42.59 | 102.49 | 92.25 | 25.36 | 22.78 | 60.77 | 49.34 |
| PISO 6 | 284.64 | 286.90 | 199.70 | 196.01 | 70.16 | 68.32 | 311.31 | 311.16 | 109.37 | 108.46 | 193.38 | 174.32 | 67.94 | 60.76 |
| PISO 6 | 322.92 | 325.62 | 228.67 | 224.78 | 70.81 | 69.03 | 355.83 | 356.09 | 110.19 | 109.36 | 222.49 | 200.65 | 68.90 | 61.62 |
| PISO 5 | 514.32 | 519.36 | 380.61 | 377.41 | 74.00 | 72.67 | 586.54 | 590.93 | 114.04 | 113.78 | 380.57 | 344.30 | 74.00 | 66.29 |
| PISO 5 | 542.61 | 547.85 | 403.82 | 401.12 | 74.42 | 73.22 | 621.39 | 626.84 | 114.52 | 114.42 | 405.83 | 367.40 | 74.79 | 67.06 |
| PISO 4 | 686.32 | 690.58 | 523.11 | 524.80 | 76.22 | 75.99 | 799.00 | 811.06 | 116.42 | 117.45 | 541.76 | 492.67 | 78.94 | 71.34 |
| PISO 4 | 707.66 | 711.76 | 540.95 | 543.70 | 76.44 | 76.39 | 825.42 | 838.72 | 116.64 | 117.84 | 563.21 | 512.66 | 79.59 | 72.03 |
| PISO 3 | 814.04 | 817.69 | 630.55 | 640.69 | 77.46 | 78.35 | 958.34 | 978.31 | 117.73 | 119.64 | 677.02 | 620.21 | 83.17 | 75.85 |
| PISO 3 | 829.32 | 833.17 | 643.70 | 655.34 | 77.62 | 78.66 | 977.96 | 998.99 | 117.92 | 119.90 | 694.67 | 637.21 | 83.76 | 76.48 |
| PISO 2 | 901.87 | 907.57 | 708.77 | 729.82 | 78.59 | 80.41 | 1076.37 | 1102.40 | 119.35 | 121.47 | 786.55 | 727.77 | 87.21 | 80.19 |
| PISO 2 | 911.58 | 917.74 | 718.30 | 741.08 | 78.80 | 80.75 | 1090.96 | 1117.69 | 119.68 | 121.79 | 800.50 | 741.92 | 87.81 | 80.84 |
| PISO 1 | 951.69 | 960.76 | 766.66 | 799.77 | 80.56 | 83.24 | 1165.95 | 1195.77 | 122.51 | 124.46 | 872.46 | 817.56 | 91.67 | 85.10 |
| PISO 1 | 956.05 | 965.58 | 776.86 | 812.45 | 81.26 | 84.14 | 1181.0639 | 1211.36 | 123.54 | 125.45 | 886.73 | 833.48 | 92.75 | 86.32 |
| BASE 0 | 22.09 | 26.10 | 13.88 | 13.55 | 62.83 | 51.93 | 22.08 | 21.99 | 99.93 | 84.26 | 12.88 | 11.57 | 58.28 | 44.31 |

En cuanto a la variación de fuerzas cortantes, entre el modelo de base fija y flexible (ASCE7-22), hubo una disminución del 37.17% en la dirección XX, y de 48.07% en la dirección YY. Con el modelo de base flexible (ASCE41-17), existió una disminución del 7% así como un aumento del 23.54% para la dirección XX, y una disminución del 15.74% así también un aumento del 25.45%. Respecto al modelo de base flexible (NEHRP), en ningún nivel hubo un incremento, sino mas bien, una disminución de hasta 41.72%. El aumento que se tiene para el segundo método se debe a que no existe amortiguamiento efectivo que se incorpore al de la estructura, por lo tanto, no hay una disminución de la fuerza.

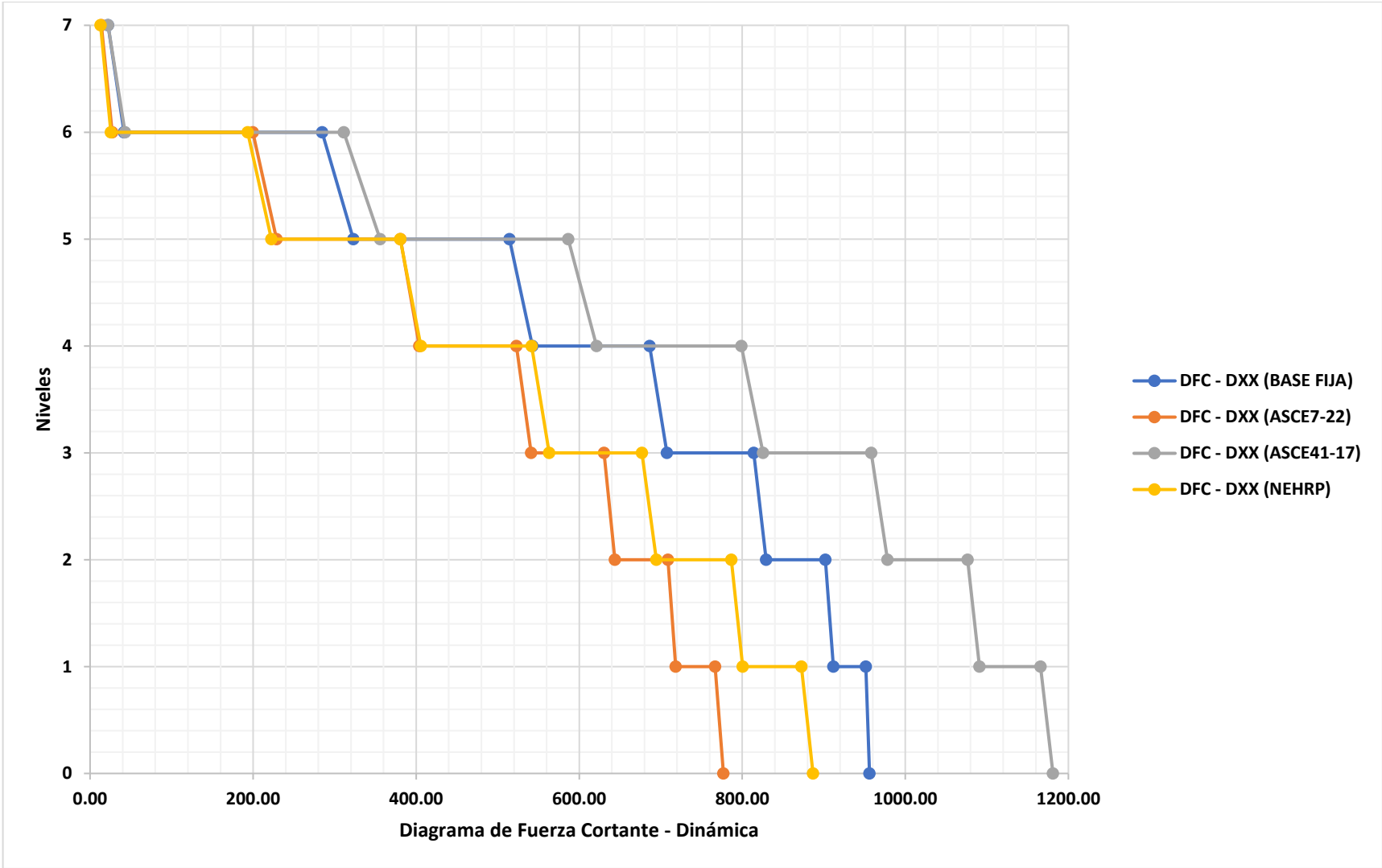


Figura 20. Diagramas de fuerzas cortantes en dirección XX

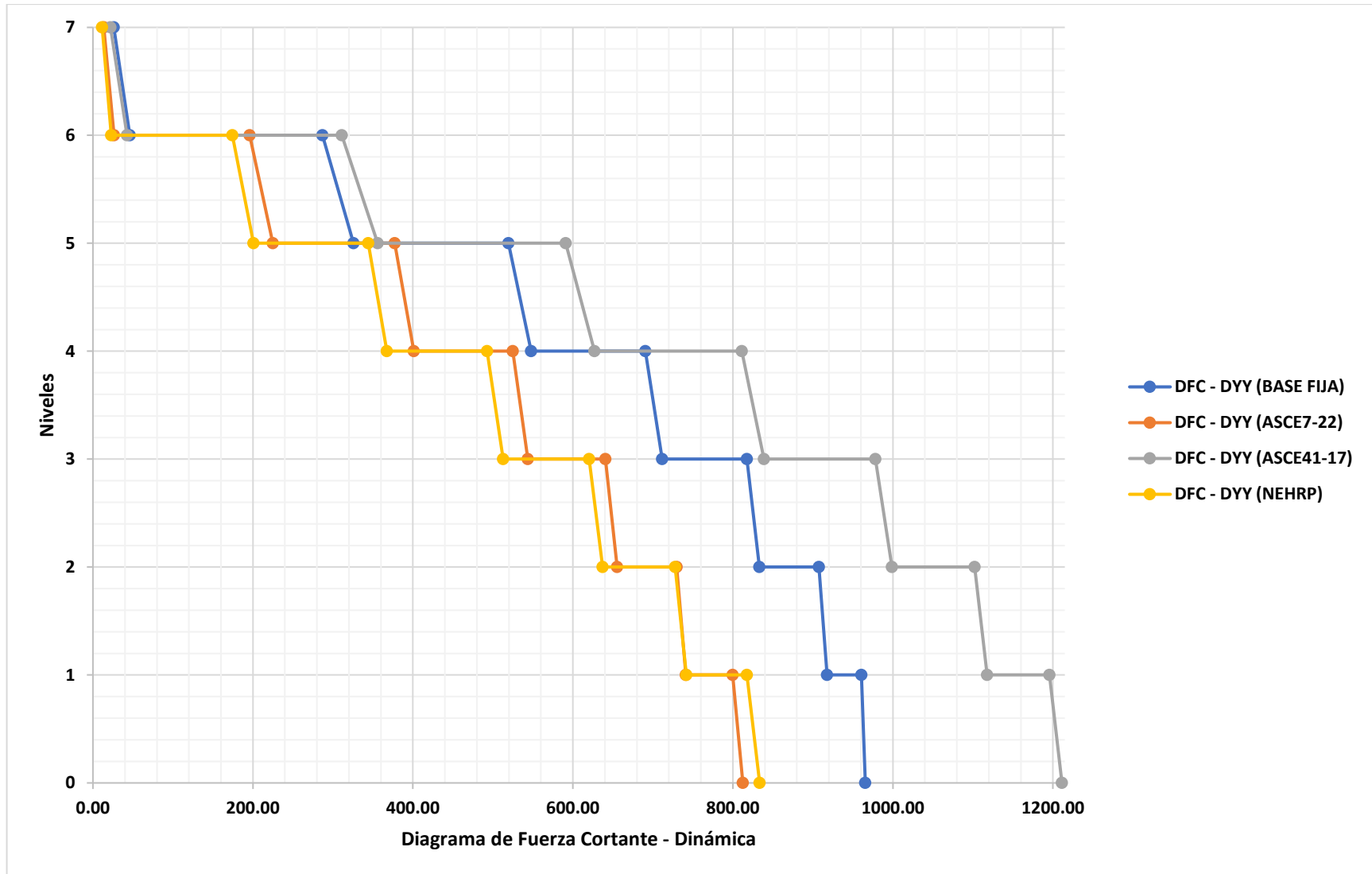


Figura 21. Diagramas de fuerzas cortantes en dirección YY

Tabla 47. Variación de momentos flectores por cada nivel para sismo dinámico en dirección XX y YY

| | BASE FIJA | | ASCE7-22 | | VAR.% | | ASCE41-17 | | VAR.% | | NEHRP | | VAR.% | |
|---------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | MY (tonf-m) | MX (tonf-m) | MY (tonf-m) | MX (tonf-m) | MY (tonf-m) | MX (tonf-m) | MY (tonf-m) | MX (tonf-m) | MY (tonf-m) | MX (tonf-m) | MY (tonf-m) | MX (tonf-m) | MY (tonf-m) | MX (tonf-m) |
| PISO 7 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | - | - | 0.00 | 0.00 | - | - | 0.00 | 0.00 | - | - |
| PISO 6 | 90.28 | 102.74 | 56.27 | 57.62 | 62.33 | 56.09 | 91.40 | 91.03 | 101.25 | 88.60 | 53.76 | 48.30 | 59.55 | 47.01 |
| PISO 6 | 90.28 | 102.74 | 56.27 | 57.62 | 62.33 | 56.09 | 91.40 | 91.03 | 101.25 | 88.60 | 53.76 | 48.30 | 59.55 | 47.01 |
| PISO 5 | 941.01 | 952.12 | 645.92 | 658.01 | 68.64 | 69.11 | 1026.45 | 1026.10 | 109.08 | 107.77 | 636.35 | 573.52 | 67.62 | 60.24 |
| PISO 5 | 941.01 | 952.12 | 645.92 | 658.01 | 68.64 | 69.11 | 1026.45 | 1026.10 | 109.08 | 107.77 | 636.35 | 573.52 | 67.62 | 60.24 |
| PISO 4 | 2410.35 | 2436.06 | 1735.87 | 1756.05 | 72.02 | 72.09 | 2716.10 | 2730.35 | 112.68 | 112.08 | 1737.04 | 1569.65 | 72.07 | 64.43 |
| PISO 4 | 2410.35 | 2436.06 | 1735.87 | 1756.05 | 72.02 | 72.09 | 2716.10 | 2730.35 | 112.68 | 112.08 | 1737.04 | 1569.65 | 72.07 | 64.43 |
| PISO 3 | 4329.55 | 4370.16 | 3229.85 | 3242.57 | 74.60 | 74.20 | 4980.18 | 5033.78 | 115.03 | 115.19 | 3281.66 | 2975.13 | 75.80 | 68.08 |
| PISO 3 | 4329.55 | 4370.16 | 3229.85 | 3242.57 | 74.60 | 74.20 | 4980.18 | 5033.78 | 115.03 | 115.19 | 3281.66 | 2975.13 | 75.80 | 68.08 |
| PISO 2 | 6575.05 | 6625.32 | 5037.92 | 5016.57 | 76.62 | 75.72 | 7661.69 | 7782.46 | 116.53 | 117.47 | 5195.25 | 4729.70 | 79.01 | 71.39 |
| PISO 2 | 6575.05 | 6625.32 | 5037.92 | 5016.57 | 76.62 | 75.72 | 7661.69 | 7782.46 | 116.53 | 117.47 | 5195.25 | 4729.70 | 79.01 | 71.39 |
| PISO 1 | 9040.07 | 9101.18 | 7082.90 | 6992.55 | 78.35 | 76.83 | 10634.08 | 10846.40 | 117.63 | 119.18 | 7402.60 | 6774.51 | 81.89 | 74.44 |
| PISO 1 | 9040.07 | 9101.18 | 7082.90 | 6992.55 | 78.35 | 76.83 | 10634.08 | 10846.40 | 117.63 | 119.18 | 7402.60 | 6774.51 | 81.89 | 74.44 |
| BASE 0 | 12707.05 | 12794.65 | 10233.09 | 9989.05 | 80.53 | 78.07 | 15126.9712 | 15490.579 | 119.04 | 121.07 | 10842.92 | 10004.64 | 85.33 | 78.19 |

En cuanto a la variación de momentos flectores, entre el modelo de base fija y flexible (ASCE7-22), hubo una disminución del 37.67% en la dirección XX, y de 43.91% en la dirección YY. Con el modelo de base flexible (ASCE41-17), existió un aumento del 19.04% para la dirección XX, y una disminución del 11.4% así también un aumento del 21.07% en la dirección YY. Respecto al modelo de base flexible (NEHRP), en ningún nivel hubo un incremento, sino una disminución de hasta 40.45% en la dirección XX y del 52.99% en la dirección YY. El aumento que se tiene para el segundo método se debe a que no existe amortiguamiento efectivo que se incorpore al de la estructura, por lo tanto, no hay una disminución de la fuerza.

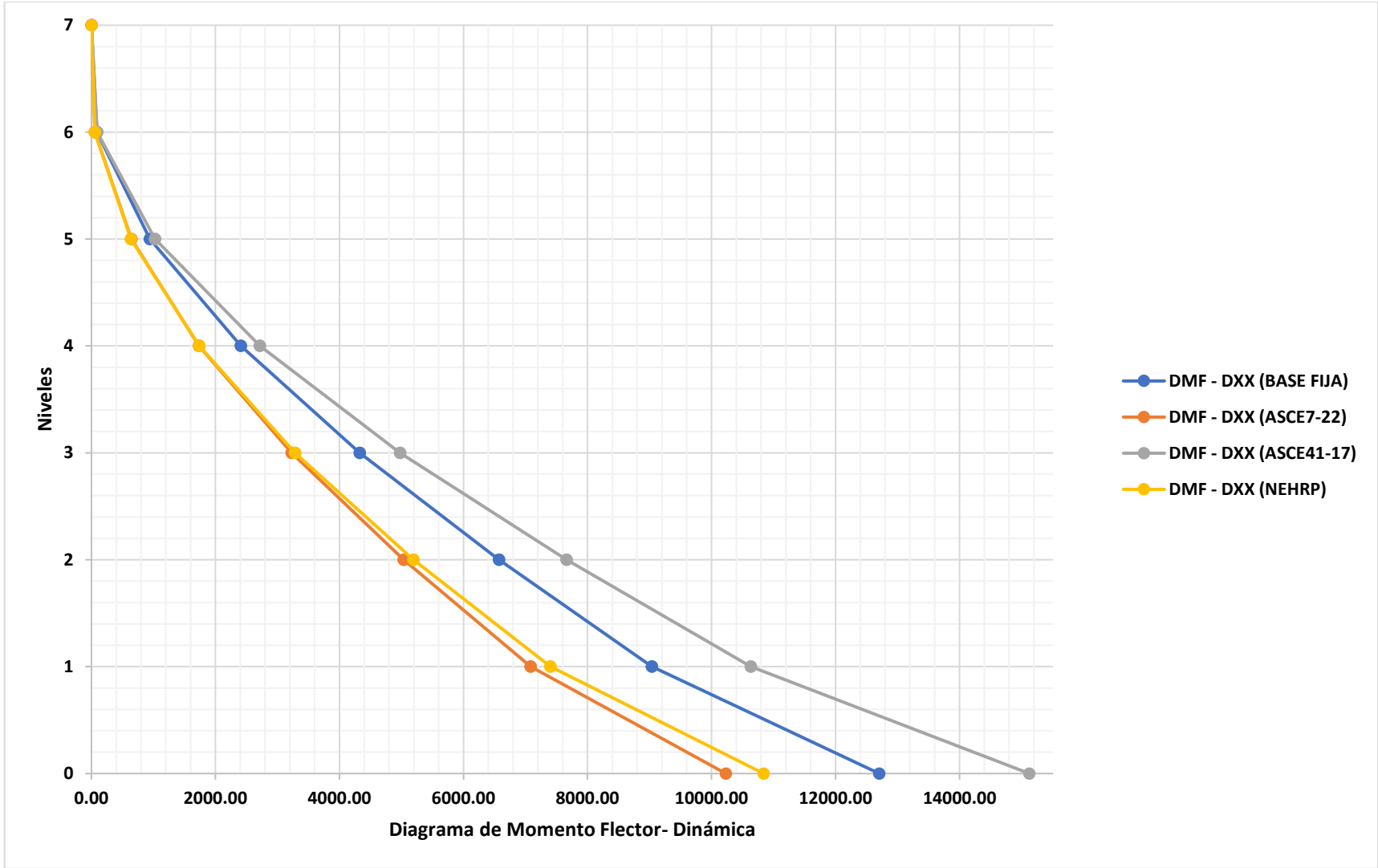


Figura 22. Diagramas de momentos flectores en dirección XX

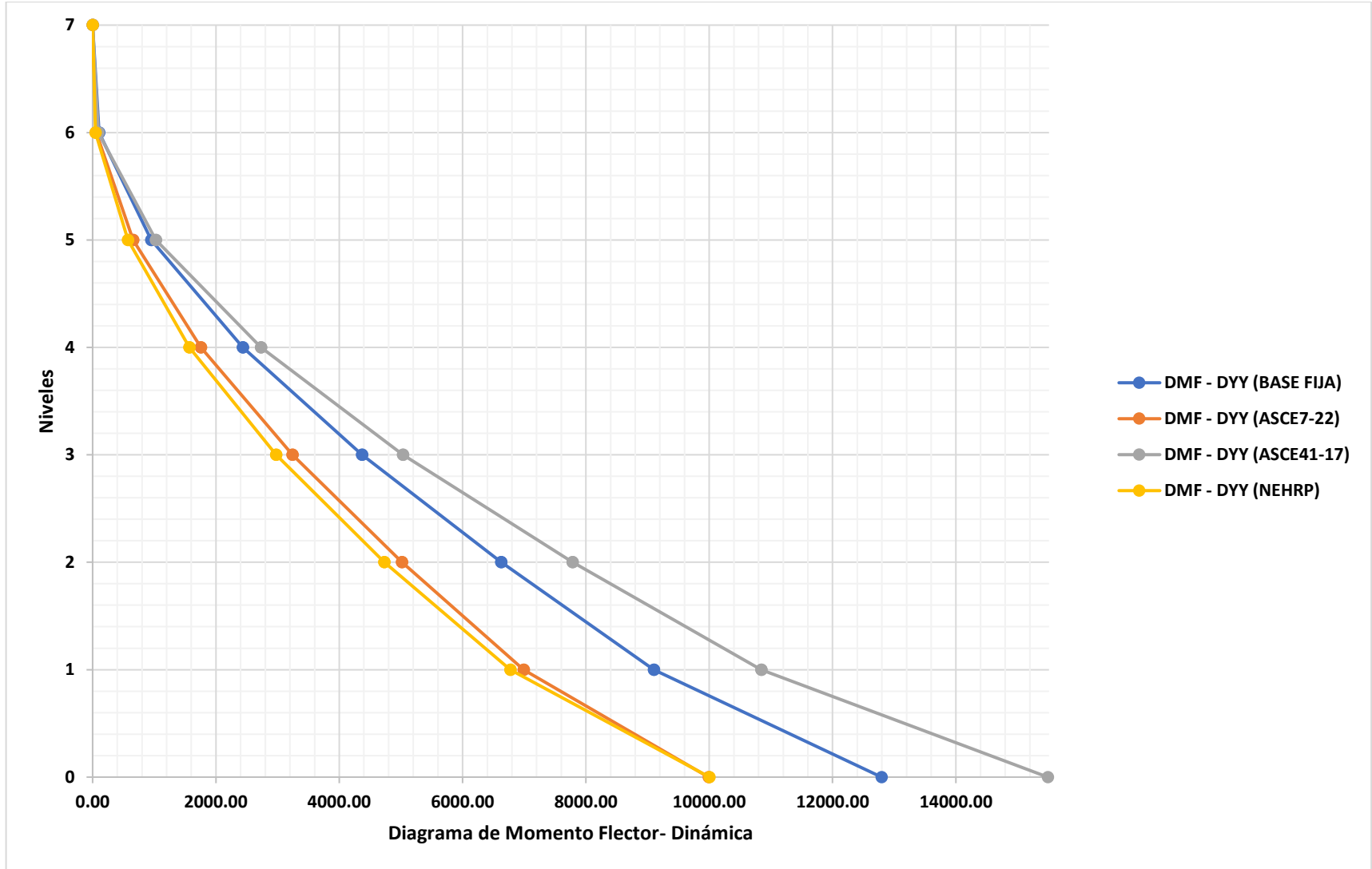


Figura 23. Diagramas de momentos flectores en dirección YY

Tabla 48. Variación de desplazamientos absolutos por cada nivel para sismo dinámico en dirección XX

| | BASE FIJA | ASCE7-22 | VAR.% | ASCE41-17 | VAR.% | NERHP | VAR.% |
|---------------|------------------|-----------------|---------------|------------------|---------------|--------------|---------------|
| | UX | UX | | UX | | UX | |
| | m | m | | m | | m | |
| PISO 6 | 0.0184 | 0.0172 | 93.20 | 0.0339 | 183.84 | 0.0287 | 155.80 |
| PISO 5 | 0.0151 | 0.0147 | 97.00 | 0.0290 | 191.88 | 0.0248 | 164.15 |
| PISO 4 | 0.0116 | 0.0120 | 103.36 | 0.0239 | 205.33 | 0.0207 | 177.88 |
| PISO 3 | 0.0081 | 0.0093 | 115.29 | 0.0186 | 229.66 | 0.0164 | 202.02 |
| PISO 2 | 0.0048 | 0.0068 | 142.58 | 0.0135 | 280.83 | 0.0120 | 250.64 |
| PISO 1 | 0.0020 | 0.0048 | 233.24 | 0.0088 | 430.49 | 0.0078 | 383.60 |
| CIM 0 | 0 | 0.0032 | - | 0.0041 | - | 0.0030 | - |

Tabla 49. Variación de desplazamientos absolutos por cada nivel para sismo dinámico en dirección YY

| | BASE FIJA | ASCE7-22 | VAR.% | ASCE41-17 | VAR.% | NERHP | VAR.% |
|---------------|------------------|-----------------|---------------|------------------|---------------|--------------|---------------|
| | UY | UY | | UY | | UY | |
| | m | m | | m | | m | |
| PISO 6 | 0.0120 | 0.0125 | 104.08 | 0.0285 | 238.35 | 0.0245 | 204.47 |
| PISO 5 | 0.0098 | 0.0108 | 110.40 | 0.0244 | 250.46 | 0.0211 | 216.28 |
| PISO 4 | 0.0075 | 0.0090 | 120.94 | 0.0202 | 271.02 | 0.0176 | 236.18 |
| PISO 3 | 0.0052 | 0.0073 | 140.41 | 0.0160 | 307.95 | 0.0141 | 271.19 |
| PISO 2 | 0.0031 | 0.0057 | 183.52 | 0.0119 | 384.16 | 0.0106 | 340.68 |
| PISO 1 | 0.0014 | 0.0044 | 318.02 | 0.0082 | 597.23 | 0.0072 | 523.12 |
| CIM 0 | 0 | 0.0033 | - | 0.0042 | - | 0.0030 | - |

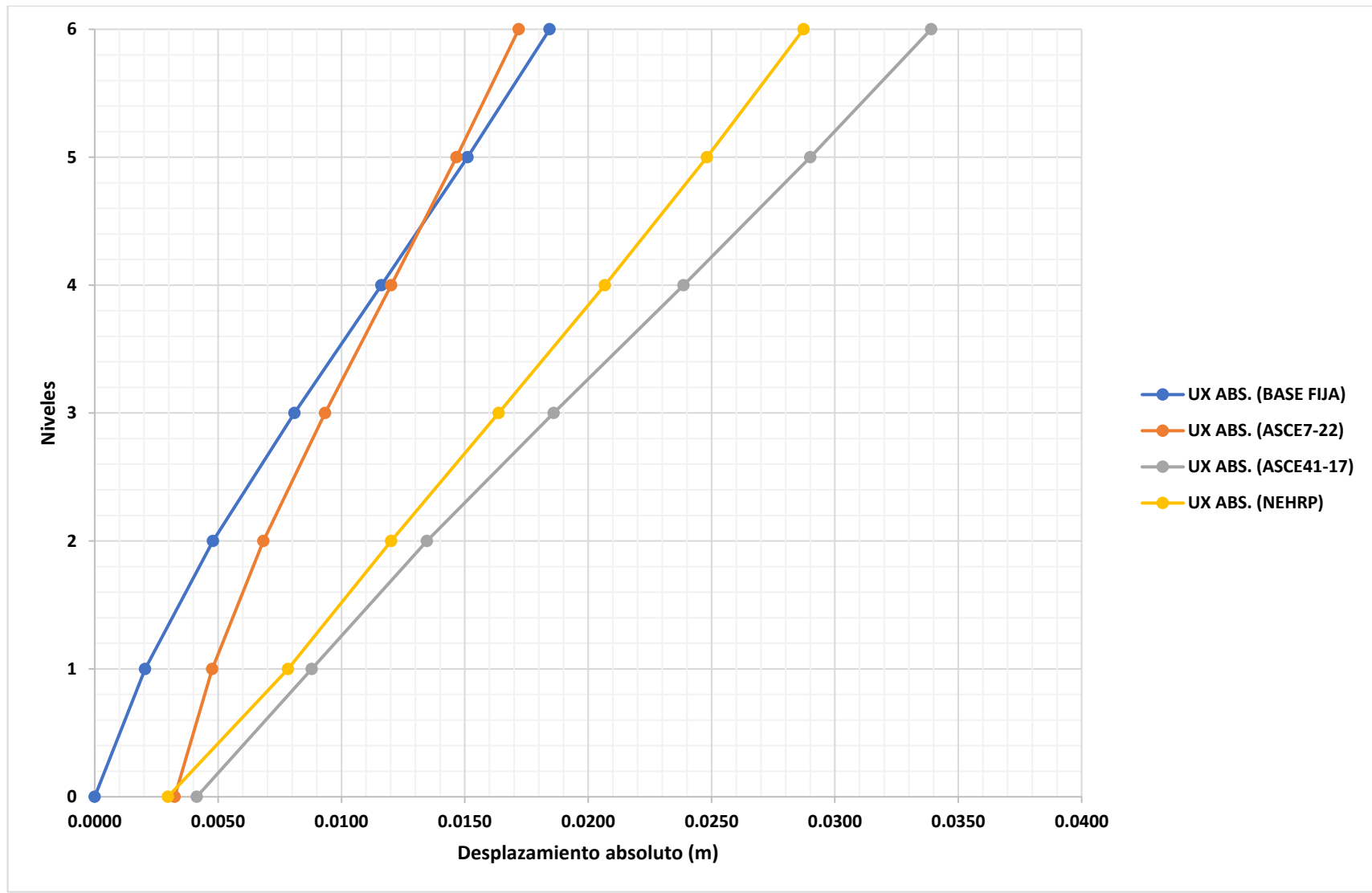


Figura 24. Diagrama de desplazamientos absolutos en dirección XX

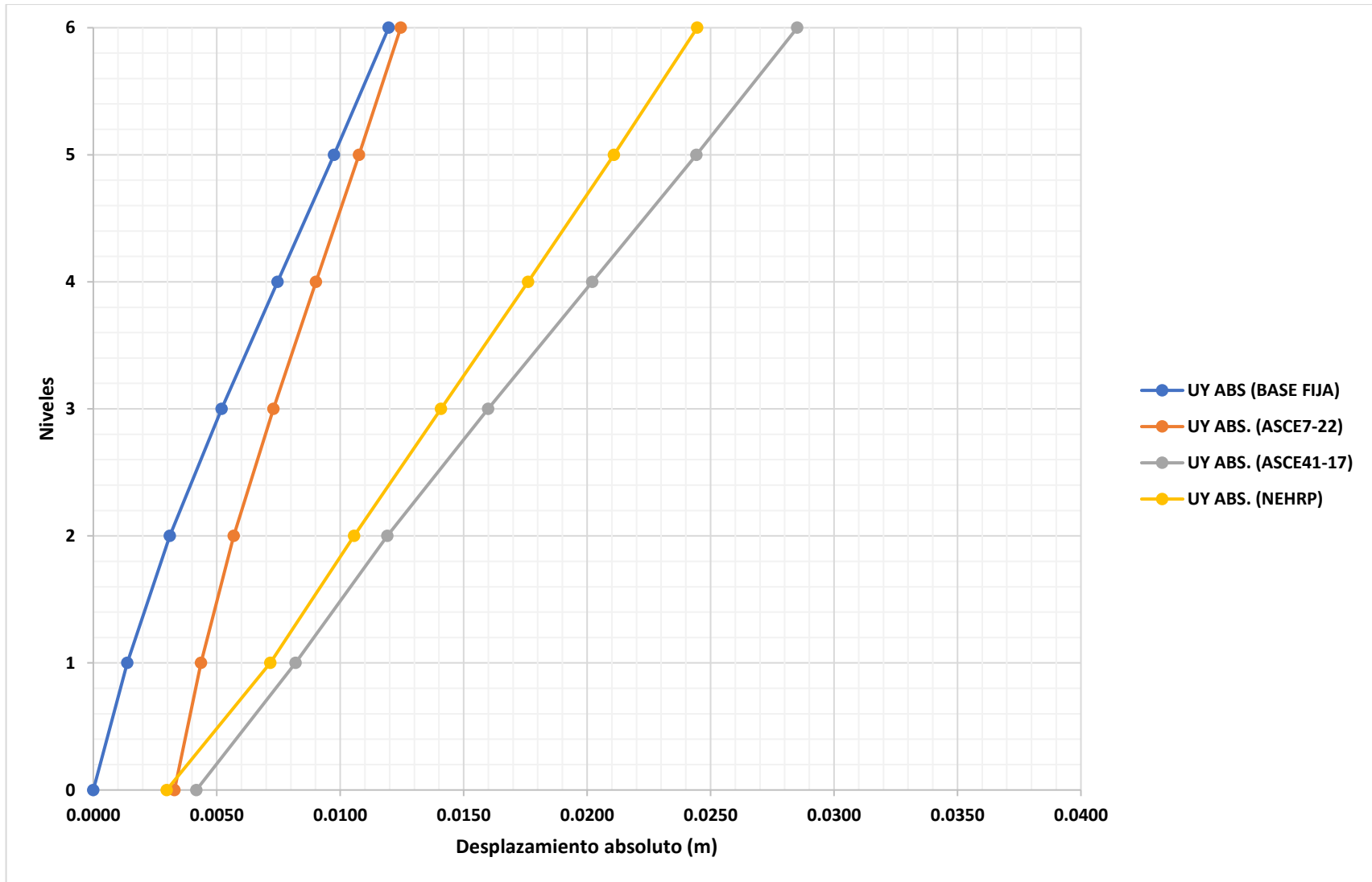


Figura 25. Diagrama de desplazamientos absolutos en dirección YY

Tabla 50. Variación de desplazamientos relativos por cada nivel para sismo dinámico en dirección XX

| | BASE FIJA | ASCE7-22 | VAR.% | ASCE41-17 | VAR.% | NERHP | VAR.% |
|---------------|------------------|-----------------|--------------|------------------|---------------|--------------|---------------|
| | UX | UX | | UX | | UX | |
| | m | m | | m | | m | |
| PISO 6 | 0.0033 | 0.0025 | 75.90 | 0.0049 | 147.28 | 0.0039 | 117.85 |
| PISO 5 | 0.0035 | 0.0027 | 75.87 | 0.0051 | 147.09 | 0.0041 | 118.44 |
| PISO 4 | 0.0035 | 0.0027 | 75.89 | 0.0053 | 149.38 | 0.0043 | 122.35 |
| PISO 3 | 0.0033 | 0.0025 | 75.76 | 0.0051 | 155.55 | 0.0044 | 131.61 |
| PISO 2 | 0.0028 | 0.0021 | 75.24 | 0.0047 | 169.64 | 0.0042 | 151.85 |
| PISO 1 | 0.0020 | 0.0015 | 74.69 | 0.0047 | 228.14 | 0.0049 | 238.47 |
| CIM 0 | 0 | 0.0000 | - | 0.0000 | - | 0.0000 | - |

Tabla 51. Variación de desplazamientos relativos por cada nivel para sismo dinámico en dirección YY

| | BASE FIJA | ASCE7-22 | VAR.% | ASCE41-17 | VAR.% | NERHP | VAR.% |
|---------------|------------------|-----------------|--------------|------------------|---------------|--------------|---------------|
| | UY | UY | | UY | | UY | |
| | m | m | | m | | m | |
| PISO 6 | 0.0022 | 0.0017 | 76.21 | 0.0041 | 184.98 | 0.0034 | 152.42 |
| PISO 5 | 0.0023 | 0.0017 | 76.10 | 0.0042 | 183.56 | 0.0035 | 151.55 |
| PISO 4 | 0.0023 | 0.0017 | 76.35 | 0.0042 | 186.41 | 0.0035 | 155.96 |
| PISO 3 | 0.0021 | 0.0016 | 76.53 | 0.0041 | 195.03 | 0.0035 | 168.21 |
| PISO 2 | 0.0017 | 0.0013 | 76.87 | 0.0037 | 215.21 | 0.0034 | 196.01 |
| PISO 1 | 0.0014 | 0.0011 | 78.34 | 0.0040 | 292.85 | 0.0042 | 306.42 |
| CIM 0 | 0 | 0.0000 | - | 0.0000 | - | 0.0000 | - |

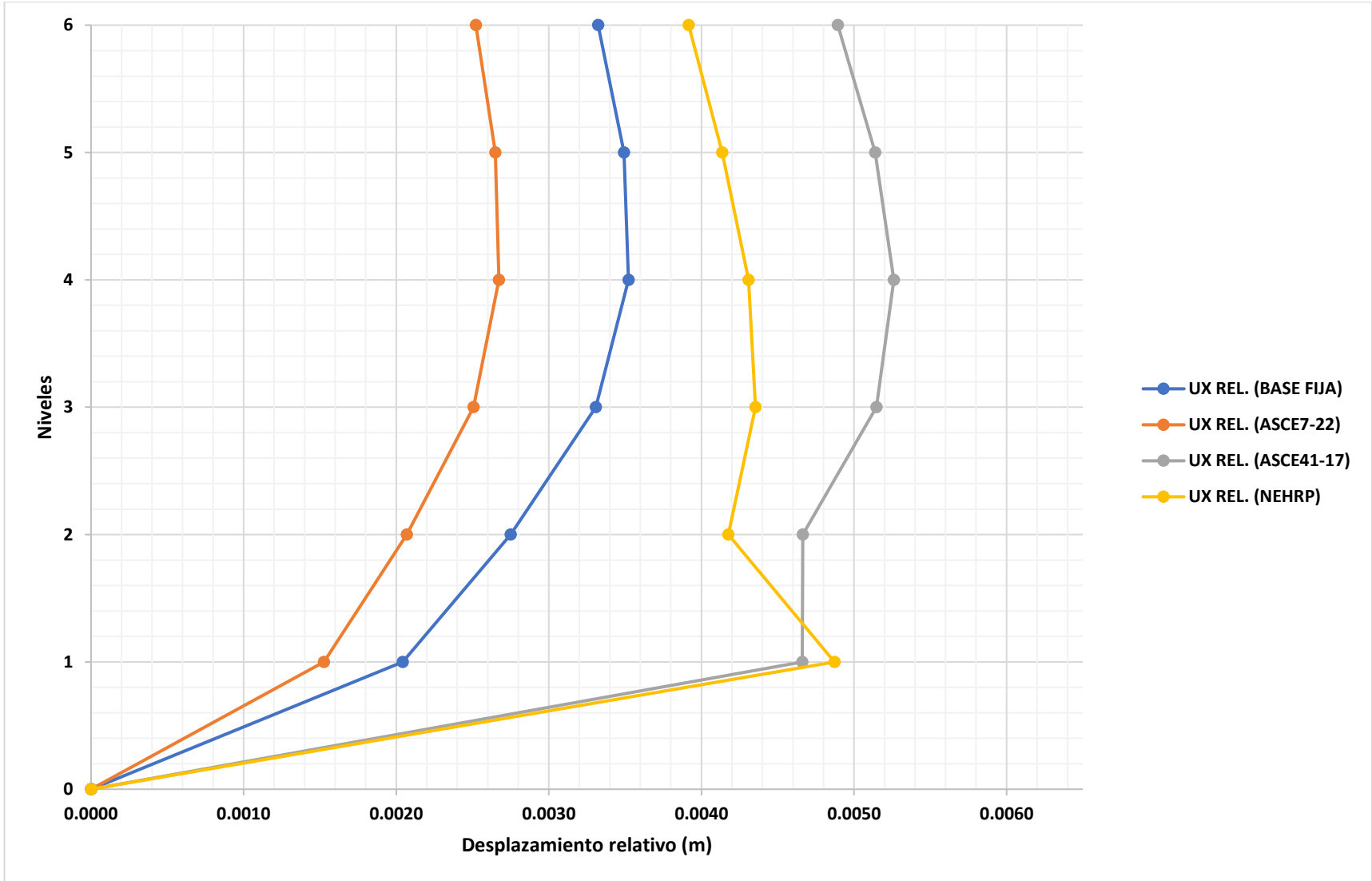


Figura 26. Diagrama de desplazamientos relativos en dirección XX

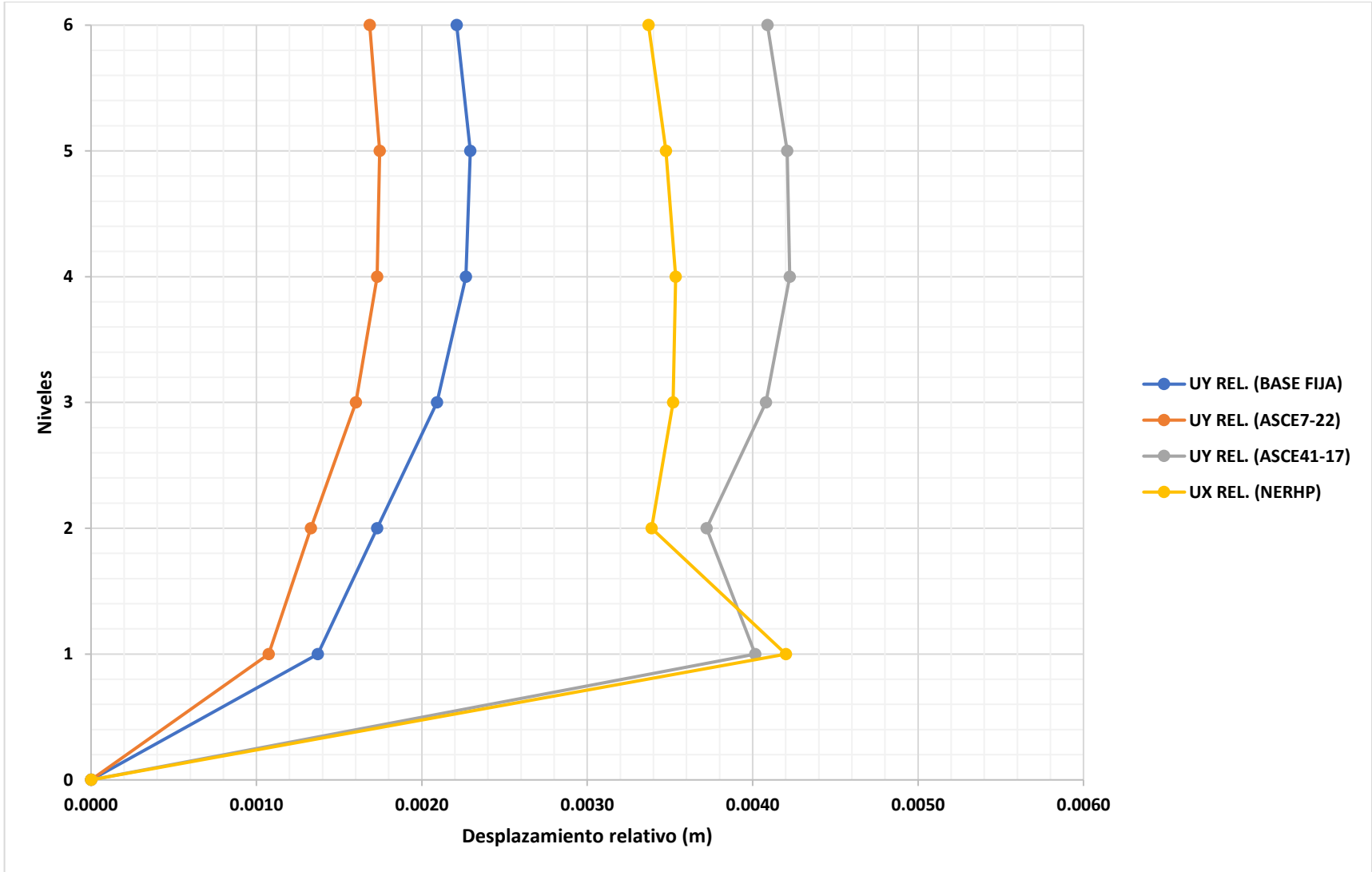


Figura 27. Diagrama de desplazamientos relativos en dirección YY

Tabla 52. Variación de derivas (distorsiones) por cada nivel para sismo dinámico en dirección XX

| | BASE FIJA | ASCE7-22 | VAR.% | ASCE41-17 | VAR.% | NERHP | VAR.% |
|---------------|-----------|----------|--------------|-----------|---------------|--------|---------------|
| | UX | UX | | UX | | UX | |
| PISO 6 | 0.0044 | 0.0033 | 75.90 | 0.0064 | 147.28 | 0.0052 | 117.85 |
| PISO 5 | 0.0046 | 0.0035 | 75.87 | 0.0068 | 147.09 | 0.0054 | 118.44 |
| PISO 4 | 0.0046 | 0.0035 | 75.89 | 0.0069 | 149.38 | 0.0057 | 122.35 |
| PISO 3 | 0.0044 | 0.0033 | 75.76 | 0.0068 | 155.55 | 0.0057 | 131.61 |
| PISO 2 | 0.0036 | 0.0027 | 75.24 | 0.0061 | 169.64 | 0.0055 | 151.85 |
| PISO 1 | 0.0027 | 0.0020 | 74.69 | 0.0061 | 228.14 | 0.0064 | 238.47 |
| CIM 0 | 0 | 0 | - | 0 | - | 0 | - |

Tabla 53. Variación de derivas (distorsiones) por cada nivel para sismo dinámico en dirección YY

| | BASE FIJA | ASCE7-22 | VAR.% | ASCE41-17 | VAR.% | NERHP | VAR.% |
|---------------|-----------|----------|--------------|-----------|---------------|--------|---------------|
| | UY | UY | | UY | | UY | |
| PISO 6 | 0.0029 | 0.0022 | 76.21 | 0.0054 | 184.98 | 0.0044 | 152.42 |
| PISO 5 | 0.0030 | 0.0023 | 76.10 | 0.0055 | 183.56 | 0.0046 | 151.55 |
| PISO 4 | 0.0030 | 0.0023 | 76.35 | 0.0056 | 186.41 | 0.0047 | 155.96 |
| PISO 3 | 0.0028 | 0.0021 | 76.53 | 0.0054 | 195.03 | 0.0046 | 168.21 |
| PISO 2 | 0.0023 | 0.0017 | 76.87 | 0.0049 | 215.21 | 0.0045 | 196.01 |
| PISO 1 | 0.0018 | 0.0014 | 78.34 | 0.0053 | 292.85 | 0.0055 | 306.42 |
| CIM 0 | 0 | 0 | - | 0 | - | 0 | - |

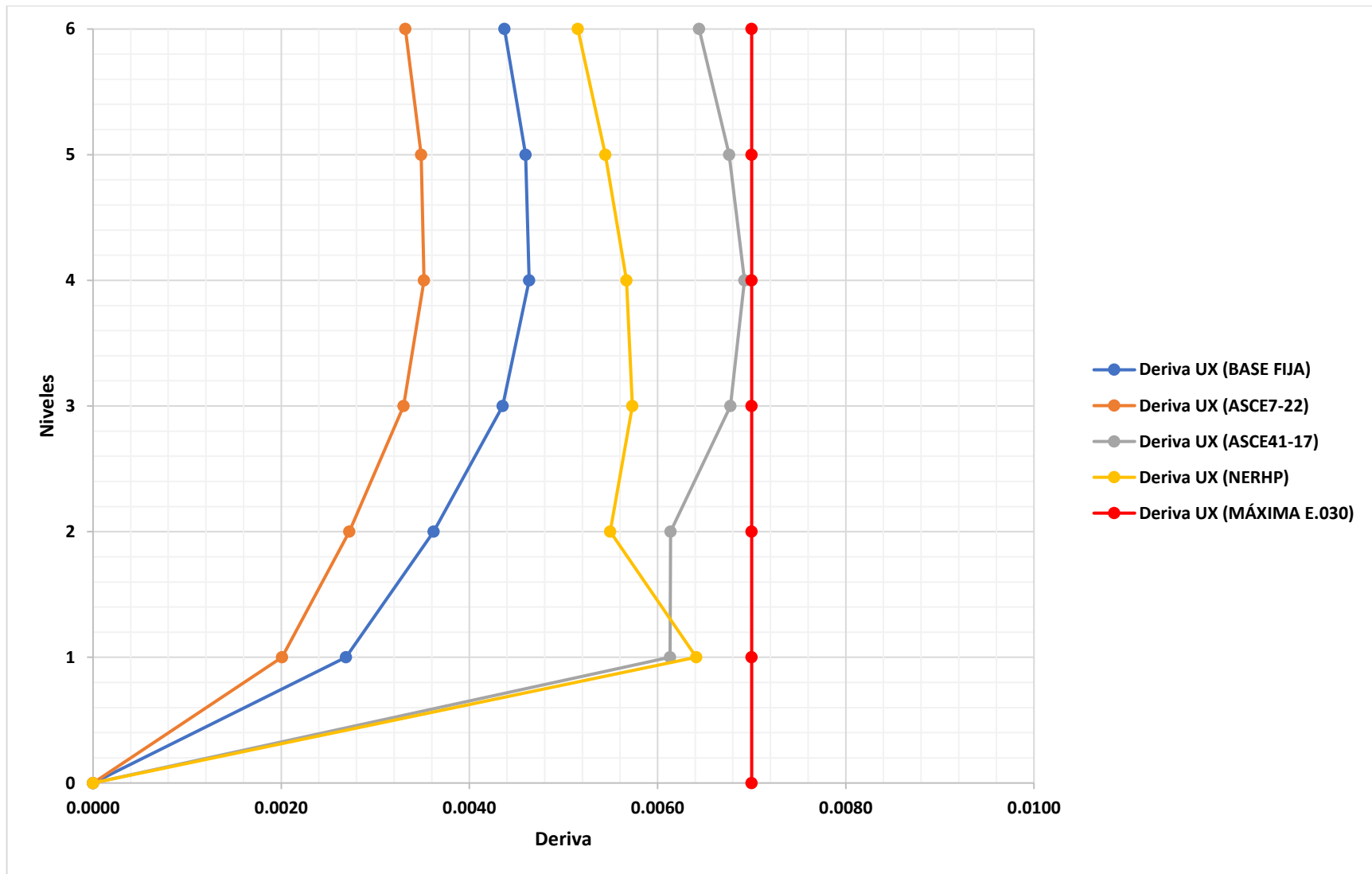


Figura 28. Diagrama de derivas en dirección XX

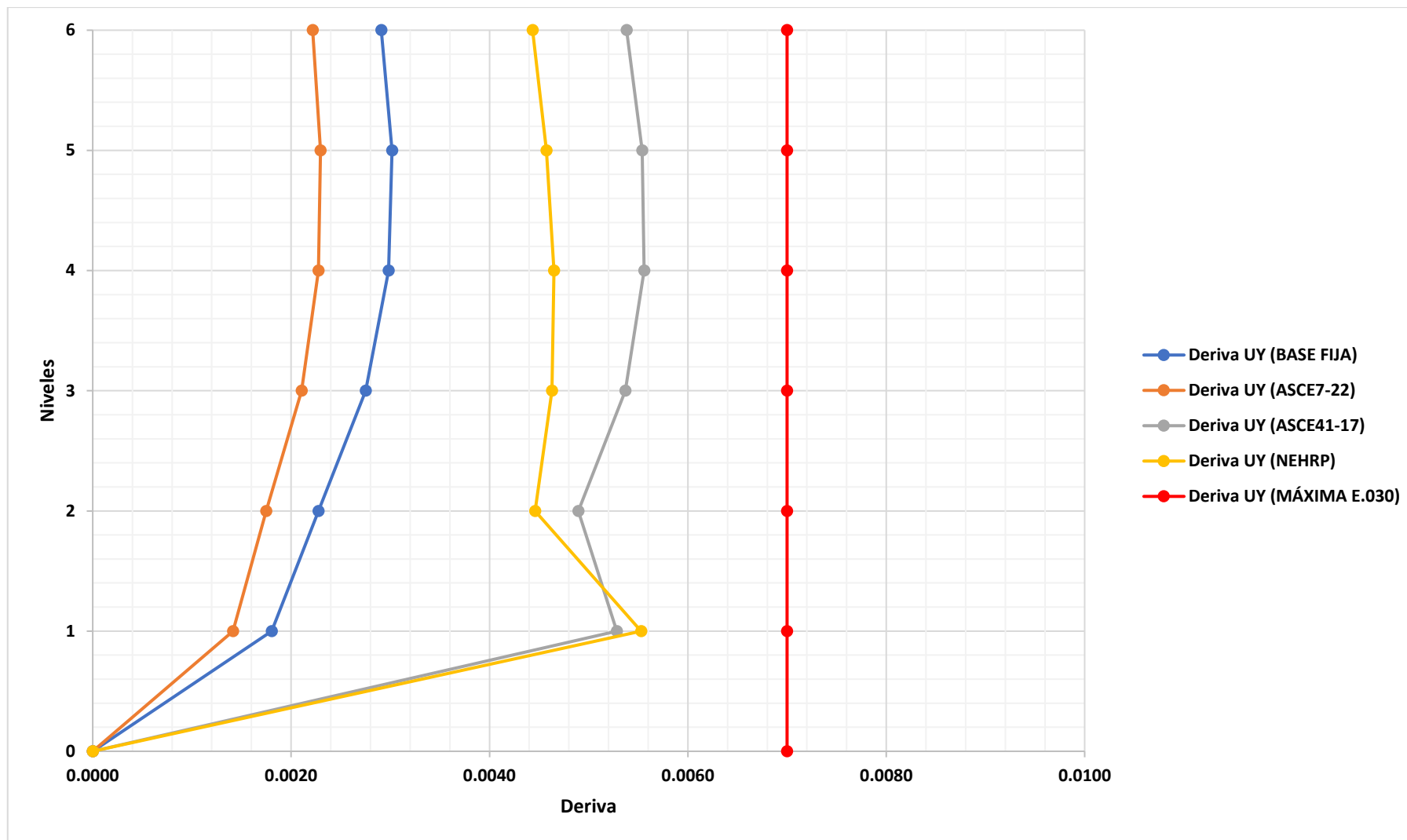


Figura 29. Diagrama de derivas en dirección YY

V. DISCUSIONES

La evidencia de Interacción Suelo – Estructura empleando el código ASCE7-22, en la edificación de 6 niveles, con respecto al modelo de base fija, incrementó en 13.71% el periodo fundamental de vibración, (Tabla 41), y la cortante en la base disminuyó en 48.07% (Tabla 42), estos resultados son similares a los encontrados por Calderín et al., 2020, quien logró determinar que el porcentaje de variación entre el periodo fundamental de vibración de base flexible respecto al de base fija fue de 17.14% y un aumento de la cortante en la base de 46.71%; igualmente, por Morales et al., 2020, quien determinó que los valores del periodo de vibración de la edificación con base flexible aumenta en un 46% respecto al de base rígida al utilizar el método de la NEHRP. Para el primer caso, la similitud se atribuye al empleo de una fracción del amortiguamiento crítico incorporado como una reducción de la demanda espectral a partir de dos componentes de interacción, inercial y cinemática (ASCE7, 2010), así mismo como se señala en la versión de su similar del año 2022. Para el segundo caso, la diferencia se ocasiona a partir de la utilización de funciones de impedancia, método que considera la rotación y el asentamiento en la cimentación (NEHRP, 2012). Cabe señalar que en esta investigación la edificación trabajada por el autor citado es de 18 niveles, y con otra metodología de diseño diferente, tratándose de concreto prefabricado. La semejanza en ambas investigaciones se debe a que los requisitos del código ASCE no exige rigidez rotacional o traslacional en el eje ZZ, sino más bien rotacional y traslacional horizontal en dirección XX y YY.

Al considerar el efecto de Interacción Suelo – Estructura empleando el código ASCE41-17, en una edificación de 6 niveles, con respecto al modelo de base fija, incrementó en 29.89% el periodo fundamental de vibración, (Tabla 41), estos resultados dejan de ser similares a los encontrados por Calderín et al., 2020, quien determinó que el porcentaje de variación entre el periodo fundamental de vibración de base flexible respecto al de base fija fue de 17.14%; igualmente, por Morales et al., 2020, quien determinó que los valores del periodo de vibración de la edificación con base flexible aumenta en un 46% respecto al de base rígida al utilizar el método

de la NEHRP; para el primer caso, dicha diferencia se atribuye al empleo de un coeficiente de rigidez rotacional y traslacional en la dirección ZZ, el cual se traduce como una rotación en su eje y un asentamiento, lo que genera un incremento mayor del periodo de vibración de la estructura, (ASCE41, 2017); para el segundo caso, la diferencia se ocasiona debido a que las funciones de impedancia se caracterizan por contar con valores de rigidez dinámica, siendo estos valores reducidos por factores de modificación menores a la unidad, de manera que la rigidez dinámica final resulta menor a la trabajada con el código ASCE41-17 (NEHRP, 2012).

Al emplear la Interacción Suelo – Estructura con las provisiones NEHRP, en la edificación de 6 niveles, con respecto al modelo de base fija, se visualizó un incremento del 41.12% en el periodo fundamental de vibración, (Tabla 41), estos resultados son diferentes ampliamente a los encontrados por Calderín et al., 2020, quien determinó que el porcentaje de variación entre el periodo fundamental de vibración de base flexible respecto al de base fija fue de 17.14%; pero similares a los obtenidos por Morales et al., 2020, quien determinó que los valores del periodo de vibración de la edificación con base flexible aumenta en un 46% respecto al de base rígida al utilizar el método de la NEHRP; para el primer caso, dicha diferencia también se atribuye al empleo de un coeficiente de rigidez rotacional y traslacional en la dirección ZZ, el cual se traduce como una rotación en su eje y un asentamiento, lo que genera un incremento mayor del periodo de vibración de la estructura, así como coeficientes de amortiguamiento incorporados de forma directa a la cimentación, sin contar que estos últimos coeficientes dependen de la frecuencia cíclica de la estructura (NEHRP, 2012); para el segundo caso, la similitud se debe al uso del mismo método, a los procedimientos de cálculo y la caracterización de la flexibilidad del suelo según las provisiones americanas.

El análisis sísmico dinámico modal espectral considerando la Interacción Suelo – Estructura mediante las provisiones NEHRP, es el procedimiento más completo para evidenciar la flexibilidad de perfiles de suelos blandos en cuanto a cuantificar el periodo de vibración, la respuesta modal de la estructura, la fuerza cortante y momentos en la base, los desplazamientos y distorsiones de entrepiso (Tabla 40 – 49). Este resultado cualitativo es idéntico a lo obtenido por Morales et al., 2020,

quien logra determinar que todos los aspectos sísmicos ya mencionados calibran correctamente los resultados al utilizar funciones de impedancia dependientes de la frecuencia de la estructura global, que, a diferencia de otros métodos, no se contempla. Esta afirmación es correcta puesto que el método americano propuesto por la NEHRP combina todos los conceptos utilizados por los métodos del ASCE7-22 y ASCE41-17.

VI. CONCLUSIONES

Se evaluó el análisis sísmico modal espectral con la Interacción Suelo – Estructura según el código americano ASCE7-22, encontrándose que los coeficientes de rigidez traslacionales y rotacionales en dirección XX y YY, permiten en la edificación obtener un desplazamiento lateral adicional a nivel de la platea de cimentación respecto a los niveles en la superestructura, sin embargo esta flexibilidad no se traduce en grandes cambios de desplazamiento debido que no existe asentamiento y rotación en dirección ZZ, tal como se observa en la *Figura 29*, donde el desplazamiento lateral de la edificación con base fija es básicamente equivalente al de la estructura con Interacción Suelo – Estructura, aun así, se cumple con la deriva máxima de 7/1000 que establece la Norma E.030; por otro lado si existe una reducción máxima de la fuerza cortante de 48.07%, y para fuerza de momento flector, una disminución máxima de 43.91%, debido a la componente de amortiguamiento efectivo por parte de la interacción inercial y cinemática.

Se determinó el análisis sísmico modal espectral con la Interacción Suelo – Estructura según el código americano ASCE41-17, encontrándose que los coeficientes de rigidez traslacionales y rotacionales en dirección XX, YY y ZZ, crean grandes rotaciones a nivel de la cimentación y a consecuencia importantes desplazamientos en la superestructura, para mayor entendimiento visualizar la *Figura 29*, lo que representa una clara evidencia de flexibilidad por parte de la Interacción Suelo – Estructura, sin embargo a pesar de lo descrito, la edificación cumple con la deriva máxima permisible de 7/1000 según la Norma E.030; en cuanto a fuerzas cortantes, se encontró una disminución máxima de 7% contra un aumento máximo de 25.45%; para fuerza de momento flector, una disminución máxima de 11.4% y un aumento máximo de 21.07%, estos valores incrementaron debido a que no se incorporó una componente de amortiguamiento por parte de la interacción inercial y cinemática de forma directa o indirecta al espectro de aceleraciones o platea de cimentación, respectivamente.

Se establece el análisis sísmico modal espectral con la Interacción Suelo – Estructura según las provisiones NERHP, encontrándose que las funciones de

impedancia (rigidez dinámica y amortiguamiento), lograron evidenciar dicho efecto al acoplarse en la cimentación, permitiendo que el comportamiento sísmico de la edificación sea lo más real posible, puesto que se tuvo en cuenta la frecuencia cíclica; en cuanto a desplazamientos, fueron mayores a los obtenidos para cuando se tiene base fija (visualizar *Figura 29*) asemejándose a los datos obtenidos con el método ASCE41-17, llegando también a cumplir la deriva máxima permitida de 7/1000 según la Norma E.030, y con respecto a las fuerzas cortantes y momentos flectores, los valores se mantuvieron muy similares a los obtenidos con el método ASCE7-22, con una disminución máxima de 41.72% y 52.99%, respectivamente.

La comparativa se realizó teniendo en cuenta un esfuerzo a la compresión de 210kgf/cm², las secciones de las columnas fueron de .50x.35m², placas con espesores de .25m, vigas de .25x.50m² y losa maciza con espesor de .15m, estableciéndose que el análisis sísmico realizado con los modelos de base fija (modelo convencional) y base flexible según los códigos y provisiones americanas para cuando sea necesario evidenciar la Interacción Suelo – Estructura, los resultados provenientes de las provisiones NEHRP ejercen mayor practicidad de aplicación y hasta cierto punto mayor precisión de los coeficientes de rigidez y amortiguamiento de acuerdo al escenario, es decir, según sea las condiciones geofísicas del terreno, la cantidad de niveles, la regularidad o irregularidad de la estructura, entre otros; sin embargo, el análisis sísmico realizado en conjunto con el código ASCE41-17 puede resultar ser más conservador para un próximo diseño de los elementos estructurales, debido a que se obtiene mayores derivas y fuerzas sin incurrir en el error.

VII. RECOMENDACIONES

Se recomienda a todas las personas entendidas en el tema, que sigan la línea de diseño estructural, que el diseño sísmico modal espectral debe ser realizado teniendo en cuenta las condiciones geotécnicas del proyecto, en el que si fuese necesario evidenciar la Interacción Suelo – Estructura, la realicen conforme a lo establecido por los códigos americanos ASCE7-22 (en caso la velocidad de ondas de corte promedio se encuentre entre los límites de 200m/s a 600m/s), ASCE41-17 y las provisiones NEHRP, con la finalidad de observar las variaciones en la respuesta sísmica y así optar con el método más favorable (mayores derivas y mayores fuerzas de entrepiso).

Se recomienda a los proyectistas, aplicar el análisis sísmico Estático No Lineal PUSHOVER en edificaciones donde sea necesario evidenciar la Interacción Suelo – Estructura, utilizando los métodos que presentan los códigos ASCE41-17 y las provisiones NEHRP, como verificación de desempeño de una estructura según su característica (en caso sea baja o esbelta), debido a los desplazamientos y rotaciones presentes en la cimentación.

Se recomienda a los proyectistas, aplicar un análisis sísmico Tiempo – Historia No Lineal en edificaciones donde sea necesario evidenciar la Interacción Suelo – Estructura, utilizando los métodos americanos estudiados, en especial ASCE41-17 y provisiones NEHRP, con la finalidad de determinar el comportamiento histerético de los elementos con responsabilidad sísmica.

Se recomienda a la comunidad de investigadores, masificar el empleo de estos códigos americanos como fuente de ayuda para evidenciar la Interacción Suelo – Estructura en el análisis sísmico de edificaciones con la finalidad de vincular dicha metodología a nuestras Normas Técnicas, en especial la Norma E.030, como en la presente investigación, donde se utilizaron mapas de isoaceleraciones obtenidas a partir de un estudio geotécnico publicado por SENCICO, para un nivel de sismo máximo considerado (SMC), y así obtener mediante el procedimiento estadounidense el nivel de sismo severo de diseño que contempla la Norma E.030.

REFERENCIAS

1. AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE 7) (Estados Unidos), 2022. Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. Virginia: 2016. 889pp.
ISBN: 9780784479964
2. AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE 7) (Estados Unidos), 2022. Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. Virginia: 2022. 1046pp.
ISBN: 9780784483497
3. AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE 41) (Estados Unidos), 2022. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Virginia: 2017. 623pp.
ISBN: 9780784480816
4. ARACA, Franklin y GÓMEZ, Liliana. Influencia de la Interacción Suelo – Estructura en el comportamiento de las viviendas aporricadas con zapatas aisladas en la ciudad de Juliaca. Tesis (Título profesional de Ingeniería Civil). Juliaca: Universidad Peruana Unión, 2019. Disponible en: <http://hdl.handle.net/20.500.12840/1738>
5. ASTO, Oral. Comportamiento estructural de losas macizas de concreto reforzadas con varillas de basalto. Tesis (Título profesional de Ingeniería Civil). Lima: Universidad San Ignacio de Loyola, 2020. Disponible en: <https://repositorio.usil.edu.pe/server/api/core/bitstreams/b5c5fe99-809e-4f59-b59f-76444f948bfc/content>
6. ÁVALOS, Ricardo y RIOS, Deitin. Análisis de la interacción sísmica suelo – estructura en un edificio con sistema de muros estructurales sometido a diferentes perfiles de suelo, Trujillo 2020. Tesis (Título profesional de Ingeniería Civil). Trujillo: Universidad Privada del Norte, 2020. Disponible en:

<https://hdl.handle.net/11537/24318>

7. BEHAR, Daniel. 2008. *Metodología de la Investigación*. Colombia : Editorial Shalom, 2008. 94pp.
ISBN: 978 – 959 – 212 – 783 - 7.
8. BLASCO, Antonio. 1994. Estructuración y diseño en concreto armado. Lima : Editoriales Capítulo de Ingeniería Civil, Consejo Departamental de Lima y CIP, 1994.
9. Calderín, Francisco et al. Consideración del fenómeno Interacción suelo – estructura en edificio prefabricado. *Ciencia en su PC* , [s. l.], v. 1, n. 4, p. 79–94, 2020. ISSN: 1027-2887. Disponible en: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=181366194007>
10. CASTRO, Christian y PÉREZ, Gabriela. Análisis de la Interacción Suelo – Estructura estática para una edificación regular de hormigón armado y 3 tipos de suelos. Tesis (Título profesional de Ingeniería Civil). Quito: Universidad Politécnica Salesiana, 2020. Disponible en: <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/18193/1/UPS%20-%20ST004399.pdf>
11. CHÁVEZ, Jean. Análisis, Diseño y Efectos de Interacción Sísmica Suelo – Estructura con Disipadores de Energía Viscosos – Taylor, en un Edificio Aporticado de 5 Niveles en la Urbanización Buenos Aires, Distrito de Nuevo Chimbote 2016. Tesis (Título profesional de Ingeniería Civil). Nuevo Chimbote: Universidad Cesar Vallejo, 2016. Disponible en: <https://pdfcoffee.com/tesis-chavez-5-pdf-free.html>
12. CHOPRA, Anil. 2012. *Dynamics of Structures*. Estados Unidos : Pearson Education, 2012. Vol. IV.

ISBN: 97-801-328-580-38.

13. Criterios para la actualización de la norma sísmica colombiana. [Mensaje de un blog] Colombia: Cardona, Omar (5 de abril de 2020). [Fecha de consulta: 7 de enero del 2022]. Recuperado de <http://www.funvisis.gob.ve/old/archivos/www/terremoto/Papers/Doc005/doc005.htm>.
14. CRUZ, Ivan y PAREDES, Jorge. Análisis y diseño estructural en concreto armado para una vivienda multifamiliar aplicando la nueva norma de diseño sismorresistente en la Urbanización Soliluz - Trujillo. Tesis (Título profesional de Ingeniería Civil). Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego, 2015. Disponible en: <https://hdl.handle.net/20.500.12759/2099>
15. ESTELA, José. Comparación de la respuesta estructural de una edificación regular con zapatas aisladas en la ciudad de Cajamarca, considerando y obviando el efecto de la Interacción sísmica suelo - Estructura. Tesis (Título profesional de Ingeniería Civil). Cajamarca: Universidad Nacional de Cajamarca, 2019. Disponible en: <https://repositorio.unc.edu.pe/handle/20.500.14074/2909>
16. Ezz, Islam. 2011. *Seismic analysis of existing school buildings using different Egyptian seismic provisions*. Egipto : ISSN: 1877-7058, 2011.
17. GÓMEZ, Ángel y SUNTASING, Sandra. Propuesta de adaptación de criterios de diseño para subestructuras de puentes descritos en la norma AASHTO LRFD 2014 a las condiciones específicas de Ecuador. Tesis (Título profesional de Ingeniería Civil). Quito: Escuela Politécnica Nacional, 2018. Disponible en: <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/19470>
18. HERNANDEZ y BAPTISTA. 2014. *Metodología de la investigación*. Colombia : McGraw-Hill, 2014. ISBN: 968-422-931-3.

19. LÓPEZ, Pedro Luis. Población muestra y muestreo. Punto cero, 2004, vol. 9, no 08, p. 69-74. [Fecha de consulta: 15 de febrero del 2022] Disponible en: <http://www.scielo.org.bo/pdf/rpc/v09n08/v09n08a12.pdf>.
20. Métodos de Cálculos en Ingeniería Sísmica. [Mensaje de un blog] Valladolid: Gómez, S. et al (Octubre, 1991). [Fecha de consulta: 7 de enero del 2022]. Recuperado de: <https://oa.upm.es/30632/1/MetodosdeCalculo.pdf>
21. MVCS (Perú). Norma E.030, Resolucion Ministerial N° 043 – 2019 – vivienda. Diseño Sismorresistente. Lima: INN, 2019. 80 pp.
22. MVCS (Perú). Norma E.060, DS 010-2009 – vivienda. Concreto Armado. Lima: INN, 2009. 201 pp.
23. Miranda, Eduardo, 2012. Conceptos básicos sobre interacción dinámica suelo - estructura en respuesta sísmica de edificios. [aut. libro] Eduardo MIRANDA. *Conceptos básicos sobre interacción dinámica suelo - estructura en respuesta sísmica de edificios*. s.l. : s.l: S.n., 2012, págs. 112 - 116.
24. Morales, Luis y Espinosa, Alejandro. Influencia de la Interacción Suelo Estructura (ISE) de Cimentaciones Superficiales en Suelos no Cohesivos en el Comportamiento Estructural de una Edificación de 8 pisos y un subsuelo. INGENIO, vol. 3, n.º 1, pp. 5–26. DOI: <https://doi.org/10.29166/ingenio.v3i1.2391>
25. MARULANDA, Jorge. 2018. Introducción al diseño arquitectónico. Tegucigalpa, Honduras : Libélula, 2018.
26. McCormac *et al.* 2011. *Diseño de concreto reforzado*. D.F., México : Grupo Alfaomega, 2011. 978-607-707-231-7.
27. MORALES, Roberto. 2016. *Diseño de Concreto Armado*. Lima : Editorial

Instituto de Construcción y Gerencia, 2016.

28. NIÑO, Víctor. 2011. *Metodología de la Investigación*. Bogotá : Ediciones de la U, 2011. 156pp.
ISBN. 978-958-8675-94-7
29. PAREDES, Miguel. Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, 2016. Disponible en: <http://hdl.handle.net/10757/620673>
30. FERNANDEZ, Luciano y AVILES, Javier. Efectos de interacción suelo-estructura en edificios con planta baja blanda. Ing. sísmica [online]. 2008, n.79 [citado 2022-07-11], pp.71-90. Disponible en: <http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2008000200004&lng=es&nrm=iso>. ISSN 0185-092X.
31. NATIONAL EARTHQUAKE HAZARDS REDUCTION PROGRAM (NEHRP) (Estados Unidos), 2022. Soil – Structure Interaction for Building Structures. Maryland: 2012. 292pp.
32. FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA 356) (Estados Unidos), 2022. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Virginia: 2000. 519pp.
33. FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA 440) (Estados Unidos), 2022. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. California: 2005. 392pp.
34. FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA P-2091) (Estados Unidos), 2022. A Practical Guide to Soil – Structure Interaction. California: 2020. 218pp.

35. DAS, Braja y SIVAKUGAN, Nagaratnam. Principles of Foundation Engineering. 9th ed. California: Universidad Estatal de California, Sacramento, 2016. 884pp.
ISBN: 9781337705035
36. DAS, Braja. Fundamentos de ingeniería de cimentaciones. 7th ed. California: Universidad Estatal de California, Sacramento, 2011. 820pp.
ISBN: 9780495668121
37. Ramírez de, Horacio, Colina, Jaime de la La ingeniería estructural. CIENCIA ergo-sum, Revista Científica Multidisciplinaria de Prospectiva [en línea]. 2000, 7(2), [fecha de Consulta 23 de Junio de 2022]. ISSN: 1405-0269. Disponible en: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=10401812>
38. RICALDI YARVI, Edgar Liborio. Condicionamientos a la sismicidad en Bolivia. *Revista Boliviana de Física* [online]. 2015, vol.26. Disponible en: http://www.scielo.org.bo/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1562-38232015000100003&lng=es&nrm=iso. ISSN 1562-3823
39. JANAMPA, Ruth. 2018. Diseño Estructural de un edificio multifuncional de 5 pisos y un semisótano, Ate. Tesis (Título profesional de Ingeniería Civil). Callao: Universidad Cesar Vallejo - Callao, 2018. Disponible en: https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/35278/Janampa_CRM.pdf?sequence=1&isAllowed=y.
40. ZÁRATE, Rafael. *Diseño arquitectónico*. Distrito Federal - México : Trillas, 2013.

ANEXOS

Anexo Nº 1

| VARIABLE | DEFINICIÓN CONCEPTUAL | DEFINICIÓN OPERACIONAL | DIMENSIONES | INDICADORES | ESCALA DE MEDICION |
|------------------------|---|--|--|--|--------------------|
| Análisis Sísmico | El análisis sísmico de una estructura se caracteriza por la definición de los diferentes períodos de vibración característicos de la estructura basada en su configuración geométrica y la matriz de rigideces de la misma. Es con esta información que los programas de análisis estructural definen los | El análisis sísmico proporciona condiciones mínimas para el diseño, siendo su aplicación obligatoria. A través de un diseño sismorresistente; seguir estos parámetros permitirá prevenir daños irreversibles ante eventuales sismos, minimizando de forma considerable los daños estructurales | Interacción Suelo - Estructura (con código ASCE 7-22) | Coeficientes de rigidez cuasi – dinámica (N/m, N-m/rad) | Razón |
| | | | | Ratio de amortiguamiento efectivo | |
| | | | | Relación de amortiguamiento hysterético (%) | |
| | | | | Relación de amortiguamiento por radiación (%) | |
| | | | | Factor promedio de losa base | |
| | | | Factor por fundación embebida | | |
| | | | Interacción Suelo - Estructura (con código ASCE 41-17) | Coeficientes de rigidez cuasi – dinámica (N/m, N-m/rad) | |
| | | | | Factores por fundación embebida | |
| | | | Interacción Suelo - Estructura (con provisiones NEHRP) | Coeficientes de rigidez dinámica (N/m, N-m/rad) | |
| | | | | Coeficientes de amortiguamiento por radiación (N/m-seg, N/rad-m-seg) | |
| | | | Comparativa del análisis sísmico con Norma E.030 | Masa participativa (%) | |
| | | | | Periodos de vibración (seg) | |
| Fuerza cortante (tonf) | | | | | |

| | | |
|--|--|---|
| <p>diferentes modos de vibración de la estructura, lo cual no es más que los períodos característicos de la edificación. (Miranda, 2012)</p> | <p>que se puedan generar a causa de una fuerza externa, como el sismo. (Ezz, 2011)</p> | <p>Desplazamientos (m)</p> <p>Derivas</p> |
|--|--|---|

Anexo N° 2



El terreno tiene un área de 1099.88 m² y con un perímetro 133.42 ml se encuentra en la calle Los Jazmines que tiene se intercede con la calle 4 y la calle 1.





En el tramo A-B pertenece a la calle los Jazmines que tiene una medida de 34.53 ml, en el tramo B-C pertenece a propiedad de terceros que mide 36.88 ml, en el tramo C-D que le corresponde a la calle 1 con una medida de 34,53 ml y en el tramo A-D que le pertenece a la calle 4 mide 36.77 ml.

Anexo N° 3



MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO - ASFALTO
MATERIALES

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS (CAPACIDAD ADMISIBLE)



Tesistas:

- Ingrid Alexandra Lezama Tisnado.
- Janelly Kerry Matta Gómez.

Proyecto: Edificio Multifamiliar "Rosas del Valle".

Urbanización: Rosas del Valle.

Distrito: Trujillo.

Provincia: Trujillo.

Departamento: La Libertad.

Luis Henry Torres Miguel
ING. CIVIL
R. CP. N° 228195

MAYO 2022

CONTENIDO

1. RESUMEN
 - 1.1. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
2. INFORME TÉCNICO
 - 2.1. GENERALIDADES
 - 2.1.1. Objetivo del Estudio
 - 2.1.2. Ubicación y Descripción del Área en estudio.
 - 2.1.3. Acceso al Área en Estudio
 - 2.1.4. Clima
 - 2.2. GEOLOGÍA Y SISMICIDAD
 - 2.2.1. Geología
 - 2.2.2. Sismicidad
 - 2.3. TRABAJOS DE CAMPO
 - 2.4. ENSAYOS DE LABORATORIO
 - 2.5. TRABAJOS DE GABINETE
 - 2.5.1. Perfil Estratigráfico
 - 2.5.2. Conformación del Subsuelo
 - 2.6. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN
 - 2.6.1. Profundidad de la Cimentación
 - 2.6.2. Tipo de Cimentación
 - 2.6.3. Cálculo de la Capacidad Portante Admisible
 - 2.6.4. Cálculo de Asentamientos
 - 2.7. AGRESIÓN AL SUELO DE CIMENTACIÓN
 - 2.8. DISEÑO DE CALZADURA
 - 2.9. REFERENCIAS
3. ANEXOS
 - 3.1. PLANO DE UBICACIÓN GEOGRÁFICA
 - 3.2. PERFIL ESTRATIGRÁFICO
 - 3.3. ENSAYOS DE LABORATORIO
 - 3.3.1. Contenido de Humedad
 - 3.3.2. Análisis Granulométrico



Luis Henry Torres Miguel
ING. CIVIL
R. CP. N° 228195

- 3.3.3. Ensayo de Sales Solubles
- 3.4. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)
- 3.5. FOTOGRAFÍAS



Luis Henry Yopda Miguel
ING. CIVIL
R. CP. N° 228195

**ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN DEL PROYECTO:
“ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO DE UNA EDIFICACIÓN UTILIZANDO
INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA SEGÚN CÓDIGOS ASCE7-22,
ASCE41-17 Y PROVISIONES NEHRP, EN TRUJILLO 2022”**

1. RESUMEN

1.1. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El proyecto de edificación, se encuentra ubicado en: Urbanización Rosas del Valle, Distrito de Trujillo, Provincia de Trujillo, Departamento la Libertad.
- Para el presente estudio de edificación se realizó la Pruebas de Campo, que consistió en una calicata o pozos a cielo abierto, esta calicata estuvo denominada como “C-1”, realizada hasta una profundidad de **2.00m**. Así mismo se realizó un (01) sondeo con el Equipo de Penetración Estándar (SPT) que se denominó **SPT-1**, hasta una profundidad de **10.00m**, con respecto al nivel del terreno.
- El subsuelo está conformado de la siguiente manera:
 - 0.00 – 0.30 m.** Se encuentra una capa de relleno, conformado por suelo agrícola y cierta basura, en estado suelto.
 - 0.30 – 0.80 m.** Sigue un estrato de arena limosa, de baja plasticidad (**SM**), de color gris oscuro, de poca a regular humedad, de compacidad media.
 - 0.80 – 1.30 m.** Se nota un estrato de arcilla de baja a mediana plasticidad, con presencia de gravas menudas pequeñas (**CL**), de color marrón oscuro, de regular humedad, y de consistencia media hasta la profundidad explorada.
 - 1.30 - 2.00 m.** Finalmente encontramos un estrato de arena pobremente graduada (**SP**), de color beige pardo a plomo oscuro, de regular humedad,



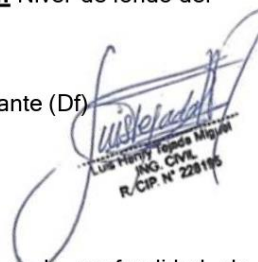
Luis Henry Torres Nigam
ING. CIVIL
R. CIP. N° 228116

compacidad media, conteniendo de manera aislada gravas menudas de 1/2", conforme nos vamos profundizando. No se nota el NAF a la profundidad explorada

- No se nota la presencia del Nivel de Aguas Freáticas (NAF) a la profundidad explorada, por lo tanto, no hay problema de filtraciones de agua subterránea a las cimentaciones de la edificación del presente estudio. En caso se presentará se recomienda **diseñar un sistema de drenaje superficial (sangría) o sistema de drenaje subterráneo** (sistema de entubado subterráneo), para poder evacuar el agua de filtración y evitar que esta agua vaya hacia las cimentaciones de las estructuras de la edificación y puedan causar daños posteriores. También este sistema de drenaje superficial nos permite facilitar el proceso constructivo de las cimentaciones y posteriormente controlar el ingreso de agua subterránea una vez construida la estructura indicada.
- Dada la naturaleza del terreno a cimentar y las magnitudes posibles de las cargas transmitidas según las características del proyecto de la edificación a construir (**edificio de 6 niveles**) se recomienda utilizar una Cimentación Superficial, tal como **zapatas combinadas y/o platea de fundación**, a una profundidad de cimentación mínima tal como se indica a continuación:

NIVEL DE TERRENO INICIAL DE CIMENTACIÓN: Nivel de fondo del primer nivel N.T.N. -0.15m.

| Tipo de Cimiento | Profundidad Desplante (Df) |
|-----------------------|----------------------------|
| Zapatas combinadas | 1.50m. |
| Platea de cimentación | 1.50m. |



Luis Henry Topada Miguel
 ING. CIVIL
 R.C.P. N° 228115

- La Capacidad Portante Admisible del terreno a la profundidad de cimentación mínima indicada es como a continuación se indica:

NIVEL DE TERRENO INICIAL DE CIMENTACIÓN: Nivel de fondo del primer nivel N.T.N. -0.15m.

| Tipo de Cimiento | Capacidad Portante |
|-----------------------|--------------------------|
| Zapatatas combinadas | 1.550 kg/cm ² |
| Platea de cimentación | 2.851 kg/cm ² |

- El Asentamiento Total de acuerdo al tipo de estructura es como a continuación se indica:

NIVEL DE TERRENO INICIAL DE CIMENTACIÓN: Nivel de fondo del primer nivel N.T.N. -0.15m.

| Tipo de Cimiento | Asentamiento |
|-----------------------|--------------|
| Zapatatas combinadas | 1.246cm. |
| Platea de cimentación | 4.271cm. |

- De acuerdo con la nueva Norma Técnico de Edificación E-030 Diseño Sismorresistente y el predominio del suelo de la cimentación (SP), se recomienda adoptar en el análisis sismorresistente de las estructuras, los siguientes parámetros:

| | |
|------------------------------------|--------------|
| Factor de zona: | Z= 0.45g |
| Factor de amplificación del suelo: | S2= 1.05 |
| Periodo corto: | Tp= 0.60seg |
| Periodo largo: | Tl = 2.00seg |

- Para la zona de estudio se puede notar los siguientes Parámetros Dinámicos del suelo de cimentación:

| | |
|-----------------------|--------------------------------|
| Módulo de Poisson | (u): 0.25 |
| Módulo de Elasticidad | (E): 300.00 kg/cm ² |
| Módulo de Corte | (G): 120.00 kg/cm ² |

- El subsuelo de actividad de cimentación no está sujeta a socavaciones ni

deslizamientos, así mismo la geodinámica externa en el área de estudio no presenta en la actualidad riesgo alguno como posibles aluviones, huaycos, deslizamientos de masas de tierra, inundaciones, etc.

- En el Perfil Estratigráfico del suelo, no se nota la presencia de material de relleno en estado suelto conformado por suelo agrícola y suelo orgánico, a cambio se visualiza material más estable que puede ser **Afirmado Suelto** en capas de 20cm aproximadamente.
- Los Ensayos de Análisis Químico indican lo siguiente:

La presencia de sales solubles totales es de **11500.00 p.p.m** menor que 15000 p.p.m., indica que no ocasionará problemas de pérdida de resistencia mecánica por problemas de lixiviación. (Lavado de sales).

Se concluye que el estrato de suelo que forma parte del contorno donde irá desplantada la cimentación contiene concentraciones moderados de sulfatos, sales solubles totales y cloruros, que podrían atacar al concreto y la armadura de las obras de edificación respectivamente. Por lo tanto, se recomienda usar cemento **Tipo MS, o Tipo V**.



Luis Vinny Torres Miguel
ING. CIVIL
R.C.P. N° 228185

2. INFORME TÉCNICO

2.1. GENERALIDADES

2.1.1. Objetivo del Estudio

El Presente estudio tiene por objeto describir los Trabajos de Campo, Laboratorio y Gabinete, llevados a cabo en un terreno ubicado en la Urb. Rosas del Valle, Distrito de Trujillo, Provincia de Trujillo, Departamento de La Libertad, para determinar las características físico - mecánicas del suelo dentro de la profundidad activa y a partir de ellas, los parámetros necesarios para el diseño y construcción de la edificación denominada **EDIFICIO MULTIFAMILIAR “ROSAS DEL VALLE”**.

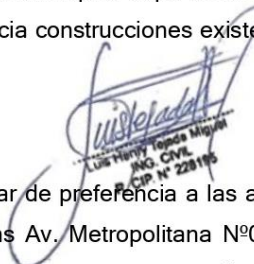
Dichos parámetros son: Profundidad y Tipo de Cimentación, Capacidad Portante Admisible del terreno adoptado como suelo de cimentación, pautas generales de Diseño y Construcción en relación con los suelos.

2.1.2. Ubicación y Descripción del Área en estudio.

Mediante una captura del plano catastral de la ciudad de Trujillo se mostrará la ubicación de forma detallada. El área de estudio presenta una topografía ligeramente llana, con una típica capa de relleno con material orgánico y otros. Se evidencia construcciones existentes en el área en estudio.

2.1.3. Acceso al Área en Estudio

Para acceder al predio se debe llegar de preferencia a las avenidas principales del lugar, en especial las Av. Metropolitana N°01 y Av. Metropolitana 2. A continuación, se presenta una pequeña vista de las calles más cercanos al área de estudio.



Luis Henry Torres Miguel
ING. CIVIL
R. CIP. N° 228115



Ubicación y acceso al área de estudio.

[Handwritten Signature]
 Luis Henry Torres Miguel
 ING. CIVIL
 R.C.P. N° 228195

2.1.4. Clima

Durante el invierno, que se presenta en los meses de mayo a setiembre la temperatura promedio mínima alcanza los 18° C y en el verano que se presenta en los meses de diciembre a marzo la temperatura máxima puede alcanzar los 30° C. Debido a las altas temperaturas y las condiciones climatológicas podrían presentarse precipitaciones pluviales de gran magnitud, pudiendo generar problemas a la infraestructura por construir.

2.2. GEOLOGÍA Y SISMICIDAD

2.2.1. Geología

El Proyecto de edificación denominado **EDIFICIO MULTIFAMILIAR “ROSAS DEL VALLE”** está ubicada en la Urb. Rosas del Valle, Distrito de Trujillo, Provincia de Trujillo, Departamento de La Libertad.

De acuerdo al Mapa Geológico, se identificó en el área de estudio un grupo litológico principal constituido por un depósito de sedimentos de tipo aluvial cuya edad geológica pertenece al cuaternario reciente (Q-al).

En el área en estudio no se determinó la presencia del Nivel de Aguas Freáticas a la profundidad explorada de 2.00m., así mismo no se determinó la presencia de estructuras geológicas importantes como fallas, discordancias, grietas pronunciadas, etc.

La geodinámica externa en el área de estudio no presenta en la actualidad riesgo alguno como posibles aluviones, huaycos, deslizamientos de masas de tierra, inundaciones, etc. La litología del suelo fue caracterizada por un suelo del tipo transportado, identificándose en superficie material de rellenos, luego arenas limosas, luego arcillas de baja plasticidad y finalmente arenas

pobremente graduadas.

2.2.2. Sismicidad

De acuerdo al Nuevo Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, según la nueva Norma Sismorresistente (NTP. E.030) y del Mapa de Distribución d Máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú, presentado por el Dr. Ing. Jorge Alva Hurtado (1984), el cual se basa en isosistas de sismos peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos y sismos recientes; se concluye que el área en estudio se encuentra dentro de la zona de Alta Sismicidad (Zona 4), existiendo la posibilidad de que ocurran sismos de intensidades tan considerables como VIII a IX en la escala Mercalli Modificada.

De acuerdo con la nueva Norma Técnica NTE E - 30 y el predominio del suelo bajo la cimentación, se recomienda adoptar en los diseños Sismo-Resistentes, los siguientes parámetros:

| | |
|------------------------------------|--------------|
| Factor de zona: | Z4= 0.45g |
| Factor de amplificación del suelo: | S2= 1.05 |
| Periodo corto: | Tp= 0.60seg |
| Periodo largo: | TI = 2.00seg |

2.3. TRABAJOS DE CAMPO

Con la finalidad de definir el perfil estratigráfico del área de estudio, se realizaron Exploraciones de Calicatas o pozos de exploración a cielo abierto, Sondeos y Muestreo del suelo.

Calicatas

Se excavó una (01) calicata o pozo de exploración a cielo abierto, asignándoles como **C-1**, a una profundidad de **2.00 m.**, con respecto a la superficie del terreno inicial. La Calicata fue convenientemente ubicada en la zona de estudio de la referida obra de edificación en el sector de



Trujillo.

El respectivo registro de la Calicata se presenta en el capítulo correspondiente de ANEXOS.

Sondeos

Se anexó un (01) sondeo de exploración con el Equipo de Penetración Estándar SPT, de un estudio como antecedente, asignándole como **SPT-1**, el cual fue convenientemente cercano a la zona a construirse. Los respectivos registros de la estratigrafía se presentan en el capítulo correspondiente de ANEXOS.

Muestreo

De cada uno de los horizontes representativos de suelos se extrajeron muestras alteradas que debidamente identificadas se remitieron al laboratorio para los ensayos correspondientes para la identificación y clasificación de suelos.

2.4. ENSAYOS DE LABORATORIO

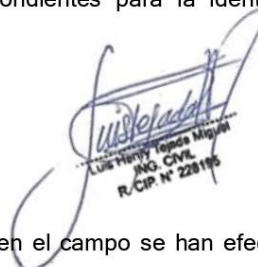
ENSAYOS ESTÁNDAR:

Con las muestras de suelos tomadas en el campo se han efectuado los siguientes ensayos, con fines de identificación y clasificación de suelos:

- Análisis Granulométricos por Tamizado (Norma ASTM D422)
- Límite Líquido (Norma ASTM D423)
- Límite Plástico (Norma ASTM D424)
- Contenido de Humedad (ASTM-D2216)
- Peso Específico Relativo de Sólidos (ASTM D854)

ENSAYOS ESPECIALES:

- Densidades Máximas y Mínimas secas
- Sales Solubles Totales (Ex Itintec)



2.5. TRABAJOS DE GABINETE

2.5.1. Perfil Estratigráfico

En base a la información obtenida de los trabajos de campo y de los ensayos de laboratorio, se han establecido los perfiles estratigráficos según se indica en los Anexos a una profundidad de 2.00 m, según las calicatas, a partir de la superficie del nivel de topografía de diseño.

2.5.2. Conformación del Subsuelo

Calicata C-1

0.00 – 0.30 m. Se encuentra una capa de relleno, conformado por suelo agrícola y cierta basura, en estado suelto.

0.30 – 0.80 m. Sigue un estrato de arena limosa, de baja plasticidad (**SM**), de color gris oscuro, de poca a regular humedad, de compacidad media.

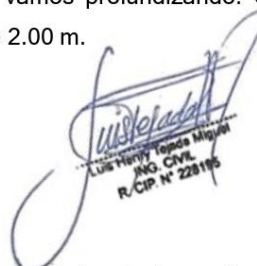
0.80 – 1.30 m. Se nota un estrato de arcilla de baja a mediana plasticidad, con presencia de gravas menudas pequeñas (**CL**), de color marrón oscuro, de regular humedad, y de consistencia media hasta la profundidad explorada.

1.30 – 2.00 m. Finalmente encontramos un estrato de arena pobremente graduada (**SP**), de color beige pardo a plomo oscuro, de regular humedad, compacidad media, conteniendo de manera aislada gravas menudas de 1/2", conforme nos vamos profundizando. Se nota el NAF a la profundidad explorada de 2.00 m.

2.6. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

2.6.1. Profundidad de la Cimentación

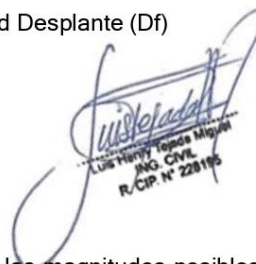
Basado en los trabajos de campo, ensayos de laboratorio, perfiles y registros estratigráficos, característica de la estructura, se recomienda cimentar en la Arena Pobremente Graduada (**SP**), de estado de



Luis Henry Toledo Miguel
ING. CIVIL
R. CIP. N° 228195

compacidad media a una profundidad de cimentación mínima de:
NIVEL DE TERRENO INICIAL DE CIMENTACIÓN: Nivel de fondo
 del primer nivel N.T.N. -0.15m.

| Tipo de Cimiento | Profundidad Desplante (Df) |
|-----------------------|----------------------------|
| Zapatas combinadas | 1.50m. |
| Platea de cimentación | 1.50m. |



2.6.2. Tipo de Cimentación

Dada la naturaleza del terreno a cimentar y las magnitudes posibles de las cargas transmitidas de la obra de edificación **se recomienda utilizar una cimentación superficial**, tal como **Zapatas combinadas y Platea de cimentación**.

2.6.3. Cálculo de la Capacidad Portante Admisible

Se ha determinado la Capacidad Portante Admisible del terreno en base a las características del subsuelo y se han propuesto dimensiones recomendables para la cimentación.

La capacidad de carga se ha determinado en base a la fórmula de Terzaghi y Peck(1967), con los parámetros de Vesic (1971).

Cálculo de la Densidad Relativa (Dr)

Con los resultados de los ensayos en el laboratorio de densidades máximas y mínimas y a partir del ensayo de campo de densidad natural, obtenido de la arena pobremente graduada (SP) en la calicata C-1, se determinó una densidad relativa de 52.86% a una profundidad de 1.50m, lo cual indica que este material se encuentra en un estado de compacidad media.

Densidad Relativa (Dr) = 52.86 %

Por Meyehof: $\phi = 25^\circ + 0.15Dr$, luego se tiene $\phi = 33.00^\circ$

Debido al estado de compactación media del suelo de cimentación, se ha considerado la reducción del coeficiente del ángulo de fricción, para considerar el efecto de una posible falla local:

$$\phi = \arctg(2/3 \operatorname{tg}(33^\circ))$$

$$\phi = 21.99^\circ$$

Luego trabajaremos con $C = 0.0 \text{ kg/cm}^2$ y $\phi = 22.00^\circ$ Según Terzaghi y Peck:

- Cimientos Corridos:

$$q_{ul} = s_c \cdot C \cdot N_c + 1/2 \cdot s_\tau \cdot \delta \cdot B \cdot N_\tau + s_q \cdot \delta \cdot D_f \cdot N_q$$

$$q_{ad} = q_{ul} / F.S.$$

- Cimientos Cuadrados:

$$q_{ul} = 1.3 \cdot s_c \cdot C \cdot N_c + 0.4 \cdot s_\tau \cdot \delta \cdot B \cdot N_\tau + s_q \cdot \delta \cdot D_f \cdot N_q$$

$$q_{ad} = q_{ul} / F.S.$$

Donde:

q_{ul} = capacidad última de carga en kg/cm^2 .

q_{ad} = capacidad portante admisible en kg/cm^2 .

F.S. = factor de seguridad = 3.

δ = peso específico total.

B = ancho de la zapata o cimiento corrido en m.

D_f = profundidad de la cimentación.

N_c, N_τ, N_q = parámetros que son función de ϕ .

s_c, s_τ, s_q = factores de forma.

C: = cohesión en (kg/cm^2) .

EDIFICIO DE 8 PISOS

NIVEL DE TERRENO INICIAL DE CIMENTACIÓN: Nivel de fondo del primer nivel N.T.N. -0.15m.

a) CIMIENTO CORRIDO

$$C = 0.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 22.00^\circ$$

$$F.S. = 3.00$$

$$D_f = 1.50 \text{ m.}$$

$$N_c = 16.82$$

$$s_c = 1.46$$

$$B = 0.80 \text{ m.}$$

$$N_\tau = 7.13$$

$$s_t = 0.60$$

$$\gamma = 1.70 \text{ gr/cm}^3$$

$$N_q = 7.82$$

$$s_q = 1.40$$



Luis Henry Topeda Miguel
JNG. CIVIL
R.CIP. N° 228195

De (1) se tiene:

$$q_{ul} = 3.852 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{ad} = 1.284 \text{ kg/cm}^2$$

b) ZAPATAS COMBINADAS

Zapata Cuadrada ($B*B = 2.00 \text{ m.} * 2.00 \text{ m.}$)

$$C = 0.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 21.00^\circ$$

$$F.S. = 3.00$$

$$D_f = 1.50 \text{ m.}$$

$$N_c = 16.82$$

$$s_c = 1.46$$

$$B = 2.00 \text{ m.}$$

$N_{\tau} = 7.13$
 $st = 0.60$
 $\gamma = 1.70 \text{ gr/cm}^3$
 $N_q = 7.82$
 $sq = 1.40$



Luis Henry Toledo Miguel
 ING. CIVIL
 R.C.P. N° 228185

De (1) se tiene:
 $q_{ul} = 4.650 \text{ kg/cm}^2$
 $q_{ad} = 1.550 \text{ kg/cm}^2$

c) PLATEA DE CIMENTACIÓN

c.1. Las zapatas combinadas tienen las siguientes Dimensiones:

$D_f = 200 \text{ cm.}$ (profundidad de desplante)
 $H = 50 \text{ cm.}$ (espesor de la platea de cimentación)
 $h = 50 \text{ cm.}$ (espesor del terreno mejorado con material de préstamo)
 $B_{menor} = 30 \text{ m.}$

c.2. Las características geotécnicas del Suelo son: $C = 0.00 \text{ kg/cm}^2$:

$\phi = 22^\circ$
 $F.S. = 3.0$
 $\gamma = 1.70 \text{ gr/cm}^3$
 $N = 21$

| Cota (m.) | D_f (m.) | N (Golpes) | B (m.) | q adm. (kg/cm ²) |
|-----------|------------|------------|--------|---------------------------------|
| 0.00 | 0.30 | 10 | 30 | 1.846 |
| 0.00 | 0.40 | 11 | 30 | 2.127 |
| 0.00 | 0.60 | 12 | 30 | 2.216 |
| 0.00 | 0.70 | 13 | 30 | 2.381 |
| 0.00 | 0.90 | 15 | 30 | 2.563 |
| 0.00 | 1.00 | 17 | 30 | 2.775 |
| 0.00 | 1.10 | 19 | 30 | 2.786 |

| | | | | |
|------|------|----|----|--------------|
| 0.00 | 1.20 | 21 | 30 | 2.814 |
| 0.00 | 1.30 | 23 | 30 | 2.829 |
| 0.00 | 1.40 | 25 | 30 | 2.846 |
| 0.00 | 1.50 | 27 | 30 | 2.851 |
| 0.00 | 1.60 | 29 | 30 | 2.872 |
| 0.00 | 1.70 | 32 | 30 | 2.881 |
| 0.00 | 1.80 | 35 | 30 | 2.897 |
| 0.00 | 1.90 | 38 | 30 | 2.941 |
| 0.00 | 2.00 | 41 | 30 | 2.957 |

c.3. Reemplazando en la Fórmula para Capacidad Carga de platea de cimentación para Suelos Granulares, tenemos:

$$q_{adm.} = 11.98 \times N (1 + 0.33) \times Df/B \times (S/25.4 \text{ mm})$$

2.6.4. Cálculo de Asentamientos

Para el análisis de cimentaciones tenemos los llamados Asentamientos Totales y los Asentamientos Diferenciales, de los cuales los asentamientos diferenciales son los que podrían comprometer la seguridad de la estructura si sobrepasa una pulgada, que es el asentamiento máximo tolerable para estructuras convencionales.

El asentamiento de la cimentación se calculará en base a la teoría de la elasticidad (Lambe y Whitman, 1964), considerando el tipo de cimentación superficial recomendado. Se asume que el esfuerzo neto transmitido es uniforme en ambos casos.

El asentamiento elástico inicial será:

$$S = \Delta q_s B(1-u^2) I_f / E_s$$

donde:



Luis Henry Toledo Higuera
 ING. CIVIL
 R.C.P. N° 228195

S = asentamiento (cm).

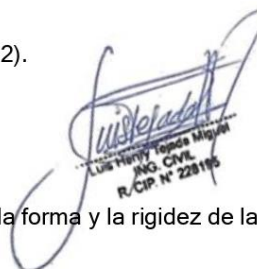
Δq_s = esfuerzo neto transmisible (kg/cm²).

B = ancho de cimentación (cm).

E_s = módulo de Elasticidad (kg/cm²).

u = relación de Poisson.

If = factor de influencia que depende de la forma y la rigidez de la cimentación.



Las propiedades elásticas del suelo de cimentación fueron asumidas a partir de tablas publicadas con valores para el tipo de suelo existente donde ira desplantada la cimentación.

Para este tipo de suelo de arenas pobremente graduadas donde ira desplantada la cimentación es conveniente considerar un módulo de elasticidad de $E=3000 \text{ Tn/m}^2$ y un coeficiente de Poisson de $u=0.25$.

Los cálculos de asentamiento se han realizado considerando cimentación rígida y flexible, se considera además que los esfuerzos transmitidos son iguales a la capacidad admisible de carga.

Para determinar la Capacidad Portante por Asentamiento en suelos arenosos, nos basamos en determinar la Capacidad Portante para un asentamiento dado, menor que el asentamiento máximo tolerable para una estructura dada. Para esto se ha usado la Teoría de Terzagui y Peck (1948), basado en asentamientos de zapatas a partir de Ensayos SPT.

Esta metodología toma como referencia datos de entrada:

- Asentamiento Máximo Tolerable de la estructura.
- Tipo de suelo de cimentación.
- Carga actuante de la superestructura (CM + CV).
- Número de golpes del SPT.

a) Cimiento corrido ($D_f = 1.50$ m.)

$$\Delta q_s = 1.284 \text{ kg/cm}^2.$$

$$B = 60.00 \text{ cm.}$$

$$E_s = 300.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_f = 1.97 \text{ (flexible)}$$

$$I_f = 1.83 \text{ (rígido)}$$

$$u = 0.25$$



Se obtiene:

$$\text{Cimentación flexible: } S = 0.721 \text{ cm.}$$

$$\text{Cimentación rígida: } S = 0.670 \text{ cm.}$$

b) Zapatas combinadas ($D_f = 1.50$ m.)

$$\Delta q_s = 1.550 \text{ kg/cm}^2$$

$$B = 200 \text{ cm.}$$

$$E_s = 300.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_f = 1.97 \text{ (flexible)}$$

$$I_f = 1.83 \text{ (rígido)}$$

$$U = 0.25$$

Se obtiene:

$$\text{Cimentación flexible: } S = 1.793 \text{ cm.}$$

$$\text{Cimentación rígida: } S = 1.246 \text{ cm.}$$

c) Platea de cimentación ($D_f = 1.50$ m.)

$$\Delta q_s = 1.386 \text{ kg/cm}^2$$

B = 250 cm.
Es = 750.00 kg/cm²
If = 0.77 (flexible)
If = 1.20 (rígido)
U = 0.25
Se obtiene:
Cimentación flexible: S = 3.659 cm.
Cimentación rígida: S = 4.271 cm.



Luis Harry Topeda Miguel
ING. CIVIL
R.C.P. N° 228195

Por tanto, el asentamiento máximo en esta zona será de 4.271 cm., inferior a lo permisible 5.08 cm. (2"). Entonces no se presentarán problemas por asentamiento.

2.7. AGRESIÓN AL SUELO DE CIMENTACIÓN

Se concluye que el estrato de suelo que forma parte del contorno donde irá desplantada la cimentación contiene concentraciones moderadas de sulfatos sales solubles totales y cloruros, que podrían atacar al concreto y la armadura de la cimentación. Por lo tanto, el recubrimiento de las varillas de acero será mayor que el comunmente utilizado y el cemento a usar será el **Tipo MS o Tipo V.**

2.8. DISEÑO DE CALZADURA

2.8.1. Calzadura

Es un elemento que soporta carga vertical directamente y lo transmite a un estrato inferior del suelo.

Las calzaduras son estructuras provisionales que se diseñan y construyen para sostener las cimentaciones vecinas y el suelo de la pared expuesta, producto de las excavaciones efectuadas. Su función es la de prevenir fallas por inestabilidad o asentamiento excesivo y mantener la integridad del terreno colindante y de las obras existente en él.

El proceso de calzadura es un tanto lento y laborioso, pero se

demuestra que cuando se toman precauciones adecuadas la calzada es exitosa.

2.8.2. Tipos de calzada

Se diferencian en función a su ubicación y exigencia estructural:

Aquella que se ejecuta dentro de los linderos del terreno por excavar, son llamados pantallas de contención, no hay transferencia de carga vertical a los estratos profundos.

Para evitar la posibilidad de asentamientos verticales en las estructuras existentes, por desplazamiento horizontal de la pantalla como consecuencia del empuje del suelo contenido, se depende exclusivamente de la rigidez lateral de la pantalla.

Aquella que se realiza en propiedad vecina, es decir fuera de los linderos del terreno por excavar, se hace por debajo de la edificación, existen empujes laterales, y se transmiten cargas verticales de la cimentación a un estrato más bajo.

La elección de la calzada, dependerá de su conveniencia, el constructor deberá estudiar cada posibilidad considerando entre otros factores la altura de la excavación, las características del suelo y presencia de agua, la relación con edificios existentes y las características de su cimentación, los materiales disponibles, su capacidad de ejecución y el costo.

2.8.3. Elección del tipo de calzada

Por tener vivienda existente en el terreno vecino, para nuestro caso se debe elegir la calzada de concreto simple de espesor variable con la profundidad.

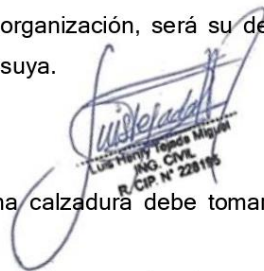
Es indudable que la calzada requiere de un diseño donde se tomen

las decisiones de la tipología constructiva, analice el problema y las estructuras a emplear, sin embargo, no es diferente al caso de un encofrado, donde el Contratista asume la responsabilidad integral por el diseño y construcción, podrá a su juicio asesorarse o encargar su diseño a profesionales fuera de su organización, será su decisión, pero la responsabilidad sigue siendo suya.

2.8.4. Precauciones en la calzadura

Para llevar a cabo exitosamente una calzadura debe tomarse las precauciones siguientes:

- Diseño de la calzadura. - Es recomendable que antes de emprender trabajos de calzadura se analice el problema bajo las condiciones esperadas del suelo, de las características y ubicación de las edificaciones vecinas, y se prepare un plano de calzaduras y recomendaciones existentes.
- Las cargas sobre la calzadura (empujes laterales y cargas verticales), en cada uno de los puntos de excavación deberán ser evaluadas en función a las características del suelo, su contenido de humedad y la cercanía de cimentaciones existentes.
- Conocimiento del suelo. - Tanto para el diseño como para la ejecución de la calzadura es indispensable que se tenga conocimiento de las características del suelo, y estar atento a cualquier variación de éstas.
- Planificación. - Planificar el proceso de excavación-calzadura-apuntalamiento y de construcción de las obras definitivas, de manera que sea un proceso secuencial lo más rápido posible.
- Apuntalamiento. - La calzadura, en particular en los frentes bajo o cercano a edificaciones existentes, deben apuntalarse. Considerar que la capacidad de la calzadura como muro de contención es limitada.



- Monitoreo. - El proceso de excavación y calzadura requiere de un monitoreo permanente para detectar: desplazamientos, asentamientos (mediante control topográfico permanente), aparición de grietas de tensión o grietas en las edificaciones vecinas. Previamente al inicio de la calzadura es recomendable registrar fotográficamente el estado de las propiedades vecinas.
- Agua. - La presencia de agua aumenta tremendamente los empujes y puede traernos abajo una calzadura aún apuntalada.

2.8.5. Diseño de la calzadura

Para el diseño de la calzadura se tomará en cuenta de los empujes laterales y cargas verticales.

Presión activa: $p_a = k_a \overline{\sigma_v}$

Presión en reposo: $p_o = k_o \overline{\sigma_v}$

Presión pasiva: $p_p = k_p \overline{\sigma_v}$

Donde:

$\overline{\sigma_v}$ = Esfuerzo efectivo vertical

k_a = Coeficiente de presión activa = $\tan^2(45 - \phi/2)$

k_o = Coeficiente de presión en reposo = $1 - \sen \phi$

k_p = Coeficiente de presión pasiva = $\tan^2(45 + \phi/2)$

ϕ = ángulo de fricción (22°)

$k_a = \tan^2(45 - 22/2) = 0.45$

$k_o = 1 - \sen(22) = 0.62$

$k_p = \tan^2(45 + 22/2) = 2.2$

- peso unitario, $\gamma = 1.70 \text{ gr/cm}^3$
- cohesión, $c = 0.017$
- ángulo de fricción, $\phi = 22^\circ$

Luis Henry Toledo Mijangos
 ING. CIVIL
 R.C.P. N° 228195

- coeficiente activo estático, $k_a = 0.45$
- coeficiente en reposo estático, $k_0 = 0.62$
- coeficiente pasivo estático, $k_p = 2.2$
- coeficiente activo dinámico: 0.58
- coeficiente en reposo dinámico: 0.71
- coeficiente pasivo dinámico: 2.46
- coeficiente de fricción bajo la cimentación: 0.35 - 0.45



Luis Henry Toledo Miguel
ING. CIVIL
R.C.P. N° 228195

| DISTRIBUCION DE PRESION | FUERZA TOTAL |
|---|---|
| <p>a) Arenas</p> <p>$K_A = \text{tg}^2 (45 - \phi / 2)$</p> <p>Rankine Activo</p> <p>$0.65 K_A \gamma H$</p> <p>$K_A \gamma H$</p> | <p>$P_t = \text{Trapezoide}$</p> <p>$P_A = \text{Rankine}$</p> <p>$P_t = .65 K_A \gamma H^2$</p> <p>$P_A = .50 K_A \gamma H^2$</p> <p>$\frac{P_t}{P_A} = 1.30$</p> |
| <p>b) Arcillas Blandas a Medias ($N > 6$)</p> <p>Rankine Activo Equivalente</p> <p>$K_A = 1 - m \frac{4S_u}{\gamma H} = 1 - \frac{4}{N}$</p> <p>$m = 1.0$ excepto Cuando el corte tiene por debajo arcilla blanda NC profunda</p> <p>$1.0 K_A \gamma H$</p> | <p>$m = 1.0$</p> <p>$P_t = .875 \gamma H^2 (1 - \frac{4}{N})$</p> <p>$P_A = .50 \gamma H^2 (1 - \frac{4}{N})$</p> <p>$\frac{P_t}{P_A} = 1.75$</p> |
| <p>c) Arcillas Rígidas</p> <p>Para $N < 4$</p> <p>Para $4 < N < 6$, use el mayor de los diagramas b) y c)</p> <p>$0.2 \gamma H$</p> <p>$0.4 \gamma H$</p> | <p>$P_t = .15 \gamma H^2$ a $.30 \gamma H^2$</p> <p>$\frac{P_A}{N} = 4, P_A = 0$</p> <p>$N < 4, P_A < 0$</p> <p>NOTA : Rankine Activo Equivalente = 0</p> |

Figura N°1: Diagrama de presiones, según Terzaghi y Peck (1967).

Luis Henry Tapada Miguel
 ING. CIVIL
 R. CIP. N° 228195

2.8.6. Construcción de la calzada

Se hace una primera excavación por debajo del cimiento del vecino, con un ancho del orden de 1.00 m.

La altura de la excavación debe ser del orden de 6.00 m, aun cuando se podría hacer con menos altura. El espesor de la excavación será de 40 a 70 cm.

El concreto que se usa es un concreto pobre, ciclópeo, en proporción 1 de cemento por 10 de hormigón, con un añadido de piedra grande, tratando que su volumen no supere el 30% del volumen total de la mezcla.

2.8.7. Daño en inmueble vecino

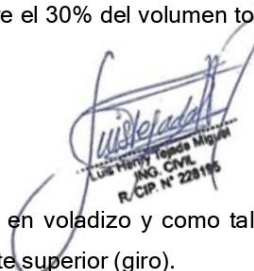
Las calzaduras son muros de contención en voladizo y como tales tienen desplazamientos laterales en la parte superior (giro).

Estos giros y deformaciones son las que activan el empuje (cuña de falla) y son los que originan una fisura o grieta de tracción en el piso del vecino, paralela a la calzada.

También es factible la ocurrencia de asentamientos verticales, produciendo en los muros del vecino se puedan producir fisuras diagonales, que indican que el extremo más cercano a la calzada se ha asentado.

Si la calzada está bien diseñada y si está bien construida, estas fisuras son mínimas y no representan daño estructural, debiendo ser reparadas por el contratista de la obra.

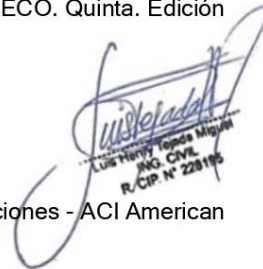
Los daños importantes o las fallas ocurridas han coincidido siempre con anchos o espesores de calzada insuficientes y/o con filtraciones de agua.



Luis Henry Tonda Miguel
ING. CIVIL
R. CIP. N° 225195

2.9. REFERENCIAS

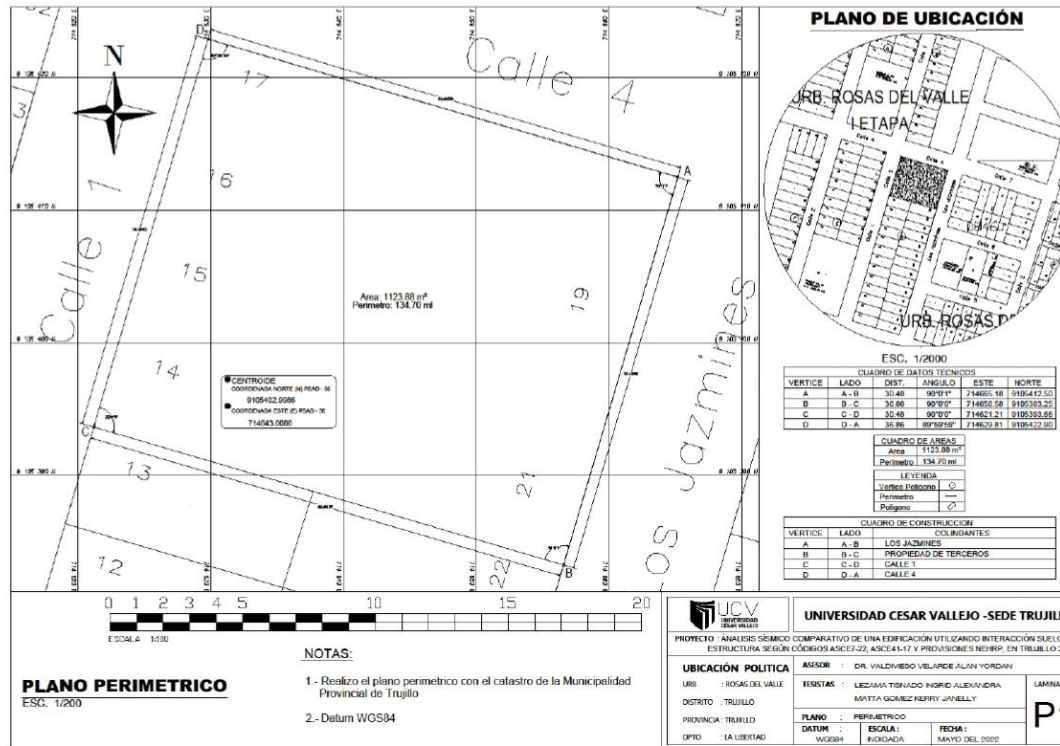
- Norma E - 050, Suelos y Cimentaciones.
- Norma E - 030, Diseño Sismorresistente.
- Alva Hurtado J. E., Meneses J. y Guzmán V. (1984), "Distribución de Máximas intensidades Sísmicas Observadas en el Perú", V Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Tacna, Perú.
- Juárez Badillo - Rico Rodríguez : Mecánica de Suelos, Tomos I,II.
- Karl Terzaghi / Ralph B. Peck : Mecánica de suelos en la Ingeniería Práctica.
Segunda Edición 1973.
- T. William Lambe / Robert V. Whitman. Primera Edición 1972.
- Roberto Michelena / Mecánica de Suelos Aplicada. Primera Edición 1991
- Reglamento Nacional de Construcciones - CAPECO. Quinta. Edición 1987.
- RNC Normas de Diseño Sismo Resistente.
- Cimentaciones de Concreto Armado en Edificaciones - ACI American Concrete Institute. Segunda Edición 1993.
- Geotecnia para Ingenieros, Principios Básicos. Alberto J. Martínez Vargas / CONCYTEC 1990.



Luis Henry Toledo Miguel
ING. CIVIL
R.C.P. N° 228195

3. ANEXOS

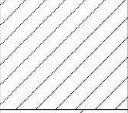


3.1. PLANO DE UBICACIÓN GEOGRÁFICA



Luis Henry Lopez Miguel
 INGENIERO CIVIL
 R.CIP. N° 228195

3.2. PERFIL ESTRATIGRÁFICO

SOLICITANTE: JARA ALTAMIRANO, Erick Jhonatan
 VIGO ARRESTEGUI, Katerin Tatiana
OBRA: EDIFICIO MULTIFAMILIAR
 "VILLAGREEN"
UBICACIÓN: JR. MARISCAL CÁCERES
CALICATA: C-1
PROFUNDIDAD: 6.00m
FECHA: MARZO 2022

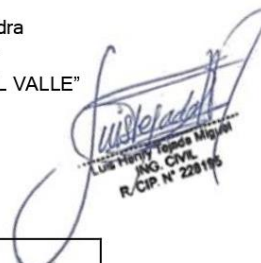
| PROP. (m) | CLASIFICACIÓN | | DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL | HUMEDAD NATURAL Y LÍMITES DE CONSISTENCIA | | |
|--------------|-------------------|---|--|--|-------|------|
| | SÍMBOLO (S.U.C.S) | | | VII (%) | L.L. | I.P. |
| 0.30 | | | MATERIAL DE RELLENO | | | |
| 0.80 | SM |  | ARENA LIMOSA | 12.86 | 25.94 | 6.27 |
| 1.30 | CL |  | ARCILLA DE BAJA O MEDIANA PLASTICIDAD | 15.72 | 30.46 | 8.27 |
| 2.00 | SP |  | ARENA POBREMENTE GRADUADA | 16.39 | N.P. | N.P. |


 Luis Henry Toledo Miguel
 ING. CIVIL
 R.C.P. N° 229195

3.3. ENSAYOS DE LABORATORIO

3.3.1. Contenido de Humedad

SOLICITANTE: LEZAMA TISNADO, Ingrid Alexandra
 MATTA GÓMEZ, Janelly Kerry
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR "ROSAS DEL VALLE"
UBICACIÓN: URB. ROSAS DEL VALLE
FECHA: MAYO 2022
CALICATA: C-1



Luis Henry Lopez Miguel
 ING. CIVIL
 R.C.P. N° 228195

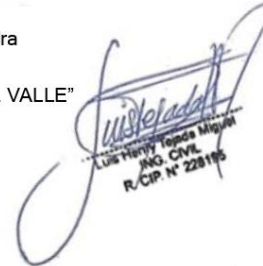
| | | |
|---------------------------------------|---------|-------|
| Calicata N° : | 1 | |
| Profundidad : | 0.50 m. | |
| Lata N° : | 1 | 2 |
| Peso de la muestra húmeda + lata (gr) | 55.68 | 49.58 |
| Peso de la muestra seca + lata (gr) | 50.16 | 46.70 |
| Peso del agua (gr) | 5.52 | 2.88 |
| Peso de la lata (gr) | 16.00 | 16.00 |
| Peso de la muestra seca (gr) | 34.16 | 30.70 |
| Contenido de humedad (%) | 16.16 | 9.38 |
| Contenido de humedad Promedio (%) | 12.77 | |

| | | |
|---------------------------------------|---------|-------|
| Calicata N° : | 1 | |
| Profundidad : | 1.25 m. | |
| Lata N° : | 3 | 4 |
| Peso de la muestra húmeda + lata (gr) | 60.00 | 55.40 |
| Peso de la muestra seca + lata (gr) | 53.46 | 50.19 |
| Peso del agua (gr) | 6.54 | 5.21 |
| Peso de la lata (gr) | 14.00 | 14.00 |
| Peso de la muestra seca (gr) | 39.46 | 36.19 |
| Contenido de humedad (%) | 16.57 | 14.40 |
| Contenido de humedad Promedio (%) | 15.48 | |

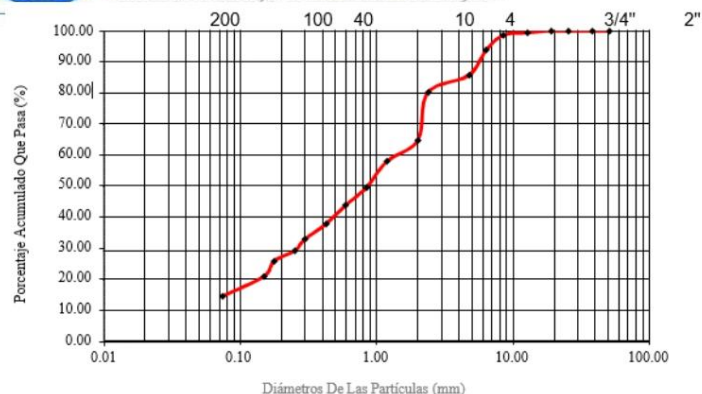
| | | |
|---------------------------------------|---------|-------|
| Calicata N° : | 1 | |
| Profundidad : | 2.00 m. | |
| Lata N° : | 5 | 6 |
| Peso de la muestra húmeda + lata (gr) | 52.48 | 62.16 |
| Peso de la muestra seca + lata (gr) | 46.25 | 55.73 |
| Peso del agua (gr) | 6.23 | 6.43 |
| Peso de la lata (gr) | 14.00 | 14.00 |
| Peso de la muestra seca (gr) | 32.25 | 41.73 |
| Contenido de humedad (%) | 19.32 | 15.41 |
| Contenido de humedad Promedio (%) | 17.36 | |

3.3.2. Análisis Granulométrico

SOLICITANTE: LEZAMA TISNADO, Ingrid Alexandra
 MATTA GÓMEZ, Janelly Kerry
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR "ROSAS DEL VALLE"
UBICACIÓN: URB. ROSAS DEL VALLE
FECHA: MAYO 2022
CALICATA: C-1 (desde 0.00m a 0.30m)



| TAMIZ Nº | ABERTURA mm | PESO RETENIDO | %PESO RETENIDO | PESO RET. ACUMULADO | %QUE PASA |
|--|----------------|------------------|-------------------|------------------------|--------------|
| 2" | 50.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 1 1/2" | 38.10 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 1" | 25.40 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 3/4" | 19.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 1/2" | 12.70 | 12.35 | 0.51 | 0.51 | 99.49 |
| 3/8" | 8.46 | 21.37 | 0.88 | 1.38 | 98.62 |
| 1/4" | 6.35 | 115.64 | 4.75 | 6.13 | 93.87 |
| Nº 4 | 4.76 | 198.54 | 8.15 | 14.28 | 85.72 |
| Nº 8 | 2.38 | 133.10 | 5.46 | 19.74 | 80.26 |
| Nº 10 | 2.00 | 377.00 | 15.47 | 35.21 | 64.79 |
| Nº 16 | 1.19 | 164.50 | 6.75 | 41.97 | 58.03 |
| Nº 20 | 0.84 | 206.30 | 8.47 | 50.43 | 49.57 |
| Nº 30 | 0.59 | 138.90 | 5.70 | 56.13 | 43.87 |
| Nº 40 | 0.425 | 146.32 | 6.01 | 62.14 | 37.86 |
| Nº 50 | 0.297 | 120.19 | 4.93 | 67.07 | 32.93 |
| Nº 60 | 0.250 | 90.61 | 3.72 | 70.79 | 29.21 |
| Nº 80 | 0.177 | 80.64 | 3.31 | 74.10 | 25.90 |
| Nº 100 | 0.149 | 121.00 | 4.97 | 79.07 | 20.93 |
| Nº 200 | 0.074 | 156.00 | 6.40 | 85.47 | 14.53 |
| Recipi ente | - | 354.00 | 14.53 | 100.00 | 0.00 |
| Sumat oria | | 2436.46 | 100.00 | | |
| D10 = 0.06 D30= 0.25 D60= 1.50 Cu > 6 1 < Cc < 3 | | | | | LL: 26.70 |
| Clasificación SUSC : SM (Arena Limosa) | | | | | LP: 20.40 |
| | | | | | IP: 6.30 |



SOLICITANTE: LEZAMA TISNADO, Ingrid Alexandra
 MATTA GÓMEZ, Janelly Kerry

PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR "ROSAS DEL VALLE"

UBICACIÓN: URB. ROSAS DEL VALLE

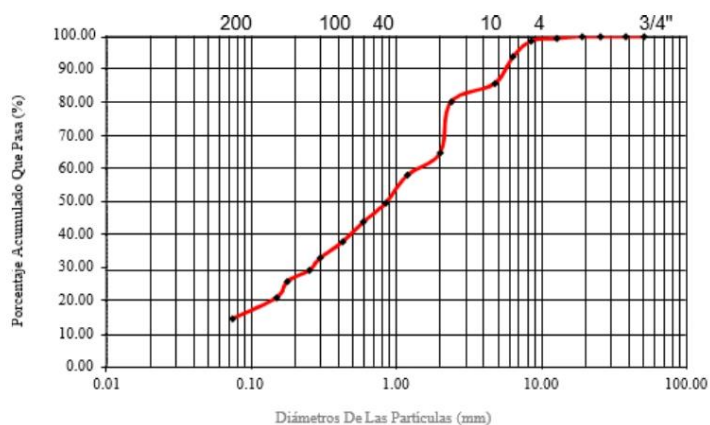
FECHA: MAYO 2022

CALICATA: C-1 (desde 0.30m a 0.80m)

Luis Hany Topara Miguel
 ING. CIVIL
 R.C.P. N° 228195

| TAMIZ Nº | ABERTURA mm | PESO RETENIDO | %PESO RETENIDO | PESO RET. ACUMULADO | %QUE PASA |
|-------------|----------------|------------------|-------------------|------------------------|--------------|
| 2" | 50.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 1 1/2" | 38.10 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 1" | 25.40 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 3/4" | 19.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 1/2" | 12.70 | 12.35 | 0.51 | 0.51 | 99.49 |
| 3/8" | 8.46 | 21.37 | 0.88 | 1.38 | 98.62 |
| 1/4" | 6.35 | 115.64 | 4.75 | 6.13 | 93.87 |
| Nº 4 | 4.76 | 198.54 | 8.15 | 14.28 | 85.72 |
| Nº 8 | 2.38 | 133.10 | 5.46 | 19.74 | 80.26 |
| Nº 10 | 2.00 | 377.00 | 15.47 | 35.21 | 64.79 |
| Nº 16 | 1.19 | 164.50 | 6.75 | 41.97 | 58.03 |
| Nº 20 | 0.84 | 206.30 | 8.47 | 50.43 | 49.57 |
| Nº 30 | 0.59 | 138.90 | 5.70 | 56.13 | 43.87 |
| Nº 40 | 0.425 | 146.32 | 6.01 | 62.14 | 37.86 |
| Nº 50 | 0.297 | 120.19 | 4.93 | 67.07 | 32.93 |
| Nº 60 | 0.250 | 90.61 | 3.72 | 70.79 | 29.21 |
| Nº 80 | 0.177 | 80.64 | 3.31 | 74.10 | 25.90 |
| Nº 100 | 0.149 | 121.00 | 4.97 | 79.07 | 20.93 |
| Nº 200 | 0.074 | 156.00 | 6.40 | 85.47 | 14.53 |

| | | | | |
|--|---------|--------|--------|-----------|
| Recipiente | 354.00 | 14.53 | 100.00 | 0.00 |
| Sumatoria | 2436.46 | 100.00 | | |
| D10 = 0.06 D30= 0.25 D60= 1.50 Cu > 6 1 < Cc < 3 | | | | LL: 26.70 |
| Clasificación SUSC : SM (Arena Limosa) | | | | LP: 20.40 |
| | | | | IP: 6.30 |



SOLICITANTE: LEZAMA TISNADO, Ingrid Alexandra
 MATTA GÓMEZ, Janelly Kerry

PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR "ROSAS DEL VALLE"

UBICACIÓN: URB. ROSAS DEL VALLE

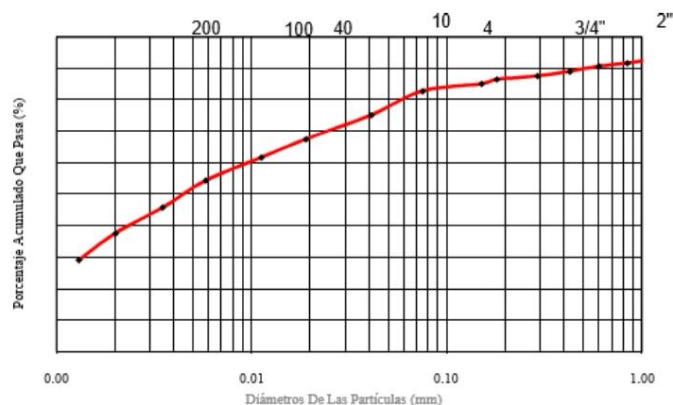
FECHA: MAYO 2022

CALICATA: C-1 (desde 0.80m a 1.30m)

[Firma manuscrita]
 Luis Henry Topala Miguel
 ING. CIVIL
 R. CIP. N° 228195

| TAMIZ Nº | ABERTURA mm | PESO RETENIDO | %PESO RETENIDO | PESO RET. ACUMULADO | %QUE PASA |
|----------|-------------|---------------|----------------|---------------------|-----------|
| 1/4" | 6.12 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| Nº 4 | 4.75 | 3.45 | 1.31 | 1.31 | 98.69 |
| Nº 8 | 2.38 | 7.82 | 2.98 | 4.29 | 95.71 |
| Nº 10 | 2.00 | 2.85 | 1.09 | 5.38 | 94.62 |
| Nº 16 | 1.19 | 4.10 | 1.56 | 6.94 | 93.06 |
| Nº 20 | 0.84 | 3.26 | 1.24 | 8.18 | 91.82 |
| Nº 30 | 0.60 | 2.75 | 1.05 | 9.23 | 90.77 |
| Nº 40 | 0.425 | 4.15 | 1.58 | 10.81 | 89.19 |
| Nº 50 | 0.29 | 3.95 | 1.50 | 12.32 | 87.68 |
| Nº 80 | 0.18 | 2.85 | 1.09 | 13.40 | 86.60 |
| Nº 100 | 0.15 | 3.75 | 1.43 | 14.83 | 85.17 |
| Nº 200 | 0.075 | 5.87 | 2.24 | 17.07 | 82.93 |

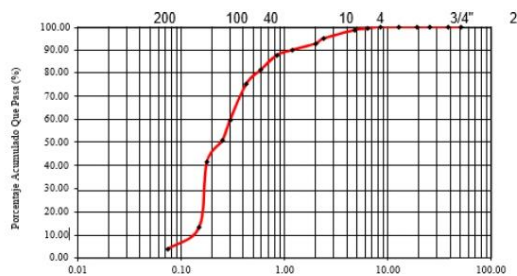
| | | | | | |
|--|--------|--------|-------|--------|-----------|
| Hidrómetro | 0.0409 | 20.19 | 7.69 | 24.76 | 75.24 |
| Hidrómetro | 0.0189 | 20.15 | 7.68 | 32.44 | 67.56 |
| Hidrómetro | 0.0112 | 15.24 | 5.81 | 38.24 | 61.76 |
| Hidrómetro | 0.0058 | 19.38 | 7.38 | 45.63 | 54.37 |
| Hidrómetro | 0.0035 | 22.46 | 8.56 | 54.19 | 45.81 |
| Hidrómetro | 0.0020 | 21.48 | 8.18 | 62.37 | 37.63 |
| Hidrómetro | 0.0013 | 22.47 | 8.56 | 70.93 | 29.07 |
| Recipiente | - | 76.30 | 29.07 | 100.00 | 0.00 |
| Sumatoria | | 262.47 | 98.69 | | |
| D10 = D30= D60= Cu > 6 1 < Cc < 3 | | | | | LL: 31.30 |
| Clasificación SUSC : CL (Arcilla de baja plasticidad) | | | | | LP: 22.80 |
| | | | | | IP: 8.50 |




 Luis Henry Topeda Miguel
 ING. CIVIL
 R.CIP. N° 22816

SOLICITANTE: LEZAMA TISNADO, Ingrid Alexandra
 MATTA GÓMEZ, Janelly Kerry
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR "ROSAS DEL VALLE"
UBICACIÓN: URB. ROSAS DEL VALLE
FECHA: MAYO 2022
CALICATA: C-1 (desde 1.30m a 2.00m)

| TAMIZ Nº | ABERTURA mm | PESO RETENIDO | %PESO RETENIDO | PESO RET. ACUMULADO | %QUE PASA |
|--|-------------|---------------|----------------|---------------------|----------------------------|
| 2" | 50.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 1 1/2" | 38.10 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 1" | 25.40 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 3/4" | 19.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 1/2" | 12.70 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 3/8" | 8.46 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 1/4" | 6.35 | 10.23 | 0.58 | 0.58 | 99.42 |
| Nº 4 | 4.76 | 12.48 | 0.71 | 1.28 | 98.72 |
| Nº 8 | 2.38 | 65.10 | 3.68 | 4.97 | 95.03 |
| Nº 10 | 2.00 | 38.00 | 2.15 | 7.11 | 92.89 |
| Nº 16 | 1.19 | 49.00 | 2.77 | 9.88 | 90.12 |
| Nº 20 | 0.84 | 41.25 | 2.33 | 12.22 | 87.78 |
| Nº 30 | 0.59 | 110.58 | 6.25 | 18.47 | 81.53 |
| Nº 40 | 0.425 | 109.41 | 6.19 | 24.66 | 75.34 |
| Nº 50 | 0.297 | 275.89 | 15.60 | 40.26 | 59.74 |
| Nº 60 | 0.250 | 155.69 | 8.80 | 49.06 | 50.94 |
| Nº 80 | 0.177 | 165.48 | 9.36 | 58.42 | 41.58 |
| Nº 100 | 0.149 | 501.47 | 28.36 | 86.77 | 13.23 |
| Nº 200 | 0.074 | 166.85 | 9.43 | 96.21 | 3.79 |
| Recipiente | - | 67.10 | 3.79 | 100.00 | 0.00 |
| Sumatoria | | 1768.53 | 100.00 | | |
| D10 = 0.14 D30= 0.19 D60= 0,32 Cu > 6 1 < Cc < 3 | | | | | LL: NP LP: NP IP: NP |
| Clasificación SUSC : SP (Arena Pobremente Graduada) | | | | | |
| | | | | | |



J. J. J.
 Luis Henry Tonda Miguel
 ING. CIVIL
 R. CIP. N° 228195

GRAVEDAD ESPECÍFICA (Gs)

SOLICITANTE: LEZAMA TISNADO, Ingrid Alexandra
 MATTA GÓMEZ, Janelly Kerry
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR "ROSAS DEL VALLE"
UBICACIÓN: URB. ROSAS DEL VALLE
FECHA: MAYO 2022
CALICATA: C-1 (desde 0.00m a 0.30m)

| DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD |
|---|---------|-------------|
| 1.-Peso de la fiola | grs. | 153.70 |
| 2.-Peso de la fiola + 500 cm3 de agua. | grs. | 648.85 |
| 3.-Peso de la fiola + 50cm3 de agua. | grs. | 291.15 |
| 4.-Peso de la fiola + 50cm3 de agua + Muestra Seca. | grs. | 493.68 |
| 5.-Peso de la Muestra Seca . | grs. | 202.53 |
| 6.-Peso de la fiola + Muestra + 500 cm3 de agua. | grs. | 775.84 |
| 7.-Peso Sumergido | grs. | 126.99 |
| 8.-Volumen. | cm3 | 75.54 |
| 9.-Peso especif. Particul. Fina | gr/cm3. | 2.68 |
| 10.-Peso especif. del agua | gr/cm3. | 1.00 |
| 11.-Gravedad específica sólidos | | 2.68 |



Luis Henry Topala Miguel
 ING. CIVIL
 R.C.P. N° 228185

SOLICITANTE: LEZAMA TISNADO, Ingrid Alexandra
 MATTA GÓMEZ, Janelly Kerry
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR "ROSAS DEL VALLE"
UBICACIÓN: URB. ROSAS DEL VALLE
FECHA: MAYO 2022
CALICATA: C-1 (desde 0.30m a 0.80m)

| DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD |
|---|---------|-------------|
| 1.-Peso de la fiola | grs. | 153.70 |
| 2.-Peso de la fiola + 500 cm3 de agua. | grs. | 648.56 |
| 3.-Peso de la fiola + 50cm3 de agua. | grs. | 291.00 |
| 4.-Peso de la fiola + 50cm3 de agua + Muestra Seca. | grs. | 494.56 |
| 5.-Peso de la Muestra Seca . | grs. | 203.56 |
| 6.-Peso de la fiola + Muestra + 500 cm3 de agua. | grs. | 776.05 |
| 7.-Peso Sumergido | grs. | 127.49 |
| 8.-Volumen | cm3 | 76.07 |
| 9.-Peso especif. Particul. Fina | gr/cm3. | 2.68 |
| 10.-Peso especif. del agua | gr/cm3. | 1.00 |
| 11.-Gravedad específica sólidos | | 2.68 |



Luis Hiram Topaca Miguel
 ING. CIVIL
 R.C.P. N° 228195

SOLICITANTE: LEZAMA TISNADO, Ingrid Alexandra
 MATTA GÓMEZ, Janelly Kerry
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR "ROSAS DEL VALLE"
UBICACIÓN: URB. ROSAS DEL VALLE
FECHA: MAYO 2022
CALICATA: C-1 (desde 0.80m a 1.30m)

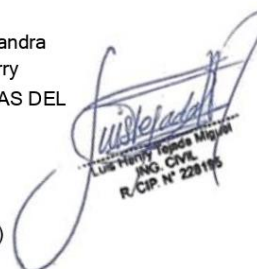
| DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD |
|---|---------|-------------|
| 1.-Peso de la fiola | grs. | 153.70 |
| 2.-Peso de la fiola + 500 cm3 de agua. | grs. | 648.85 |
| 3.-Peso de la fiola + 50cm3 de agua. | grs. | 292.00 |
| 4.-Peso de la fiola + 50cm3 de agua + Muestra Seca. | grs. | 493.57 |
| 5.-Peso de la Muestra Seca . | grs. | 201.57 |
| 6.-Peso de la fiola + Muestra + 500 cm3 de agua. | grs. | 775.63 |
| 7.-Peso Sumergido | grs. | 126.78 |
| 8.-Volumen | cm3 | 74.79 |
| 9.-Peso especif. Particul. Fina | gr/cm3. | 2.70 |
| 10.-Peso especif. del agua | gr/cm3. | 1.00 |
| 11.-Gravedad específica sólidos | | 2.70 |



Luis Henry Topada Miguel
 ING. CIVIL
 R.C.P. N° 228195

3.3.3. Ensayo de Sales Solubles

SOLICITANTE: LEZAMA TISNADO, Ingrid Alexandra
 MATTA GÓMEZ, Janelly Kerry
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR "ROSAS DEL VALLE"
UBICACIÓN: URB. ROSAS DEL VALLE
FECHA: MAYO 2022
CALICATA: C-1 (desde 1.30m a 2.00m)



Luis Henry Torres Miguel
 ING. CIVIL
 R.CIP. N° 228115

CONTENIDO DE SALES SOLUBLES TOTALES

| | | |
|---|---------|--------|
| Calicata N° : | 1 | |
| Profundidad: | 0.50 m. | |
| Lata N° : | 1 | 2 |
| Peso del recipiente vacío (gr) | 116.90 | 116.90 |
| Peso recip.+ Peso agua destilada + sales (gr) | 179.44 | 177.68 |
| Peso del recipiente + sales (gr) | 117.63 | 117.49 |
| Peso de la sal (gr) | 0.73 | 0.59 |
| Contenido de Sales (%) | 1.17 | 0.97 |
| Contenido Promedio de Sales (%) | 1.07 | |

| | | |
|---|---------|--------|
| Calicata N° : | 1 | |
| Profundidad : | 1.25 m. | |
| Lata N° : | 3 | 4 |
| Peso del recipiente vacío (gr) | 116.90 | 116.90 |
| Peso recip.+ Peso agua destilada + sales (gr) | 178.11 | 176.11 |
| Peso del recipiente + sales (gr) | 117.52 | 117.54 |
| Peso de la sal (gr) | 0.62 | 0.64 |
| Contenido de Sales (%) | 1.01 | 1.08 |
| Contenido Promedio de Sales (%) | 1.05 | |

| | | |
|---|---------|--------|
| Calicata N° : | 1 | |
| Profundidad: | 2.00 m. | |
| Lata N° : | 5 | 6 |
| Peso del recipiente vacío (gr) | 116.90 | 116.90 |
| Peso recip.+ Peso agua destilada + sales (gr) | 177.21 | 176.11 |
| Peso del recipiente + sales (gr) | 117.60 | 117.57 |
| Peso de la sal (gr) | 0.70 | 0.67 |
| Contenido de Sales (%) | 1.16 | 1.13 |
| Contenido Promedio de Sales (%) | 1.15 | |

3.4. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

NÚMERO DE GOLPES

SPT - 1

Luis Henry Torres Miguel
 ING. CIVIL
 R.C.P. N° 228195

| Cotas (m.) | N1 | N2 | N3 | N Final | Clasificación SUCS |
|--------------|----|----|----|---------|--------------------|
| 0.0 - 0.45 | 0 | 0 | 0 | 0 | SM |
| 0.45 - 0.90 | 2 | 4 | 3 | 7 | SM |
| 0.90 - 1.35 | 3 | 5 | 4 | 9 | CL |
| 1.35 - 1.80 | 5 | 6 | 5 | 11 | CL |
| 1.80 - 2.25 | 7 | 8 | 8 | 16 | CL - SP |
| 2.25 - 2.70 | 9 | 10 | 9 | 19 | SP |
| 2.70 - 3.15 | 9 | 11 | 10 | 21 | SP |
| 3.15 - 3.60 | 10 | 12 | 11 | 23 | SP |
| 3.60 - 4.05 | 9 | 11 | 12 | 23 | SP |
| 4.05 - 4.50 | 11 | 13 | 12 | 25 | SP |
| 4.50 - 4.95 | 13 | 16 | 14 | 30 | SP |
| 4.95 - 5.40 | 15 | 17 | 18 | 35 | SP |
| 5.40 - 5.85 | 19 | 18 | 18 | 36 | SP |
| 5.85 - 6.30 | 20 | 21 | 18 | 39 | SP |
| 6.30 - 6.75 | 21 | 20 | 23 | 43 | SP |
| 6.75 - 7.20 | 24 | 22 | 25 | 47 | SP |
| 7.20 - 7.65 | 24 | 26 | 25 | 51 | SP |
| 7.65 - 8.10 | 23 | 24 | 28 | 52 | SP |
| 8.10 - 8.55 | 25 | 28 | 26 | 54 | SP |
| 8.55 - 9.00 | 26 | 25 | 29 | 54 | SP |
| 9.00 - 9.45 | 25 | 27 | 30 | 57 | SP |
| 9.45 - 10.00 | 31 | 29 | 32 | 61 | SP |

PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR(SPT) (ANEXO)

SOLICITANTE:

LEZAMA TISNADO, Ingrid Alexandra
 MATA GÓMEZ, Janelly Kerry

PROYECTO:

EDIFICIO MULTIFAMILIAR "ROSAS DEL VALLE"

UBICACIÓN:

URB. ROSAS DEL VALLE

FECHA:

MAYO 2022

CALICATA:

C-1

COTA:

2.750 msnm.

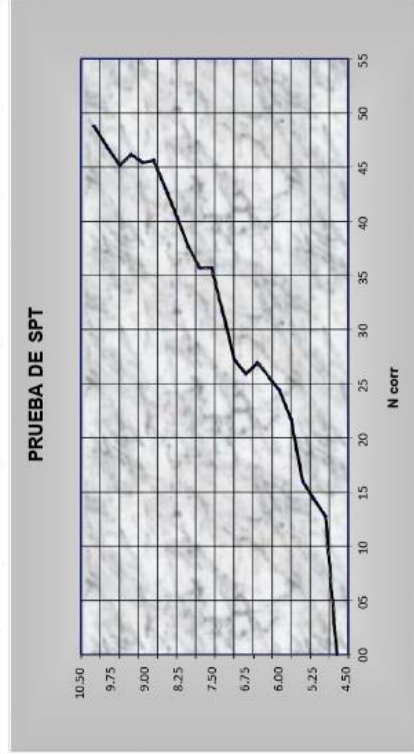
NAF:

2.00m.


 LEZAMA TISNADO, Ingrid Alexandra
 MATA GÓMEZ, Janelly Kerry
 R.C.P. N° 22818

| No | Prof (mts) | Dens.Unt. (ton/m3) | Nca mp | Ncorr Napa | Esf. Efect. (ton/m2) | Correc. Esf. Efect. | Ncorr. | Vs (m/s) | SUCS | Cota |
|----|------------|--------------------|--------|------------|----------------------|---------------------|--------|----------|---------|-------|
| 1 | 0.45 | 1.92 | 00 | 00 | 0.00 | 1.00 | 00 | 194 | SM | 16.55 |
| 2 | 0.90 | 1.92 | 07 | 07 | 0.86 | 1.82 | 13 | 203 | SM | 16.10 |
| 3 | 1.35 | 1.92 | 09 | 09 | 1.73 | 1.59 | 14 | 208 | CL | 15.65 |
| 4 | 1.80 | 1.92 | 11 | 11 | 2.59 | 1.45 | 16 | 209 | CL | 15.20 |
| 5 | 2.25 | 1.92 | 16 | 16 | 3.46 | 1.36 | 22 | 210 | CL - SP | 14.75 |
| 6 | 2.70 | 1.92 | 19 | 19 | 4.32 | 1.28 | 24 | 216 | SP | 14.30 |
| 7 | 3.15 | 1.92 | 21 | 21 | 5.18 | 1.22 | 26 | 223 | SP | 13.85 |
| 8 | 3.60 | 1.92 | 23 | 23 | 6.05 | 1.17 | 27 | 229 | SP | 13.40 |
| 9 | 4.05 | 1.92 | 23 | 23 | 6.91 | 1.13 | 26 | 237 | SP | 12.95 |
| 10 | 4.50 | 1.92 | 25 | 25 | 7.78 | 1.09 | 27 | 243 | SP | 12.50 |

| | | | | | | | | | | |
|----|-------|------|----|----|-------|------|----|-----|----|-------|
| 11 | 4.95 | 1.92 | 30 | 30 | 8.64 | 1.05 | 32 | 252 | SP | 12.05 |
| 12 | 5.40 | 1.92 | 35 | 35 | 9.50 | 1.02 | 36 | 259 | SP | 11.60 |
| 13 | 5.85 | 1.92 | 36 | 36 | 10.37 | 0.99 | 36 | 267 | SP | 11.15 |
| 14 | 6.30 | 1.92 | 39 | 39 | 11.23 | 0.96 | 38 | 277 | SP | 10.70 |
| 15 | 6.75 | 1.92 | 43 | 43 | 12.10 | 0.94 | 40 | 284 | SP | 10.25 |
| 16 | 7.20 | 1.92 | 47 | 47 | 12.96 | 0.92 | 43 | 290 | SP | 9.80 |
| 17 | 7.65 | 1.92 | 51 | 51 | 13.82 | 0.89 | 46 | 299 | SP | 9.35 |
| 18 | 8.10 | 1.92 | 52 | 52 | 14.69 | 0.87 | 45 | 304 | SP | 8.90 |
| 19 | 8.55 | 1.92 | 54 | 54 | 15.55 | 0.85 | 46 | 308 | SP | 8.45 |
| 20 | 9.00 | 1.92 | 54 | 54 | 16.42 | 0.84 | 45 | 314 | SP | 8.00 |
| 21 | 9.45 | 1.92 | 57 | 57 | 17.28 | 0.82 | 47 | 323 | SP | 7.55 |
| 22 | 10.00 | 1.92 | 61 | 61 | 18.34 | 0.80 | 49 | 333 | SP | 7.00 |




 Lic. Javier J. J. J.
 N.º CIP N.º 228116