



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Análisis de Interacción Suelo Estructura para el Diseño Sísmico
Estructural del edificio de 10 pisos – 2 sótanos, Ate – Lima 2021.

*TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
Ingeniero Civil*

AUTORES:

Tenorio Buleje Juan Carlos (ORCID: 0000-0001-7380-338X)
Trujillo Casavilca Alex Sandro (ORCID: 0000-0002-3293-4815)

ASESOR:

Mg Luis Humberto Díaz Huiza (ORCID: 0000-0003-1841-9507)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN

Diseño Sísmico y Estructural

Lima – Perú

2021

Dedicatoria

El presente trabajo de investigación lo dedico sobre todo a Dios, a quien le pido sabiduría para poder tomar las mejores decisiones, así mismo a mi hija, esposa y mi familia que es mi principal motivo de superación y mi fortaleza para no desistir.

Juan Carlos

A Dios por iluminar mi camino y darme fortaleza en los momentos más críticos de mi vida y formación profesional. Así mismo a mi querida madre Marta, por su amor y apoyo desmedido en la búsqueda de mi bienestar.

Alex Sandro

Agradecimiento

Por la culminación de mi tesis agradezco al Mg. Luis Humberto Díaz Huiza, que con sus conocimientos a través de su prestigiosa carrera aportaron a que mi investigación haya Culminado, también agradecer a la universidad que me abrió las puertas y pude ampliar mis conocimientos y pasión por mi carrera.

Índice de contenidos

Dedicatoria.....	ii
Agradecimiento.....	iii
Índice de contenidos.....	iv
Índice de tablas.....	v
Índice de figuras.....	vii
Resumen.....	x
Abstract.....	xi
I. INTRODUCCIÓN.....	9
II.MARCO TEÓRICO.....	14
III.METODOLOGÍA.....	47
3.1. Tipo y Diseño de Investigación.....	47
3.2. Variables y Operacionalización.....	48
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	50
3.5. Procedimientos.....	51
3.6. Método de análisis de datos.....	52
3.7. Aspectos éticos.....	52
IV. RESULTADOS.....	53
V. DISCUSIÓN.....	119
VI. CONCLUSIONES.....	121
VII. RECOMENDACIONES.....	122
REFERENCIAS.....	123
ANEXOS.....	129

Índice de tablas

Tabla 1. Cargas Vivas.	43
Tabla 2. Clasificación de suelos (SUCS) para suelos Granulares.	46
Tabla 3. Clasificación de suelos (SUCS), para suelos Finos.	46
Tabla 4. Denominación según la clasificación SUCS.	54
Tabla 5. Densidad máxima, mínima y gravedad específica	54
Tabla 6. Capacidad Admisible	54
Tabla 7. Parámetros Dinámicos de MASW.	56
Tabla 7. Peso de losa aligerada.	61
Tabla 10. Cortante basal estática total.	71
Tabla 11. Porcentaje de participación modal.	71
Tabla 12. Porcentaje de participación modal.	71
Tabla 13. Periodos y Frecuencias.	73
Tabla 14. Porcentaje de participación modal.	74
Tabla 15. Escalamiento de Sismo Dinámico.	75
Tabla 16. Derivas de entrepiso X-X.	76
Tabla 17. Derivas de entrepiso Y-Y.	77
Tabla 18. Esfuerzos internos máximos en la estructura.	78
Tabla 19. Desplazamientos máximos en la estructura.	79
Tabla 20. Conversión de PGA a Ss y S1.	82
Tabla 21. Coeficiente de sitio de periodo corto, Fa.	83
Tabla 22. Coeficiente de sitio de periodo largo, Fv.	83
Tabla 23. Relación de velocidad de onda de corte efectiva (VS/VSO).	85
Tabla 24. Relación de amortiguamiento histéretico del suelo (β_s).	87

Tabla 25. Relación de módulo de corte efectivo (G/G_0).....	88
Tabla 26. Determinar el factor de amortiguamiento viscoso asociado a la ISE.	91
Tabla 27. Espectro de pseudo aceleraciones afectado por ISE.	92
Tabla 28. Rigideces Dinámica por Nodo.....	94
Tabla 31. Comparación de esfuerzos cortantes en base flexible respecto a la base rígida.....	99
Tabla 32. Comparación de momentos flectores en base flexible respecto a la base rígida.....	101
Tabla 33. Comparación de desplazamiento máximos laterales en la dirección X.	103
Tabla 34. Comparación de desplazamiento máximos laterales en la dirección Y.	104
Tabla 35. Rigideces estáticas y factor de corrección por empotramiento.	105
Tabla 36. Modificador de rigidez superficial y Rigideces Dinámicas embebidas.	106
Tabla 37. Amortiguamiento por radiación de ondas	107
Tabla 38. Coeficiente de amortiguamiento.....	108
Tabla 39. Coeficiente de rigidez y amortiguamiento en los sótanos.	108
Tabla 42. Comparación de esfuerzos cortantes en base flexible respecto a la base regida.....	113
Tabla 43. Comparación de momentos flectores en base flexible respecto a la base rígida.....	115
Tabla 44. Comparación de desplazamiento máximos laterales en la dirección x	117
Tabla 45. Comparación de desplazamiento máximos laterales en la dirección Y.	118

Índice de figuras

Figura 1. Mapa de zonificación sísmica.....	10
Figura 2. Estructura del edificio.	18
Figura 3. Placas tectónicas	19
Figura 4. Ondas P y S.	20
Figura 5. Ondas Love y Rayleigh	21
Figura 6. Acelerógrafos de movimiento fuerte: (a) SMA-1	22
Figura 8. (a) Oscilador amortiguado viscoso. (b) Diagrama de cuerpo libre	23
Figura 9. Respuesta de vibración libre no amortiguada.....	25
Figura 10. Vibración libre de sistemas subamortiguado, críticamente amortiguado y sobreamortiguado.	26
Figura 11. (a) Oscilador no amortiguado armónicamente excitado, (b) Diagrama de cuerpo libre	27
Figura 12. (a) Oscilador amortiguado armónicamente excitado, (b) Diagrama de cuerpo libre	28
Figura 13. Espectros de respuesta de aceleración elástica para un movimiento fuerte dado.....	29
Figura 14. (a) Aceleración del terreno; (b) respuesta de deformación de tres sistemas de 1GDL con $\zeta = 2\%$ y $T_n = 0.5, 1$ y 2 segundos; (c) espectro de respuesta de deformación para $\zeta = 2\%$	30
Figura 15. (a) espectro de respuesta de deformación; (b) espectro de respuesta de pseudo-velocidad; (c) espectro de respuesta de pseudo-aceleración	31
Figura 16. Exploración se subsuelo.....	32
Figura 17. Comportamiento histórico del suelo.....	33
Figura 18. Ilustración esquemática de los métodos analíticos de ISE.	34
Figura 19. Relación rigidez suelo estructura.....	35
Figura 20. Modelo de resorte desacoplado	36

Figura 21. Rigiezes estáticas y factor de corrección por empotramiento	38
Figura 22. Modificación de Rigidez dinámica y Amortiguamiento por radiación ...	38
Figura 23. Amortiguamiento por Radiación de Ondas para cimentaciones embebidas	39
Figura 24. Localización: Latitud sur 12°12'52.67", longitud oeste 76°47'53.25", (punto rojo).....	57
Figura 25. Corte en planta de la Edificación	58
Figura 26. Corte transversal y elevación	59
Figura 27. Características de Losa Aligerada	61
Figura 28. Empuje lateral del suelo.	63
Figura 29. Parámetros sísmicos	65
Figura 30. Patrones de Carga	68
Figura 31. Masas sísmicas definidas en Etabs V19.....	69
Figura 32. Modo 1, T=0.5484s, Modo 2 T=0.4833s	69
Figura 33. Modo 3, T=0.3489s	70
Figura 34. Definición de Modos de Vibración.	72
Figura 35. Diagrama de derivas X-X.	76
Figura 36. Diagrama de derivas Y-Y.	77
Figura 37. Diagrama de esfuerzos cortantes Y-Y.....	78
Figura 38. Diagrama de momentos flectores Y-Y.....	79
Figura 39. Diagrama de momentos flectores Y-Y.....	80
Figura 40. Asignación de Rigideces en la base de la cimentación.....	94
Figura 41. Periodos de vibración de base rígida y base flexible.	95
Figura 44. Diagrama de comparación entre esfuerzos cortantes base rígida y flexible en X.	100
Figura 45. Diagrama de comparación entre esfuerzos cortantes base rígida y flexible en Y.	100

Figura 46. Diagrama de comparación entre momentos flectores base rígida y flexible en X.	102
Figura 47. Diagrama de comparación entre Momentos flectores base rígida y flexible en Y.	102
Figura 48. Diagrama de comparación entre los desplazamientos en base rígida y flexible en X.	103
Figura 49. Diagrama de comparación entre los desplazamientos en base rígida y flexible en Y.	104
Figura 50. Asignación de rigideces y coeficiente de amortiguamiento.	109
Figura 51. Periodos de vibración de base rígida y base flexible.	110
Figura 52. Diagrama de comparación de drift entre base rígida y flexible en X.	112
Figura 53. Diagrama de comparación de drift entre base rígida y flexible en Y.	112
Figura 54. Diagrama de comparación entre esfuerzos cortantes base rígida y flexible en X.	114
Figura 53. Diagrama de comparación entre esfuerzos cortantes base rígida y flexible en Y.	114
Figura 54. Diagrama de comparación entre momentos flectores base rígida y flexible en X.	116
Figura 55. Diagrama de comparación entre momento flectores base rígida y flexible en Y.	116
Figura 56. Diagrama de comparación entre los desplazamientos en base rígida y flexible en X.	117
Figura 57. Diagrama de comparación entre los desplazamientos en base rígida y flexible en Y.	118

Resumen

Este proyecto de investigación tiene como objetivo principal Analizar la influencia de los efectos de Interacción Suelo - Estructura en el Diseño Sísmico Estructural del edificio de 10 pisos-2 sótanos en Ate, Lima 2021, primero se asumió un análisis estructural con la base infinitamente rígida y alineado a la norma E030-2018, para luego compara los resultados obtenidos por la respuesta estructural con los modelos de interacción suelo- estructura del ASCE/SEI 7-16 y NIST-GCR 12-917-21, los cuales incorporan la base flexible en el análisis, el edificio tiene una configuración estructural de muros estructurales y el modelado fue realizado con el software Etabs 2019.

Los resultados proporcionados por el análisis entre ambos modelos evidencian que hubo una reducción en de esfuerzos internos en la estructura, así mismo un incremento en el periodo de vibración y desplazamientos generados por los efectos de interacción suelo - estructura a comparación del análisis con base rígida.

Palabras Clave: Respuesta sísmica, Amortiguamiento del Suelo, Interacción suelo - estructura.

Abstract

The main objective of this research project is to analyze the influence of the effects of Soil - Structure Interaction on the Structural Seismic Design of the 10-story-2 basement building in Ate, Lima 2021, first a structural analysis was assumed with the infinitely rigid base and aligned to the E030-2018 standard, and then compares the results obtained by the structural response with the soil-structure interaction models of ASCE / SEI 7-16 and NIST-GCR 12-917-21, which incorporate the flexible base in In the analysis, the building has a structural configuration of structural walls and the modeling was carried out with the Etabs 2019 software.

The results provided by the analysis between both models show that there was a reduction in internal forces in the structure, as well as an increase in the period of vibration and displacements generated by the effects of soil-structure interaction compared to the analysis with a rigid base.

Keywords: Seismic response, Soil buffering, Soil - structure interaction.

I. INTRODUCCIÓN

1.1 Realidad Problemática

El Perú es uno de los países que conforman el cinturón de fuego del pacífico en el cual se desarrolla el 80% de los sismos en todo el mundo. La alta magnitud sísmica es generada por el impacto entre las placas sudamericana y nazca que sufren un proceso de convergencia por subducción. Según el mapa sísmico del Perú el Distrito de Ate contaría con un alto índice de peligrosidad sísmica debido a que se encuentra en la zona 3 y 4 (Figura 1), en donde se observa mayor actividad sísmica. El boom de la construcción se ha ido incrementando en las zonas con más alto índice sísmico debido al crecimiento de la población en el país, la creciente necesidad de una vivienda ha ocasionado la construcción de edificios cada vez más altos, así como también la necesidad de dotar de estacionamientos a dichos edificios por lo que se provee la necesidad de diseñar sótanos. En la región de Lima, Distrito de Ate muchas de la edificación carecen de supervisión y dirección técnica profesional por el factor económico, esto hace que los pobladores opten por la autoconstrucción, esto generaría que las edificaciones estén más propensas al colapso ya sea porque no se realizó un diseño adecuado o porque no se tomó en cuenta el estudio geotécnico del suelo el cual es un parámetro fundamental a la hora de diseñar y construir una edificación. (López, Coronel, y Rojas 2016)

La respuesta estructural de un edificio ante un fenómeno sísmico es afectada por la interacción entre el suelo, la cimentación y la estructura, los análisis normativos convencionales simulan una base infinitamente rígida, debido a que se modelan con apoyos en la base de la estructura, en algunos casos este tipo de modelamiento no se acerca a la realidad y por ende los esfuerzos internos y desplazamientos generados no serían los adecuados al momento de realizar un diseño. Por otra parte, la interacción suelo – estructura parte de un modelo teórico, que evidencia el comportamiento real de la estructura antes cargas cíclicas, por lo que es necesario considerar las propiedades elásticas del suelo y no considerarlo como parámetro normativo, sino como un elemento que formara parte de la estructura. (Saucedo, 2016)

Así mismo las propiedades dinámicas del suelo son esenciales al momento de evaluar la respuesta estructural de una edificación, esto se debe a que evidencian el comportamiento real de la estructura sometida ante cargas cíclicas. Los cambios generados en las masas del suelo debido presencia de cargas pueden ser: cambios en el volumen, pérdida de resistencia, resonancia en los suelos y dinámica. De la misma forma el módulo de corte del suelo es un factor representativo en el cálculo de esfuerzos y deformaciones debido a que está relacionado al módulo de elasticidad y el módulo de poisson, por lo que se tendría que considerar en el análisis estructural. (Quinde y Reinoso, 2016).

El propósito de esta investigación es el Análisis de Interacción Suelo Estructura para el Diseño Sísmico Estructural del edificio de 10 pisos y 2 sótanos en Ate, Lima 2021, para esto aplicaremos modelos de análisis considerando las propiedades elásticas del suelo, como los modelos americanos que nos brinda el NIST GCR 12-917-21 y ASCE 7-16 , primero se realizara un análisis sísmico considerando una suelo empotrado y segundo se añadirá al análisis los principios de interacción ,además se tendrá en cuenta los criterios de diseño sísmico que nos brinda la norma E.030 de Diseño Sismorresistente para el desarrollo de nuestra hipótesis y obtener resultados más cercanos a nuestra realidad evidenciando que el modelo integrado será capaz de ir de acuerdo al reglamento actual reduciendo los daños humanos y materiales a futuro.



Figura 1. Mapa de zonificación sísmica.

Formulación del Problema

Problema General

¿Cómo influye el Análisis de La Interacción Suelo Estructura, en el Diseño Sísmico Estructural de un edificio de 10 pisos y 2 sótanos en Ate, Lima 2021?

Problemas Específicos.

¿Cómo influye La Interacción Suelo Estructura en los Esfuerzos Internos del edificio de 10 pisos-2 sótanos en Ate, Lima 2021?

¿De qué manera la Interacción Suelo Estructura afectaría en el Periodo de Vibración del edificio de 10 pisos y 2 sótanos en Ate, Lima 2021?

¿De qué manera el Análisis de la Interacción Suelo Estructura influiría en los Desplazamientos Laterales del edificio de 10 pisos y 2 sótanos en Ate, Lima 2021?

Justificación del Estudio

Este proyecto de investigación es importante ya que en ocasiones los edificios y viviendas multifamiliares tienden a sufrir daños severos por fallas en el diseño al considerar el suelo infinitamente rígido y sin tomar en cuenta las propiedades elásticas del suelo. Por lo que en este proyecto de investigación evidenciamos los el efecto de interacción suelo estructura, considerando las propiedades elásticas del suelo, esto ayudaría a optimizar el diseño y a que la edificación tenga una respuesta sísmica mucho más real y adecuada, procurando también cumplir con los requisitos mínimos de la norma peruana.

Justificación Teórica:

La teoría del método convencional para realizar un Análisis Sísmico consiste en considerar una base empotrada infinitamente rígida, sin embargo, ese método no siempre es el más adecuado para todo Análisis Sísmico. Con el método de Interacción suelo - estructura consideramos una base flexible, partiendo de la rigidez y el amortiguamiento del suelo con la finalidad una respuesta en la estructura más cercana a realidad, tomando como criterio los lineamientos el reglamento nacional de edificación y apoyándonos con los softwares Etabs v19, para un correcto modelamiento.

Justificación Social

Con este proyecto de investigación queremos conseguir que no ocurra derrumbes ni daños severos en las edificaciones por malos diseños, para así salvaguardar las vidas humanas y que tengan una larga durabilidad en el tiempo sus viviendas. Así como también que este proyecto de investigación sirva como referencia para elaborar proyectos de edificación con los datos geotécnicos en distrito de Ate.

Justificación Económica

Al consultar con varios ingenieros estructurales de cuánto cuesta una análisis sísmico convencional nos dijeron que esta entre 3000 a 6000 soles depende del área a diseñar por lo cual ese precio es muy caro para la población de ate, por lo cual con nuestro proyecto de investigación queremos dejar una base de dato más confiable y exacta del suelo para los pobladores que viven cerca a nuestra muestra de estudio para así generar un ahorro en el estudio de suelo ,para esto dejaremos los resultados obtenidos de nuestros ensayo en la municipalidad de Huaycán y a la asociación de virgen de chapi.

Formulación de objetivos

Objetivo General

Analizar la influencia de La Interacción Suelo Estructura en el Diseño Sísmico Estructural del edificio de 10 pisos-2 sótanos en Ate, Lima 2021.

Objetivos Específicos

Determinar La Interacción Suelo Estructura y su influencia en los Esfuerzos Internos del edificio de 10 pisos y 2 sótanos en Ate, Lima 2021.

Determinar La Interacción Suelo Estructura y su influencia en el Periodo de Vibración del edificio de 10 pisos y 2 sótanos en Ate, Lima 2021.

Analizar La Interacción Suelo Estructura y su influencia en el Desplazamiento Lateral del edificio de 10 pisos y 2 sótanos en Ate, Lima 2021.

Formulación de Hipótesis

Hipótesis General

El Análisis de la Interacción Suelo Estructura influye significativamente en el Diseño Sísmico/Estructural del edificio de 10 pisos-2 sótanos en Ate, Lima 2021

Hipótesis Específicas

La Interacción Suelo Estructura genera Esfuerzos Internos inferiores con respecto al análisis con base fija del edificio de 10 pisos y 2 sótanos en Ate, Lima 2021.

La Interacción Suelo Estructura produce un periodo de Vibración superior respecto al análisis con base fija del edificio de 10 pisos y 2 sótanos en Ate, Lima 2021.

La Interacción Suelo Estructura genera un Desplazamiento Lateral mayor respecto al análisis con base fija del edificio de 10 pisos y 2 sótanos en Ate, Lima 2021.

II.MARCO TEÓRICO

2.1 Trabajos Previos

Antecedentes Internacionales

Zúñiga (2017) en la tesis titulada “Revisión de la respuesta sísmica con o sin efectos de interacción suelo – estructura de un edificio a base de concreto reforzado para el almacenamiento de archivos” que tuvo como objetivo analizar un diseño a base de muros de concreto con la finalidad de entender su respuesta sísmica al considerar los efectos de interacción suelo-estructura, aplicando la metodología experimental, Para esto se analizó el resultado de dos modelos matemáticos con la ayuda de un programa de análisis estructural. El primero tuvo la base empotrada, y el otro, resortes y amortiguadores que representan la característica del suelo subyacente. Se compararán la respuesta de ambos modelos: desplazamientos laterales, fuerzas cortantes y los periodos fundamentales de vibrar de la estructura para obtener como conclusión se determinó que la interacción suelo estructura puede disminuir los costos económicos en el diseño de concreto reforzado puesto que los elementos de diseño tienden a disminuir cuando se toma en cuenta las propiedades elásticas del suelo, en la investigación realizada se los gastos disminuyeron en un 30%, sin embargo los beneficios pudieron ser mayores si se tratan edificios con mayor flexibilidad, por otra parte se evidencia los edificios de 10 a 12 niveles aumentaron su periodo fundamental de vibración de 1.0 a 2.0 segundos es por eso que es crucial incluir la ISE en edificios relativamente altos pero rígidos.

Bonilla (2019) en la tesis titulada “Análisis sismo resistente mediante la interacción sísmica suelo-estructura de un bloque de aulas en la facultad de ciencias económicas”. Tuvo como objetivo Realizar el análisis sismo resistente considerando los efectos de interacción sísmica suelo-estructura de un bloque de aulas en la Facultad de Ciencias Económicas mediante métodos experimentales, considerando la aplicación de ensayo SPT, para determinar datos más confiables para la interacción de la estructura del suelo en base de la edificación. Así como también se consideró un modelamiento adecuado de manera que se pueda comprender la deformación del suelo bajo la acción de la rigidez de la estructura.

Por lo tanto, fue analizada utilizando el paquete de software de cálculo ETABS, ya que nos proporcionará el modelado de la edificación, obteniendo resultados confiables y verificación a través de las correspondientes inspecciones de resistencia, derivas de entrepiso e inspección de nodos. Se concluyó que, en el caso del análisis empotrado en la base, no cumplió con la normativa ecuatoriana NEC- 15 que es del 85% estático, así mismo se evidenció una variación en el primer modo de vibración de 12% debido a la flexibilidad de la superestructura. En el caso del empotrado es de 1.068 y para el caso de la ISE es de 1.219.

Christie (2017) En su tesis titulada "Estudio del fenómeno de interacción dinámica suelo – estructura y su influencia en la demanda sísmica estructural". Esta tesis tuvo como objetivo demostrar que el modelamiento considerando la interacción dinámica suelo - estructura resultaría beneficioso al evaluarse sobre la demanda sísmica de una edificación. Para el desarrollo de la investigación, se emplearon 2 tipos de modelos estructurales, el primero es el método de "2 pasos" y el segundo es el método EF-ISE. Para hacer una comparación entre los distintos métodos se utilizarán 5 estratos de suelos de distintas zonas del país (Viña del Mar, Santiago y Concepción), considerando una edificación con 3 alturas diferentes (5,10 y 15 pisos), sometidas a 8 registros de aceleraciones de roca basal correspondientes al sismo del 27 de febrero de 2010. Para los modelamientos se utilizarán los Software PLAXIS 2D y ETABS 2015. El primero para el análisis de elementos finitos del estrato de suelo mediante el modelo Hardening Soil Small y el ISE bajo una condición sísmica. El segundo, para analizar la estructura con base empotrada, la cual fue sometida al registro de aceleraciones amplificado obtenido en la superficie del estrato. En conclusión, no se aprecia una tendencia clara, que valide cuál de los dos métodos generan mayores desplazamientos de los 120 casos analizados, 57 logran en comportamiento que buscaba el método "2 pasos" y el resto logran el comportamiento del método EF- ISE, por lo que no necesariamente al disminuir la onda sísmica en los modelos EF- ISE, generan una menor demanda sísmica, ya que menos del 50% de todos los casos lo cumple.

Antecedentes Nacionales

Oblitas (2018) En su tesis titulada: “Análisis del comportamiento sísmico de un edificio con muros estructurales aplicando la interacción suelo-estructura, condominio los Girasoles, Comas, Lima”, su objetivo fue determinar cómo influye la ISE en respuesta sísmica de un edificio con sistema de muros estructurales. Para esta investigación el autor realizó un análisis de fuerzas laterales equivalente y análisis modal espectral, los cuales se manifiestan en la norma nacional y se modelan con empotramiento en la base y compara sus respuestas como modelos internacionales de interacción suelo – estructuras como modelo de Barkan, Norma Rusa, Sargsian y Shariya. Los resultados obtenidos en el siguiente experimento fueron un incremento en el periodo de vibración que varía de 27.75% a 73.29%, además también se presentaron incrementos en los desplazamientos que varían de 12.64% a 39.62% con respecto a la base empotrada, por otro lado, esfuerzos internos aumentaron en un 8.12% para la mayoría de métodos mientras que para algunos otros una reducción del 21.47% respecto a la base empotrada. Se concluye que el modelo de norma rusa presenta resultados más coherentes y muy secos a los demás métodos, no obstante, el método de Shariya presenta desplazamientos y esfuerzos internos excesivos por lo que no es adecuado.

Muriel (2018) En su tesis titulada “Análisis y Diseño estructural con Interacción Sísmica Suelo – Estructura para una edificación multifamiliar en Jayllihuaya - Puno”, La investigación tuvo como objetivo considerar un amortiguamiento del 6%” y la interacción suelo- estructura en el análisis y diseño estructural con la finalidad de estudiar su comportamiento en un edificio multifamiliar, modelado en el software Etabs. El edificio en estudio consta de muros de albañilería confinada de 13 a 23 cm de espesor, muros de concreto estructural de 15 cm de espesor, vigas de acoplamiento y confinamiento de muro de 30 cm de peralte. Además, también cuenta con losas bidireccionales de 15 cm de espesor y losas macizas de concreto armado. El tipo de suelo es arcilloso y la capacidad de portante de la cimentación levantada a una profundidad de 1,50 metros es de 0,49 kg / cm². Los resultados obtenidos fueron en los desplazamiento debido al sismo en X e Y con Interacción Suelo Estructura con el modelo Barkan – Savinov con amortiguamiento de 6 % en X en el primer nivel de altura entre piso 3.55 m ,d absoluto

1.56 mm, d relativo 1.56 mm, deriva de entrepiso 0.044 % y en el último nivel que es el quinto piso h de entrepiso 2.55, d absoluto 5.41 , d relativo 0.73 mm , deriva de entrepiso 0.029 % .En Y en el primer nivel de h entrepiso 3.55 m ,d absoluto 2.79 mm, d relativo 2.79 mm, deriva de entrepiso 0.079 % y en el último nivel que es el quinto piso h de entrepiso 2.55, d absoluto 14.24 , d relativo 2.91 mm , deriva de entrepiso 0.114 %. Las consideraciones estructurales provienen de las normas E.020 (carga), E.030 (diseño sismo resistente), E0.50 (suelo y cimentación) y E.060 (concreto armado) y la norma E.070 se utilizan para el diseño estructural de albañilería confinada. (Mampostería). Se concluyo que los efectos de interacción estructura generaron un aumento en los desplazamientos de 37.78% en X y 23.80% en Y respectivamente, mientras que los esfuerzos internos se redujeron en 7% y 14%, por otra parte, el incremento de amortiguamiento incremento los desplazamientos en el orden de 1.2% y 0.6% respectivamente.

Quintana (2019) En su tesis de título “Análisis de la Interacción Suelo – Estructura y su influencia en el Diseño Estructural/Sísmico para una edificación de 6 pisos – Jauja – 2018”. Tuvo como objetivo determinar la influencia de la interacción suelo-estructura en el diseño sísmico estructural de un edificio, usando la metodología de diseño no experimental, tipo aplicada y nivel explicativo y descriptivo, teniendo como resultado que las fuerzas cortantes considerando el método interacción suelo-estructura afectan positivamente al diseño de la estructura en las direcciones de X e Y del edificio. Se estudio Desplazamientos, esfuerzos cortantes y momentos flectores. Los resultados que se obtuvieron fueron que las fuerzas cortantes en comparación entre el modelo dinámico de Barckan – Savanov y el método tradicional disminuye en un 82.20 % en el eje X y en un 56.03 % en el eje Y, con el otro modelo de Sargisan las fuerzas cortantes se aminoran en 74.27 % en el eje X y hasta un 37.49 en el eje Y. Por otra parte, se determinó que los desplazamientos laterales en el modelo de Barckan – Savanov se disminuyeron en 97% y 98% en la dirección X y Y respectivamente, así mismo para el modelo de Sargisan en 98% y 99% en la dirección X y Y respectivamente, por lo tanto se concluyó que la Interacción Suelo Estructura influye de manera considerable en el diseño sísmico del edificio.

Marco conceptual

Estructura

Se le llama estructura al armazón que le brinda forma a un diseño, lo sujeta, asegura al suelo y genera una transmisión de cargas dentro de esta misma. La estructura hace que el edificio sea resistente al movimiento sísmico, y sus elementos estructurales están diseñados para soportar los esfuerzos y las deformaciones de una estructura específica. Al diseñar elementos estructurales, debemos considerar la deformación permisible y esfuerzos admisibles como parámetros indispensables ya que no brindarían un margen de seguridad ante cargas externas. (Villareal, 2015), (véase la figura 2).

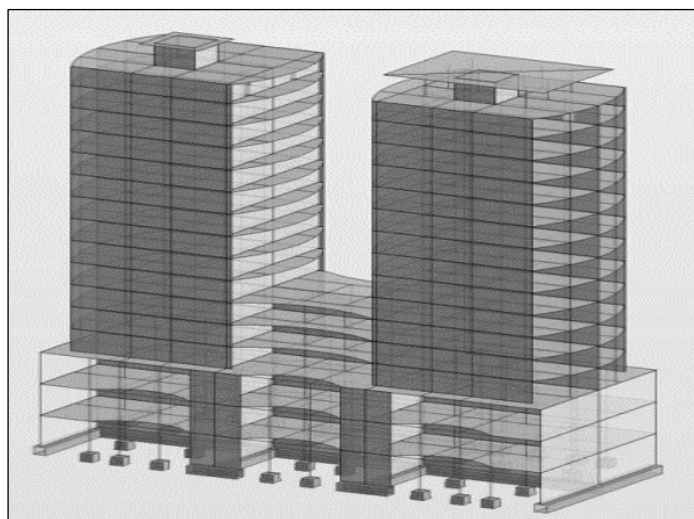


Figura 1. Estructura del edificio.

Tipos de sistemas estructurales

Existen diversos tipos de sistemas estructurales, Según el Reglamento nacional de Edificaciones norma de diseño sismo resistente E.030. Todos de elementos de concreto armado que conformen un sistema estructural sismo resistente deben cumplir las disposiciones especiales para el diseño sísmico estipulado en la norma de concreto armado E.060, a continuación, se nombrará los cuatro sistemas estructurales (RNE, 2018a).

- Sistema A porticado
- Sistema de Muros estructurales

- Sistema Dual
- Sistema de muros de ductilidad limitada (EMDL)

Sismo

Es la vibración hecha por la tierra, la que libera su vitalidad y produce un escalofrío con algunos niveles de crueldad su origen recae en el interior de la tierra y se manifiestan o propagan en forma de ondas. Existen dos tipos de sismos y estos se suelen diferenciar de la siguiente manera, si el sísmico es de alta potencia se considera terremoto, en caso de que sea de poca potencia se considera temblor, sin embargo, en ciertos lugares de América se suele llamar maremoto o tsunami para representar los movimientos sísmicos que generan vibraciones en el fondo del mar y desplazan hacia la superficie una gran masa de agua. (Delgado, 2011).

Dinámica de Placas

Para entender la dinámica de placas es importante conocer el sistema litosfera- atmosfera, la litosfera incluye la corteza y parte del manto superior que tiene propiedades rígidas y frías, por otra parte, la astenosfera tiene una capa más delgada y calida con propiedades viscosas correspondiente a ondas sísmicas con velocidades bajas. El movimiento horizontal de la litosfera se debe a la viscosidad de la astenosfera y una serie de alteraciones como corrientes convectivas en el manto. Las placas más importantes son la del pacífico, las Américas y otras placas menores son Nasca, Cocos, Filipinas entre otros. (Udías y Buforn, 2018)

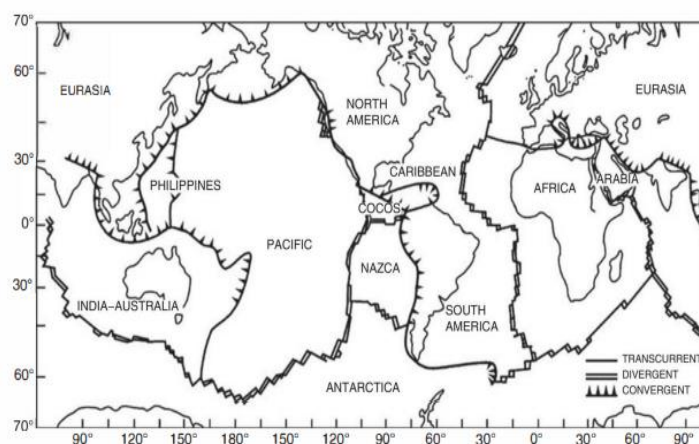


Figura 2. Placas tectónicas

Ondas Sísmicas

Las vibraciones cuasi elásticas del planeta son el resultado de la excitación y propagación de ondas elásticas (sísmicas) en el interior. Las ondas sísmicas inducen movimientos del suelo que los sismógrafos registran y conservan para el análisis científico. En mucho de los movimientos generados por las ondas pueden conllevar a la falla o ruptura de las placas tectónicas. Al punto de falla se le conoce como hipocentro y su proyección a la superficie como epicentro. Las ondas se clasifican como ondas de cuerpo y ondas de superficie. (Christie, 2017).

Ondas de Cuerpo

Las ondas P son ondas a compresión que involucran perturbaciones volumétricas, y directamente análogas a las ondas sonoras en fluidos) y ondas S (ondas de corte con solo deformación de corte y sin cambio de volumen, por lo tanto, no pueden propagarse en los fluidos). Las ondas P (primarias) viajan más rápido que las ondas S (secundarias) y, por lo tanto, son el primer movimiento (precedido solo por perturbaciones gravitacionales de muy pequeña amplitud) que se detecta desde cualquier fuente en un sólido elástico. Estos tipos de perturbaciones se denominan ondas corporales, porque pueden atravesar el interior del medio, es decir, el cuerpo de la Tierra. (Ammón, et al, 2021), (véase la figura 5).

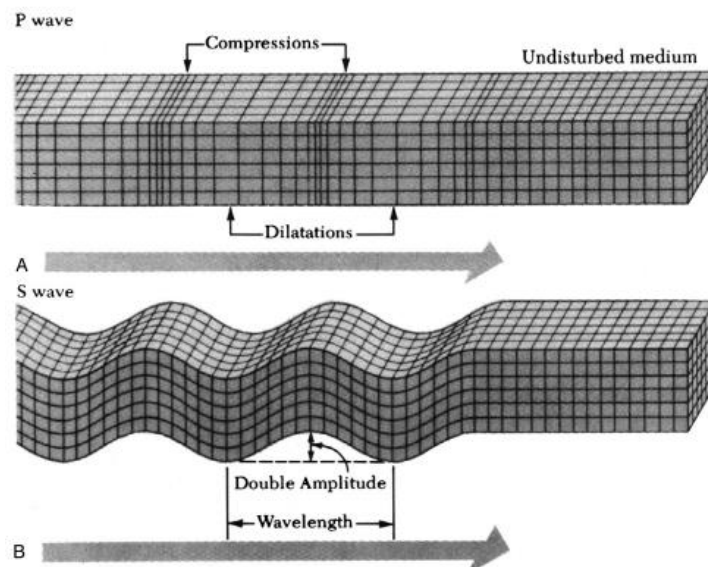


Figura 4. Ondas P y S.

Ondas de Superficie

Las ondas de Rayleigh y Love se denominan colectivamente ondas de superficie y resultan de la interacción de las ondas P y S con un límite en el que desaparecen los esfuerzos cortantes (una condición de límite). Las ondas de amor provocan un movimiento horizontal del suelo transversal a la dirección de propagación; Las ondas de Rayleigh provocan un movimiento elíptico retrógrado en el plano vertical que contiene la fuente y la posición de observación. Las ondas corporales y superficiales están influenciadas por ambas y cambios abruptos en las propiedades materiales de la Tierra con la profundidad. (Ammón, et al, 2021), (véase la figura 6).

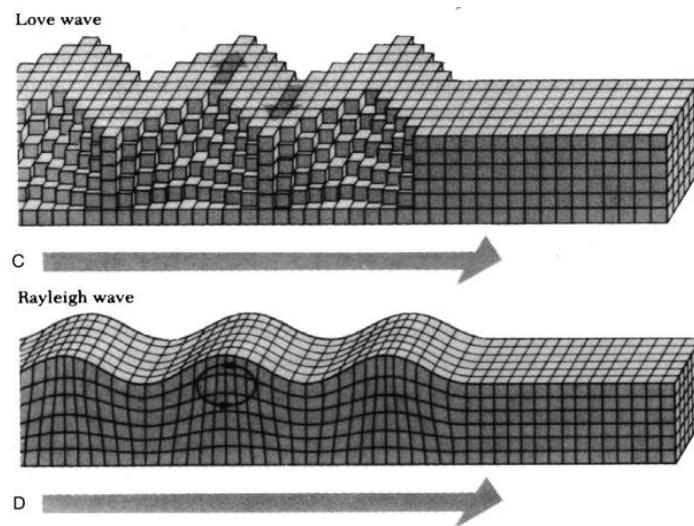


Figura 5. Ondas Love y Rayleigh

Excitación sísmica

La forma más útil de definir el movimiento del ante un evento sísmico es atreves de sus aceleraciones en el tiempo $\ddot{x}_g(t)$ y el instrumento básico para realizar esa medición es el acelerógrafo que se activa con la presencia de ondas sísmicas, este instrumento consta en su forma más simple de un sistema de un grado de libertad de masa, resorte y amortiguador. Por lo tanto, el elemento traductor se caracteriza por su frecuencia y su factor de amortiguación viscosa esto le permite al instrumento que realice un registro, los cuales se representan mediante acelerogramas (Chopra, 2017).

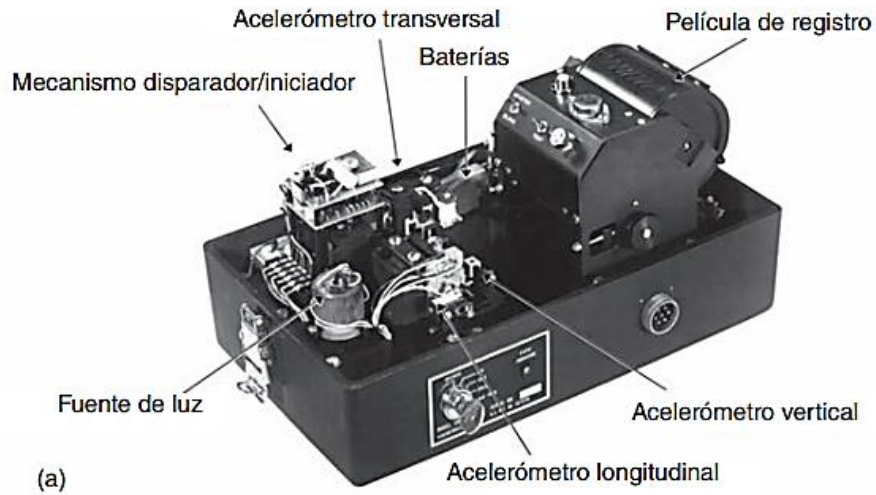


Figura 6. Acelerógrafos de movimiento fuerte: (a) SMA-1

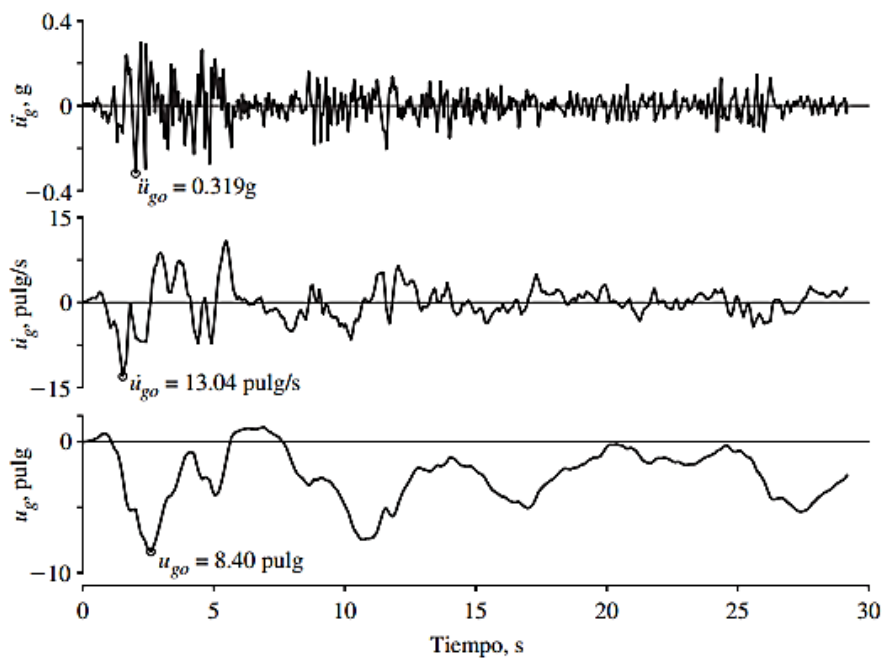


Figura 7. Componente norte-sur de la aceleración horizontal del terreno registrada en la subestación del distrito de riego del Valle Imperial, en El Centro, California, durante el sismo del Valle Imperial el 18 de mayo de 1940.

Dinámica estructural

El análisis dinámico de las estructuras se utiliza para evaluar el comportamiento de los sistemas sometidos a vibraciones. Dichos sistemas en ingeniería civil son generalmente estructuras complejas que se pueden simplificar e idealizar como modelos discretos. El objetivo principal de la dinámica de las estructuras es determinar los niveles de estrés y tensión causados por vibraciones que emplean los métodos extendidos de análisis estático. Una ventaja inmediata de usar modelos discretos es que las ecuaciones del sistema se conviertan en ecuaciones diferenciales ordinarias. Cada miembro estructural del modelo contribuye a la disipación inercial (masa), elástica (rigidez) y la disipación de energía (amortiguación viscosa) de la estructura. Cada uno de estos términos se separa entre sí, y la suma de todos ellos proporciona información sobre la respuesta dinámica de la estructura (Cimellaro y Marasco, 2018)

Ecuación del movimiento

La siguiente ecuación nace de un sistema estructural de un oscilador simple con amortiguamiento viscoso (véase la figura 7a). La fuerza externa $F(t)$, que provoca un desplazamiento $x(t)$. Usando la notación de puntos para representar la diferenciación con respecto al tiempo t , la velocidad es \dot{x} y la aceleración es \ddot{x} . donde m es la masa y k es la constante de rigidez respectivamente y c es el coeficiente de amortiguamiento viscoso (Williams, 2016).

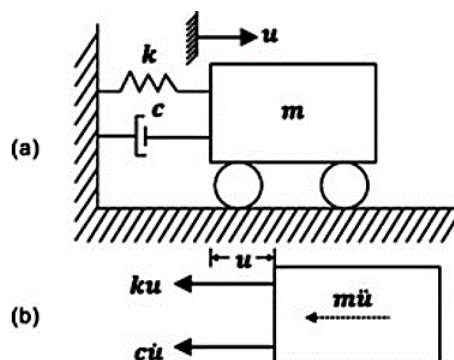


Figura 8. (a) Oscilador amortiguado viscoso. (b) Diagrama de cuerpo libre

Por lo tanto, como se muestra en el diagrama de cuerpo libre en la (figura 7b) aplicando la ley de Newton fuerza = masa x aceleración.

$$F(t) - kx - c\dot{x} = m\ddot{x}$$

Que se puede reorganizar de la siguiente manera:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = F(t)$$

Se conoce como la ecuación de movimiento del sistema y describe cómo el movimiento de la masa y sus derivadas están relacionados con la carga aplicada. Para un sistema lineal, los coeficientes m , c y k son constantes, de modo que es una ecuación diferencial ordinaria (EDO) lineal de segundo orden.

Respuesta Dinámica de un sistema de un grado de libertad

Un sistema de un solo grado de libertad (SDOF) es aquel cuya deformación se puede definir completamente mediante un solo desplazamiento. Obviamente, la mayoría de las estructuras reales tienen muchos grados de libertad, pero un número sorprendentemente grande puede modelarse aproximadamente como sistemas SDOF. Más importante aún, es posible introducir la mayoría de los conceptos importantes de análisis dinámico y comportamiento por referencia a sistemas SDOF, antes de pasar a estructuras más complejas (Williams, 2016).

Vibración libre de un sistema no amortiguado

Se considera un caso teórico de un sistema simple de masa-resorte sin considerar el amortiguamiento ni fuerza externa. La ecuación de movimiento para este caso se obtiene poniendo tanto c y $F(t)$ igual a cero, dando:

$$m\ddot{x} + kx = 0$$

La solución general se puede expresar en una variedad de formas matemáticas, utilizando las funciones exponenciales compleja o seno y coseno. Una forma relativamente simple es Asumiendo que en el instante del tiempo igual a $t=0$, la velocidad y el desplazamiento son $\dot{x}(0)$ y $x(0)$ respectivamente, resulta en:

$$x(t) = x(0)\cos\omega_n t + \frac{\dot{x}(0)}{\omega_n}\sin\omega_n t$$

Donde:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

ω_n : Frecuencia circular natural de vibración

k : Rigidez lateral del pórtico

m : Masa concentrada del pórtico

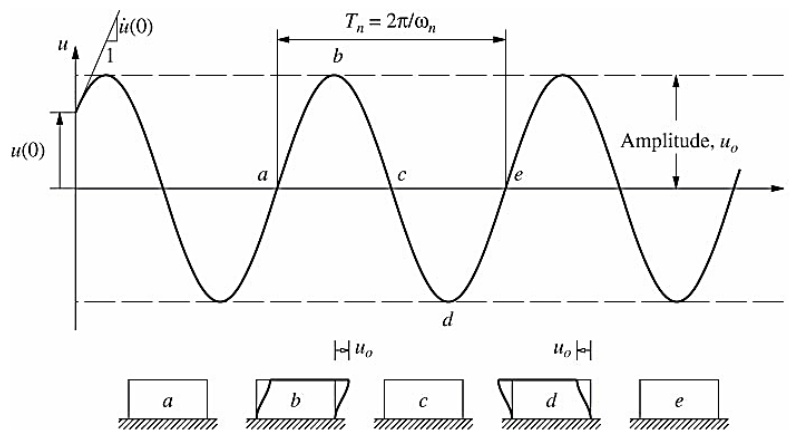


Figura 9. Respuesta de vibración libre no amortiguada

Donde es necesario la unidad de tiempo para que el sistema en vibración libre no amortiguada complete su ciclo será:

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$$

T_n : periodo de vibración de la estructura

Se puede deducir de igual manera el número de ciclos generados en un segundo, con la siguiente ecuación:

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi}$$

f_n : frecuencia de vibración de la estructura

El desplazamiento máximo x_0 , es denominado amplitud de movimiento y es representado por la siguiente ecuación:

$$u_0 = \sqrt{[(x(0))]^2 + \left[\frac{\dot{x}(0)}{\omega_n}\right]^2}$$

Vibración libre de un sistema amortiguado

Considere el supuesto de un sistema de un grado de libertad que oscila bajo la influencia de un amortiguamiento viscoso. La ecuación del movimiento puede obtenerse igualando a 0 la suma de las fuerzas en el diagrama de cuerpo libre. Consiguiendo la siguiente ecuación:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0$$

Si adicionamos un nuevo factor denominado fracción de amortiguamiento crítico ζ , cuyo valor varía entre 0 a 1, cuando asume 1 se convierte en una constante de amortiguamiento crítica (c_{cr}), donde el valor de c tomaría el mínimo valor que impide por completo el movimiento oscilatorio.

$$c = \zeta c_{cr}$$

Basado en el valor asumido de la fracción crítica de amortiguamiento, ocurrirían cualquiera de los siguientes movimientos vibratorios:

- Movimiento vibratorio sobre amortiguado $\zeta > 1$.
- Movimiento vibratorio críticamente amortiguado $\zeta = 1$.
- Movimiento vibratorio sub amortiguado $\zeta < 1$.

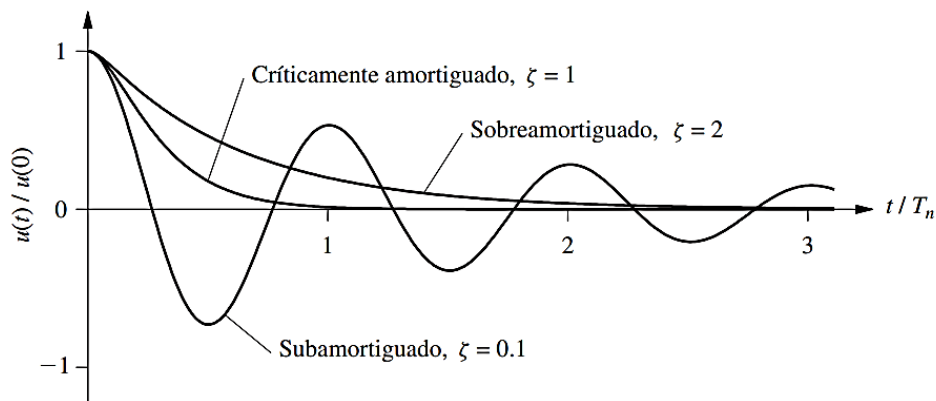


Figura 10. Vibración libre de sistemas subamortiguado, críticamente amortiguado y sobreamortiguado.

Respuesta de un sistema de grado de libertad ante una carga armónica

Consiste en estudiar el movimiento de estructuras idealizadas como sistemas de un solo grado de libertad excitados armónicamente, es decir, estructuras sometidas a fuerzas o desplazamientos cuyas magnitudes pueden estar representadas por una función seno o coseno del tiempo. Este tipo de excitación resulta en uno de los movimientos más importantes en el estudio de las vibraciones mecánicas, así como en aplicaciones a la dinámica estructural.

Excitación armónica en un sistema no amortiguado

Se supone que la fuerza impresa $F(t)$ que actúa sobre el oscilador simple de la (figura 9a) es armónica e igual a $F_0 \sin \omega t$ donde F_0 es la amplitud máxima y ω es la frecuencia de la fuerza en radianes por segundo. La ecuación diferencial obtenida sumando todas las fuerzas en el diagrama de cuerpo libre, (véase la figura 9b)

$$m\ddot{x} + kx = F_0 \sin \omega t$$

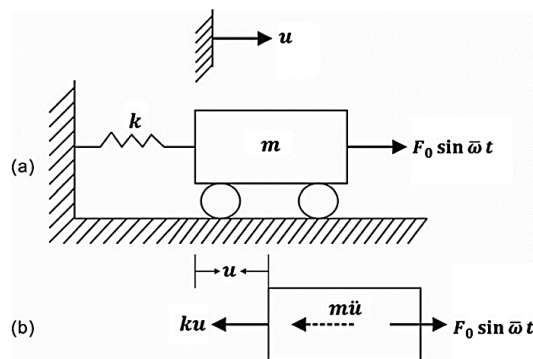


Figura 11. (a) Oscilador no amortiguado armónicamente excitado, (b) Diagrama de cuerpo libre. Considerando que en el instante del tiempo $t=0$, la velocidad y desplazamiento son $x(0)$ y $\dot{x}(0)$ respectivamente la solución de la ecuación resulta la siguiente:

$$u(t) = u(0)\cos\omega_n t + \left[\frac{\dot{u}(0)}{\omega_n} - \frac{F_0}{k} \frac{\frac{\omega}{\omega_n}}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)} \right] \sin\omega_n t + \frac{F_0}{k} \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)\right]} \sin\omega t$$

Excitación armónica en un sistema amortiguado

Consiste en un sistema de un grado de libertad que vibra bajo la influencia de una amortiguación viscosa (figura 12a), la ecuación diferencial de movimiento se obtiene igualando a cero la suma de fuerzas en el diagrama de cuerpo libre de la (véase la figura 12b)

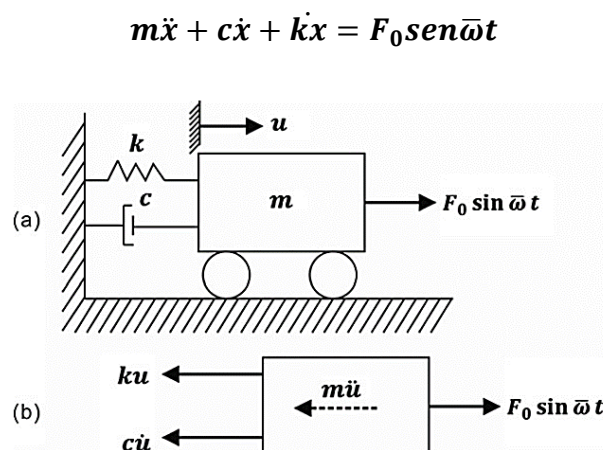


Figura 12. (a) Oscilador amortiguado armónicamente excitado, (b) Diagrama de cuerpo libre
La solución de la ecuación diferencia es:

$$x(t) = e^{-\zeta\omega_n t} (A \cos \omega_n t + B \sin \omega_n t) + C \sin \omega t + D \cos \omega t$$

Donde los valores de A, B, C y D son:

$$A = x(0)$$

$$B = \frac{x(0) + \zeta\omega_n u(0)}{\omega_D}$$

$$C = \frac{F_0}{k} \frac{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right]^2 + \left[2\zeta\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)\right]^2}$$

$$D = \frac{F_0}{k} \frac{-2\zeta\frac{\omega}{\omega_n}}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right]^2 + \left[2\zeta\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)\right]^2}$$

Concepto de espectro de respuesta

El tiempo de respuesta de una estructura para un terreno es difícil de determinar. La predicción de la acción sísmica máxima en la estructura se obtiene con procedimientos de cálculo más simples que dan la respuesta estructural más desfavorable. Para aplicar estos conceptos a cualquier estructura se aplica la metodología de espectros de respuesta, en la que se calcula la relación entre la respuesta máxima de la estructura (en términos de aceleraciones, velocidades y desplazamientos) y su período fundamental para un movimiento fuerte dado (Cimellaro y Marasco, 2017).

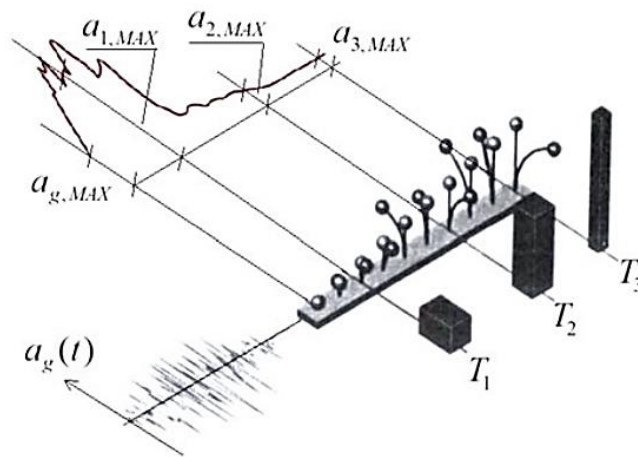


Figura 13. Espectros de respuesta de aceleración elástica para un movimiento fuerte dado.

Para obtener las respuestas como aceleración o desplazamientos se somete a un conjunto de sistemas de un grado de libertad ante un registro sísmico, por ende, es la representación gráfica de todos los periodos de vibración en relaciones a las respuestas máximas (desplazamientos (x_0), velocidades (\dot{x}_0) y aceleraciones (\ddot{x}_0)) para cada sistema de un grado de libertad con una fracción de amortiguamiento definida.

$$u_0(T_n, \zeta) \equiv \max_t [u(t, T_n, \zeta)]$$

$$u_0(T_n, \zeta) \equiv \max_t [u(t, T_n, \zeta)]$$

$$u_0(T_n, \zeta) \equiv \max_t [u(t, T_n,$$

Espectro de respuesta de deformación

El valor máximo de deformación $D \equiv u_0$ se determina a partir de la historia de deformación, esto generalmente sucede durante el terremoto, no obstante, esto puede cambiar para los sistemas amortiguados con periodos largos ya que la puesta máxima puede ocurrir después del temblor, es decir en la fase de vibración libre (Chopra, 2017).

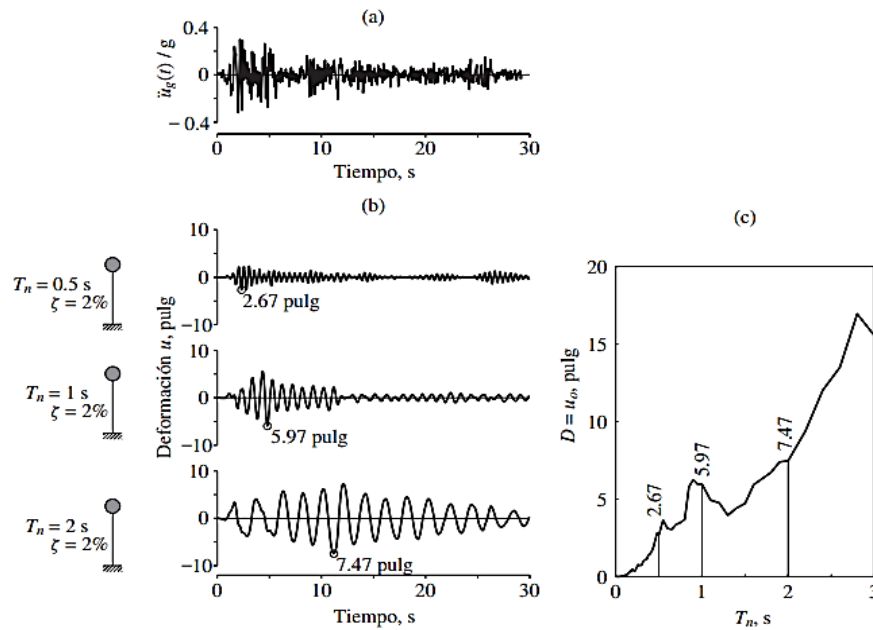


Figura 14. (a) Aceleración del terreno; (b) respuesta de deformación de tres sistemas de 1GDL con $\zeta = 2\%$ y $T_n = 0.5, 1$ y 2 segundos; (c) espectro de respuesta de deformación para $\zeta = 2\%$.

Luego de obtener las deformaciones máximas se puede derivar pseudo-aceleraciones y pseudo-velocidades a través de artificios matemáticos, las cuales resultarían las siguientes:

$$V = \omega_n D = \frac{2\pi}{T_n} D$$

$$A = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D$$

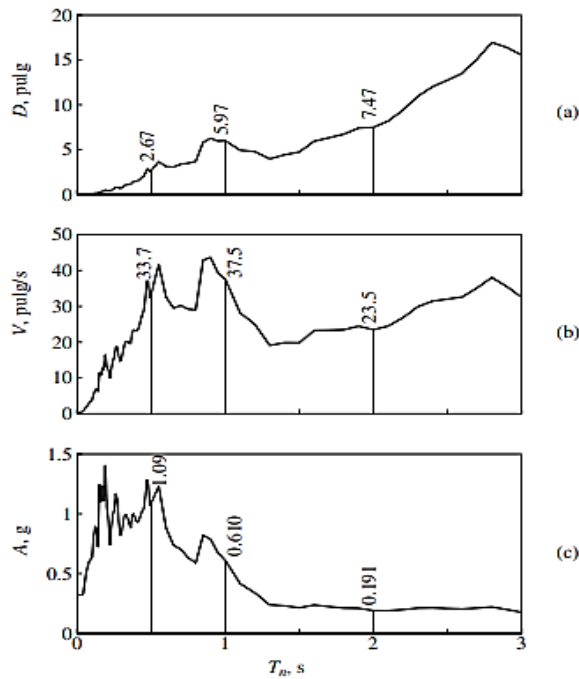


Figura 15. (a) espectro de respuesta de deformación; (b) espectro de respuesta de pseudo-velocidad; (c) espectro de respuesta de pseudo-aceleración

Estudio Geotécnico

Consiste en determinar y analizar la capacidad de soporte del estrato resistente más adecuado y la magnitud de los asentamientos admisibles, sobre el cual puedan reposar los cimientos del proyecto. El estudio de suelo tiene como objetivo determinar la estratigrafía del área de estudio, así como también las características mínimas de cimentación como: tipo de cimentación y profundidad de desplante. También es indispensable para determinar la capacidad portante, la magnitud de los asentamientos admisibles del estrato resistente y algunos parámetros sísmicos como el factor de zona, uso y suelo necesario para determinar la fuerza cortante total en la base de la estructura. El tipo y la magnitud del agente o agentes a los que estarán expuestos los cimientos de la estructura, los cuales pudiesen afectar su durabilidad también son parámetros que se obtienen dentro de este estudio (SENCICO, 2016).



Figura 16. Exploración se subsuelo

Propiedades elásticas y dinámicas del suelo

Para evidenciar los mecanismos de respuesta dinámica se requiere conocer propiedades tales como:

Relación de Poisson (u): Relación bajo una carga de compresión las deformaciones laterales y las deformaciones transversales

Modulo Dinámico a Cortante (G): Pendiente de la curva tensión cortante vs deformación unitaria, sin embargo, el comportamiento del suelo es más equivalente a un comportamiento elastoplástico.

Amortiguamiento por radiación: Disipación de Ondas elásticas en la cercanía del cimiento con la correspondiente deformación inelástica del suelo.

Amortiguamiento del material: Referido al comportamiento histeretico del material, calculado como el área encerrada bajo la curva de un ciclo de histéresis

$$\beta_m = \frac{\Delta W}{W * 4 * \pi}$$

β_m = relación de amortiguamiento del material

ΔW = área dentro del ciclo de histéresis

W = energía de deformación

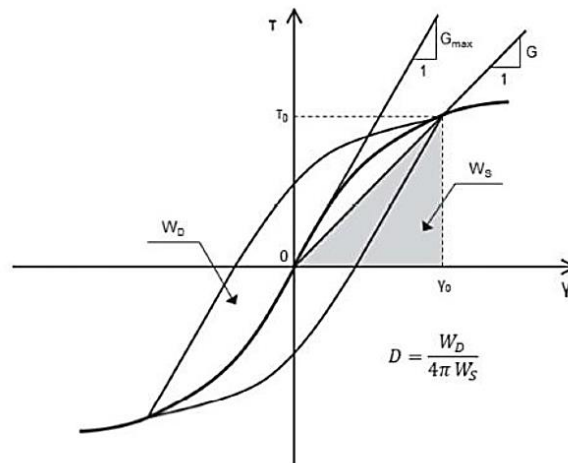


Figura 17. Comportamiento histérico del suelo

Interacción Suelo-Estructura

La Interacción Suelo-Estructura (ISE) es definida como los cambio en la forma y movimiento del terreno (en la base de la estructura), provocado por la presencia de una estructura. El nivel interacción dependerá exclusivamente de la alteración que presente el suelo en presencia de la estructura. La interacción suelo-estructura se centra en el estudio de las deformaciones que se presentan en el terreno de cimentación cuando éste se ve afectado por la presencia y rigidez de la estructura (véase la figura 18). En condiciones estáticas la influencia de la estructura es tratada por la interacción estática suelo-estructura” (Bonilla, 2019).

Interacción inercial

FEMA 440 (2005), El amortiguamiento de la edificación puede ser modificado significativamente por el amortiguamiento de interacción suelo-fundación. La interacción dinámica entre la estructura, su fundación y el suelo circundante causada por el movimiento de entrada de la fundación, que incluye el alargamiento de periodo, amortiguamiento histeretico debido al material y amortiguamiento por radiación causado por la dispersión de ondas en la base.

Interacción cinemática

FEMA 440 (2005), para representar efectos de interacción cinemática se efectúa el cálculo de relación de espectro de respuesta (RRS), este factor es simplemente la relación de las cardenales espectrales impuestas a la cimentación o movimiento de entrada a la cimentación respecto a las coordenadas espectrales en campo libre. Este método considera dos fenómenos a evaluar la interacción cinemática, los cuales son la incoherencia de onda y el embebido de la cimentación.

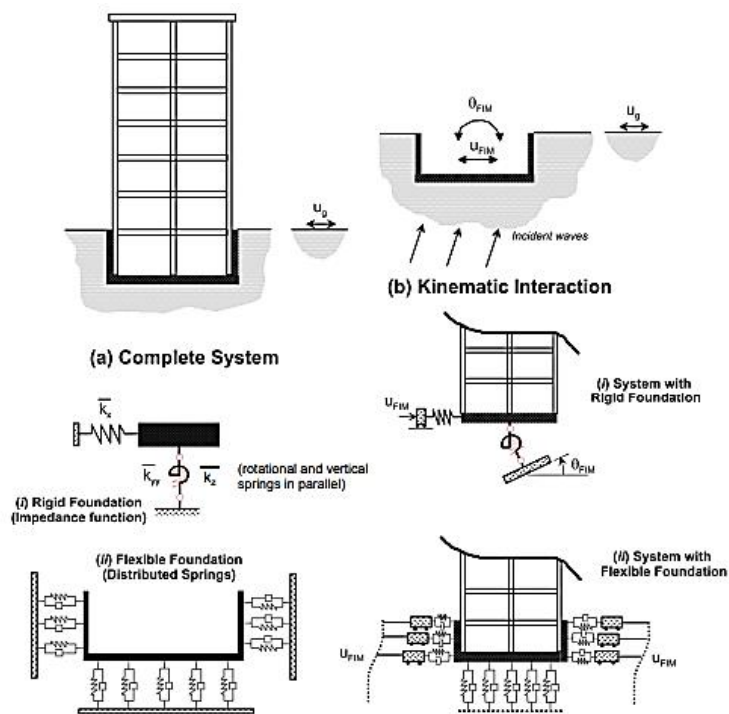


Figura 18. Ilustración esquemática de los métodos analíticos de ISE.

Son el mecanismo por el cual la presencia de la estructura influye en el movimiento de la capa de suelo debajo de ella y consiste en la diferencia entre la respuesta de un punto donde se ubica una estructura y la respuesta que ese punto debería experimentar si la estructura no existiera. El efecto ISE es muy evidente en el cálculo de estructuras y generalmente se considera beneficioso para el sistema estructural sometido a cargas sísmicas, ya que influye en el comportamiento dinámico de la estructura aumentando su período fundamental y la amortiguación del sistema en comparación con el modelo de base fija (Christie, 2017).

Evidenciar Fenómenos de Interacción suelo-Estructura

En algunas situaciones, la interacción suelo-estructura (SSI) puede marcar una diferencia sustancial en cómo se comportan los edificios durante el terremoto y en las fuerzas utilizadas en su diseño. Para esto se desarrolló una prueba de regla práctica para determinar si es probable que los efectos inerciales de interacción suelo-estructura inercial (SSI) sean significativos (NIST, 2012a).

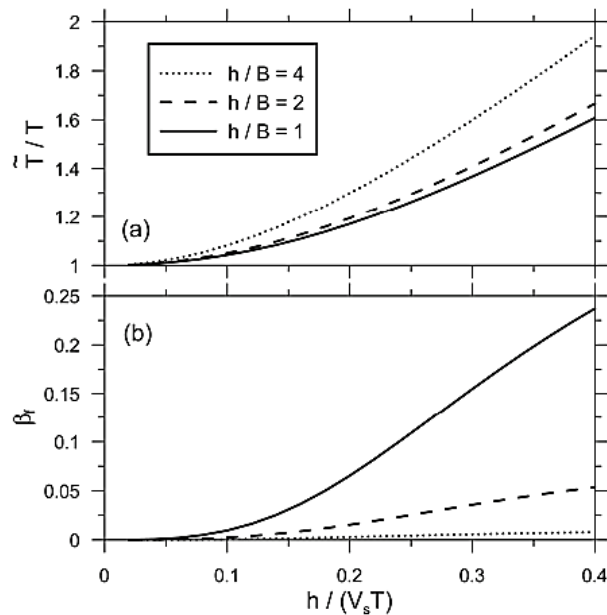


Figura 19. Relación rigidez suelo estructura.

Esta prueba combina tres parámetros simples que son relativamente fáciles de obtener (altura del edificio, período fundamental de la estructura y velocidad de la onda de corte) en un término llamado relación estructura-rigidez del suelo y correlaciona la relación con la probabilidad de que los efectos de inercia por SSI será significativo. La relación estructura-rigidez del suelo se define como $h' / (V_s T)$. La ecuación para la prueba de la regla empírica es la siguiente desigualdad: Si $h' / (V_s T) > 0,1$, entonces es probable que los efectos inerciales de SSI sean significativos. Donde:

h' = altura efectiva de la estructura

V_s = velocidad de onda de corte efectiva promedio (m/s).

T = periodo fundamental de la estructura en base fija

Método de la infraestructura (uso de funciones de impedancia) para análisis de interacción suelo estructura

Este método consiste en resolver la matriz de rigidez dinámica conjuntamente con la matriz de amortiguamiento, analizar la deformas desacoplada, y para ellos se basa en la presencia de números complejos es decir una parte real y una parte imaginaria. Donde utilizan resortes para representar la interacción suelo – fundación, estos resortes se representan como valores complejos donde:

- ✓ La parte real representa la rigidez
- ✓ La parte imaginaria representa el amortiguamiento

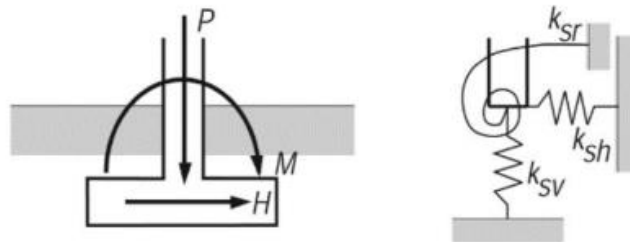


Figura 20. Modelo de resorte desacoplado

Para cada excitación armónica la impedancia dinámica es definida como la razón entre la fuerza (o momento) “R” y el desplazamiento en equilibrio resultante “U”

$$S_z = R_z(t) / U_z(t)$$

La respuesta debido a fuerzas externas puede ser determinada mediante la construcción de la matriz de funciones de impedancia dinámica $[S_{(w)}]$. De esta forma se pueden definir las siguientes impedancias.

- **S_y**= Impedancia lateral al balanceo para movimiento horizontal en la dirección corta. (Fuerza/Desplazamiento)
- **S_x**= Impedancia lateral al balanceo para movimiento horizontal en la dirección larga. (Fuerza/Desplazamiento)

- **Sz**= Impedancia vertical al balanceo para movimiento horizontal en la dirección larga. (Fuerza/Desplazamiento)
- **Srx**= Impedancia al balanceo para movimiento rotacional alrededor del eje centroidal “x” de la fundación. (Momento/Rotación).
- **Srz**= Impedancia al torsional para oscilación rotacional alrededor del eje centroidal “z” de la fundación. (Momento/Rotación)

Estas impedancias se calculan en función del centroide del terreno y la cimentación.

$$\mathbf{S} = \mathbf{k} + i \mathbf{w} \mathbf{c}$$

La componente real “k” se denomina rigidez dinámica y refleja la rigidez e inercia del suelo de soporte. La componente imaginaria “w C” es el producto de la frecuencia circular w veces el coeficiente de amortiguamiento “C”, que refleja la radiación y amortiguamiento del material (debido a energía de ondas espadas desde la fundación y la energía disipada entre el suelo por acción históricas respectivamente). Por otra parte, el coeficiente de amortiguamiento (Total c) puede incorporar el amortiguamiento histórico del suelo (β) mediante:

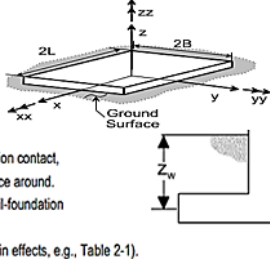
$$\text{Total, C} = \text{Radiación c} + 2K(\beta)/w$$

Se han desarrollado diferentes técnicas para obtener la rigidez dinámica y los coeficientes de amortiguamiento de fundaciones en suelos lineales. Estas técnicas han alcanzado un gran nivel de precisión y sofisticación para dar solución a los problemas de interacción en configuración suelo - fundación de gran complejidad, alguna de ellas son los modelos del código ASCE/SEI 41-17 y ASCE/SEI 7-16 los cuales toman en cuenta la forma del cimiento, el empotramiento, el tipo de suelo, el modo de vibración y la frecuencia, todo esto es parte del procedimiento que utilizan para llegar a las funciones de impedancia las cuales se construyen sobre una cimentación diseñada a través de los métodos tradicionales.

Interacción Suelo Estructura modelo del NIST GCR 12-917-21

Degree of Freedom	Pais and Kausel (1988)	Pais and Kausel (1988)
Translation along z-axis	$K_{z, sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[3.1 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right]$	$\eta_z = \left[1.0 + \left(0.25 + \frac{0.25}{L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$
Translation along y-axis	$K_{y, sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right]$	$\eta_y = \left[1.0 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1+L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$
Translation along x-axis	$K_{x, sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right]$	$\eta_x \approx \eta_y$
Torsion about z-axis	$K_{zz, sur} = GB^3 \left[4.25 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right]$	$\eta_{zz} = \left[1 + \left(1.3 + \frac{1.32}{L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.9} \right]$
Rocking about y-axis	$K_{yy, sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.73 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right]$	$\eta_{yy} = \left[1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + (L/B)^4} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right]$
Rocking about x-axis	$K_{xx, sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.2 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right]$	$\eta_{xx} = \left[1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right]$

Notes:



Axes should be oriented such that $L \geq B$.
 I_i = area moment of inertia of soil-foundation contact, i denotes which axis to take the surface around.
 $J_i = I_x + I_y$, polar moment of inertia of soil-foundation contact surface.
 G = shear modulus (reduced for large strain effects, e.g., Table 2-1).

d_w = height of effective side wall contact (may be less than total foundation height)
 z_w = depth to centroid of effective sidewall contact
 A_w = sidewall-solid contact area, for constant effective contact height, d_w , along perimeter.

For each degree of freedom, calculate $K_{emb} = \eta K_{sur}$

Coupling Terms: $K_{emb,xy} = \left(\frac{D}{3} \right) K_{emb,x}$

$K_{emb,yy} = \left(\frac{D}{3} \right) K_{emb,y}$

Figura 21. Rigiezes estáticas y factor de corrección por empotramiento

Degree of Freedom	Surface Stiffness Modifiers	Radiation Damping
Translation along z-axis	$\alpha_z = 1.0 - \frac{\left(\frac{0.4 + \frac{0.2}{L/B}}{10} \right) a_0^2}{\left(\frac{1 + 3(L/B - 1)}{10} \right) + a_0^2}$	$\beta_z = \left[\frac{4\psi(L/B)}{(K_{z,sur}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_z} \right]$
Translation along y-axis	$\alpha_y = 1.0$	$\beta_y = \left[\frac{4(L/B)}{(K_{y,sur}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_y} \right]$
Translation along x-axis	$\alpha_x = 1.0$	$\beta_x = \left[\frac{4(L/B)}{(K_{x,sur}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_x} \right]$
Torsion about z-axis	$\alpha_{zz} = 1.0 - \frac{\left(\frac{0.33 - 0.03\sqrt{L/B-1}}{0.8} \right) a_0^2}{\left(\frac{1 + 0.33(L/B-1)}{0.8} \right) + a_0^2}$	$\beta_{zz} = \left[\frac{(4/3) \left[(L/B)^3 + (L/B) \right] a_0^2}{(K_{zz,sur}/GB^3) \left[\left(\frac{1.4}{1 + 3(L/B-1)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{zz}} \right]$
Rocking about y-axis	$\alpha_{yy} = 1.0 - \frac{0.55 a_0^2}{\left(\frac{0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^3}}{0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^3}} \right) + a_0^2}$	$\beta_{yy} = \left[\frac{(4\psi/3)(L/B)^3 a_0^2}{\left(\frac{K_{yy,sur}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.8}{1 + 1.75(L/B-1)} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right]$
Rocking about x-axis	$\alpha_{xx} = 1.0 - \frac{\left(\frac{0.55 + 0.01\sqrt{L/B-1}}{2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3}} \right) a_0^2}{\left(\frac{2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3}}{2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3}} \right) + a_0^2}$	$\beta_{xx} = \left[\frac{(4\psi/3)(L/B) a_0^2}{(K_{xx,sur}/GB^3) \left[\left(\frac{2.2 - \frac{0.4}{(L/B)^3}}{2.2 - \frac{0.4}{(L/B)^3}} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]$

Notes:

Orient axes such that $L \geq B$.
 Soil hysteretic damping, β_{hs} , is additive to foundation radiation damping, β .
 $a_0 = \omega B / V_s$; $\psi = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)}$; $\psi \leq 2.5$

Figura 22. Modificación de Rigidez dinámica y Amortiguamiento por radiación

Degree of Freedom	Radiation Damping
Translation along z-axis	$\beta_z = \left[\frac{4[\psi(L/B) + (D/B)(1+L/B)]}{(K_{z,emb}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_z} \right]$
Translation along y-axis	$\beta_y = \left[\frac{4[L/B + (D/B)(1+\psi L/B)]}{(K_{y,emb}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_y} \right]$
Translation along x-axis	$\beta_x = \left[\frac{4[L/B + (D/B)(\psi + L/B)]}{(K_{x,emb}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_x} \right]$
Torsion about z-axis	$\beta_{zz} = \left[\frac{(4/3)[3(L/B)(D/B) + \psi(L/B)^3(D/B) + 3(L/B)^2(D/B) + \psi(D/B) + (L/B)^3 + (L/B)] a_0^2}{\left(\frac{K_{zz,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.4}{1+3(L/B-1)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{zz}} \right]$
Rocking about y-axis	$\beta_{yy} = \left[\frac{(4/3) \left[\left(\frac{L}{B} \right)^3 \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \left(\frac{D}{B} \right)^3 \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right)^2 + \psi \left(\frac{L}{B} \right)^3 \right] a_0^2 + \left(\frac{4}{3} \right) \left(\frac{L}{B} + \psi \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\left(\frac{K_{yy,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)} \right) + a_0^2 \right]} + \left(\frac{K_{yy,emb}}{GB^3} \right)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right]$
Rocking about x-axis	$\beta_{xx} = \left[\frac{(4/3) \left[\left(\frac{D}{B} \right)^3 + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + \psi \left(\frac{L}{B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right)^2 + \psi \left(\frac{L}{B} \right)^3 \right] a_0^2 + \left(\frac{4}{3} \right) \left(\psi \frac{L}{B} + 1 \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\left(\frac{K_{xx,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)} \right) + a_0^2 \right]} + \left(\frac{K_{xx,emb}}{GB^3} \right)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]$
Notes:	Soil hysteretic damping, β_s , is additive to foundation radiation damping, β . $\alpha_{emb} = \alpha_{sur}$; from Table 2-3a $a_0 = \omega B / V_s$; $\psi = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)}$; $\psi \leq 2.5$

Figura 23. Amortiguamiento por Radiación de Ondas para cimentaciones embebidas

Coeficientes de Amortiguamiento (Según factores de amortiguamiento de Pais y Kausel, 1988)

$$k_{z,total} = \alpha_z \cdot K_{zsur} \cdot \eta_z \quad C_z = \frac{2 \cdot K_{zsur} (\beta_s + \beta_z)}{\omega}$$

$$k_{y,total} = \alpha_y K_{ysur} \cdot \eta_y \quad C_y = \frac{2 \cdot K_{ysur} (\beta_s + \beta_y)}{\omega}$$

$$k_{x,total} = \alpha_x K_{xsur} \cdot \eta_x \quad C_x = \frac{2 \cdot K_{xsur} (\beta_s + \beta_x)}{\omega}$$

$$k_{zz,total} = \alpha_{zz} K_{zzsur} \cdot \eta_{zz} \quad C_{zz} = \frac{2 \cdot K_{zzsur} (\beta_s + \beta_{zz})}{\omega}$$

$$k_{yy,total} = \alpha_{yy} K_{yysur} \cdot \eta_{yy} \quad C_{yy} = \frac{2 \cdot K_{yysur} (\beta_s + \beta_{yy})}{\omega}$$

$$k_{xx,total} = \alpha_{xx} K_{xxsur} \cdot \eta_{xx} \quad C_{xx} = \frac{2 \cdot K_{xxsur} (\beta_s + \beta_{xx})}{\omega}$$

Interacción suelo estructura modelo de ASCE/SEI 7-16

Este código permite considerar la interacción suelo estructura mediante una reducción en el espectro de respuesta o diseño, que se genera mediante una razón del amortiguamiento efectivo o amortiguamiento por radiación que provienen de las propiedades del suelo. Este método anteriormente solo consistía en reducir el espectro, sin embargo hoy en día en código ASCE/SEI 7-16 menciona que se deben considerar las funciones de impedancia en la base considerando la rigideces dinámicas. Para esto se puede hacer uso de las ecuaciones propuestas por Pappas y Keusl.

Espectro de respuesta modificado por ISE

$$\tilde{S}_a = \left[\left(\frac{5}{B_{SSI}} - 2 \right) \times \frac{T}{T_S} + 0.4 \right] \times S_{DS}$$

$$B_{SSI} = \frac{4}{[5.6 - \ln(100\beta_0)]}$$

Para: $0 < T < T_0$, y

$$\tilde{S}_a = \frac{S_{DS}}{B_{SSI}}, \quad \text{para } T_0 \leq T \leq T_S$$

$$\tilde{S}_a = \frac{S_{D1}}{B_{SSI}T}, \quad \text{para } T_S < T \leq T_L$$

$$\tilde{S}_a = \frac{S_{D1}T_L}{B_{SSI}T^2}, \quad \text{para } T > T_L$$

- B_{SSI} : Factor para ajustar el espectro de respuesta
- S_{DS} : Parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño
- T_S : Periodo que define el final de la zona de aceleraciones constantes del espectro de Diseño
- T : Periodo fundamental de la estructura
- T_0 : Periodo que define el inicio de la zona de aceleraciones constantes del espectro de Diseño
- T_L : Periodo de Transición a la zona de periodos largos

Análisis de las Condiciones de Cimentación

Cargas a Utilizar

Para realizar las conclusiones de un estudio de mecánica de suelos, y en el caso de que se tenga información sobre la carga del edificio, se podrá considerar lo siguiente: En el caso de que la edificación cuente con sótanos en los cuales se emplee en uso de losas o plateas de cimentación, se podrá despreciar la carga total en la estructura, como el peso propio, la sobrecarga y peso de la losa, y si en caso el PR lo considere necesario el peso del suelo excavado. Por otra parte, se utilizan la carga de servicio aplicadas a la cimentación para el diseño estructura de columnas en los niveles más bajos del edificio. Así mismo las cimentaciones apoyadas sobre suelo cohesivos o granulares deberá considerar las cargas establecidas en la norma E.020, para el cálculo de asentamiento (RNE, 2019c).

Software para análisis estructural

Una parte fundamental antes de realizar la construcción un proyecto es realizar el modelado, análisis y diseño estructural de la edificación, Realizar un modelado conlleva a idealizar la estructura de tal manera que se pueda simplificar el análisis de cada elemento estructural. Para ello es importante entender como se va comportar la estructura, por lo que es necesario manejar conceptos de análisis estructural, dinámica de estructuras y sismología entre otros. La importancia que tiene hoy en día muchas de las herramientas computacionales para el análisis y diseño estructural es uno de los factores que nos motivaron a realizar la siguiente tesis, dentro del cual se muestran aspectos puntuales de algunos de los siguientes softwares de análisis y diseño estructural entre los que mencionaremos: SAP2000, ETABS, SAFE. (Pressman, 2010).

Marco Normativo

Norma Técnica E.0.20 Cargas

En la norma E.020 se mencionan las cargas actuantes a considerar en las edificaciones como cargas vivas, cargas muertas entre otras, esta norma complementa a la norma E0.30.

Carga: son fuerzas u otras acciones que formen parte del peso del mismo material o sean generados fenómenos ambientales, cambios dimensionales restringidos o movimientos diferenciales.

Carga Muerta: Este tipo de cargas provienen del peso del propio material de construcción, tabiques o equipos generados por la gravedad, por lo general son permanentes y no se pueden trasladar de un lugar a otro o con una variación de su magnitud pequeña en el tiempo, esta carga esta relacionados al peso específico del material y el volumen de dicho elemento.

Materiales

Se considera el peso real del material, para ellos se calcula el producto del peso unitario del material multiplicado por el volumen de dicho elemento

Dispositivos de servicio y equipos

Se considera el peso de todos los dispositivos de servicio de la edificación, dentro de estos se considera equipos de calefacción, aire acondicionado, instalaciones eléctricas, ascensores, máquinas para ascensores, tanques elevados, ductos, tuberías entre otros dispositivos fijos similares.

Tabiques

Se considera el peso de todos los tabiques usando considerando sus pesos reales y en sus ubicaciones especificadas, estos podrían ser tabiquería móvil o tabiquería fija dependiendo como lo especifique el plano.

Carga Viva: Este tipo de cargas provienen del peso de todos los ocupantes, materiales, muebles, equipos, por lo general estos no son permanentes y se pueden

desplazar de un lugar a otro, esta carga esta más relacionada al uso que se le va dar a dicha edificación. (Norma E0.20) (Véase la Tabla 1)

Carga Concentradas: Son cargas aplicada en un punto específico de la viga o de la estructura, para este tipo de cargas los elementos como vigas deberán estar diseñadas de tal manera que puedan resistir las fuerzas o tensiones. Alguna de estas fuerzas es generada por maquinarias o elementos pesados.

Cuando exista algún tipo de carga concentrado sobre las vigas, se podrá omitir las cargas vivas distribuidas en la zona ya que esto lo ocupara la carga concentrada.

Tabla 1. Cargas Vivas.

Ocupación o uso	Cargas Repartidas
Almacenaje	5.0 (500)
Baños	Igual a la carga principal del resto del resto del área, sin que sea necesario que exceda de 3.0(300)
Bibliotecas	
Salas de lectura	3.0 (300)
Salas de almacenes	
Fijos (no apilables)	7.5 (750)
Corredores y escaleras	4.0 (400)
Centros de Educación	
Aulas	2.5 (250)
Tallares	3.5 (350)
Auditorios, gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asamblea
Laboratorios	3.0 (300)
Corredores y escaleras	4.0 (400)
Garajes	
Para parqueo exclusivo de vehículos con pasajero, con altura menor de 2.40	2.5 (250)
Para otros vehículos	ver 9.3
Hospitales	
Salas de operación y zonas de servicio	3.0 (300)
Cuartos	2.0 (200)
Corredores y escaleras	4.0 (400)
Hoteles	
Cuartos	2.0 (200)
Salas publicas	de acuerdo a lugares de asamblea
Almacenes y servicios	5.0 (500)
Corredores y escaleras	4.0 (400)

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

Tabla 1. Cargas Vivas.

Ocupación o uso	Cargas Repartidas
Industria	Ver 6.4
Instituciones Penales	
Celdas y zona de habitación	2.0 (200)
Zonas publicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Corredores y escaleras	4.0 (400)
Lugares de Asamblea	
Con asientos fijos	3.0 (300)
Con asientos movibles	4.0 (400)
Salones de baile, restaurantes	4.0 (400)
Graderías y tribunas	5.0 (500)
Corredores y escaleras	5.0 (500)
Oficinas *	
Exceptuando salas de archivos y computación	2.5 (250)
Salas de archivo	5.0 (500)
Salas de computación	2.5 (250)
Corredores y escaleras	4.0 (400)
Teatros	
Vestidores	2.0 (200)
Cuarto de proyección	de acuerdo a lugares de asamblea
Escenario	5.0 (500)
Zona publicas	4.0 (400)
Tiendas	5.0 (500) Ver 6.4
Corredores y escaleras	5.0 (500)
Viviendas	2.0 (200)
Corredores y escaleras	2.0 (200)

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Norma Técnica E.0.30 Diseño Sismorresistente

Métodos de Análisis Sísmicos

El análisis sísmico de edificios debe seguir lo dispuesto por el reglamento o código de construcciones que aplique en la localidad donde se construirá. Para esto, los reglamentos alrededor del mundo ponen al alcance del analista espectros o coeficientes de diseño sísmico que sirven como base para el cálculo de las fuerzas sísmicas. Dichos reglamentos suponen un comportamiento elástico lineal para las edificaciones como simplificación clave para encontrar los elementos mecánicos presentes en la construcción durante un sismo (Zúñiga, 2017)

Análisis Sísmico Estático

El análisis sísmico estático o de fuerzas estáticas equivalentes es representada por los requerimientos sísmicos mediante un conjunto de fuerzas concentradas en el centro de masa en cada nivel partiendo de una cortante basal formada en la base de la edificación. Este tipo de análisis puede aplicarse tanto a

estructuras regulares como irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, por otra para las estructuras regulares menores a 30 pisos de altura, así mismo los sistemas de albañilería confinada o armada y estructuras de concreto armado con muro portantes de no más de 15 m de altura, aun cuando estos sean irregulares (RNE, 2018b).

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot P$$

Análisis Dinámico Modal Espectral









Para estructuras grandes o complejas el método estático es considerado poco exacto. Es por eso que algunos códigos de construcción alrededor del mundo incorporan el análisis dinámico modal espectral, el cual sirve para determinar los modos de vibración de una estructura. El comportamiento de la estructura se da través de un espectro de respuesta la cuales toma un registro de aceleraciones máximas de un fenómeno sísmico anterior. Según el reglamento nacional de edificaciones cualquier estructura puede sr diseñada aplicando los efectos de los análisis dinámicos por combinación modal espectral. (RNE, 2018b).

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot g$$

Norma Técnica E.0.50 Suelos Y Cimentaciones








La siguiente norma tiene como objetivo la implementación de requisitos mínimos para la realización de los estudios de mecánica suelo (EMS), para el diseño de cimentaciones, edificios y otros proyectos especificados en esta norma. Los estudios especificados en la norma se ejecutarán con el propósito de asegurar la estabilidad y durabilidad de las obras, además de fomentar la utilización de sus recursos. De la misma manera asura la continuidad de los edificios esenciales y servicion básicos establecido en las Norma E030. Reducir los daños al proyecto y su estructura o vías aledañas (RNE, 2018c), (véase la tabla 1 y 2).

Tabla 2. Clasificación de suelos (SUCS) para suelos Granulares.

DIMENSIONES MAYORES	SIMBOLO		DESCRIPCION	
	SUCS	GRAFICOS		
SUELOS GRANULARES	GRAVA Y SUELOS GRAVOSOS	GW		GRAVA BIEN GRADUADA
		GP		GRAVA MAL GRADUADA
		GM		GRAVA LIMOSA
		GC		GRAVA ARCILLOSA
	ARENA Y SUELOS ARENOSOS	SW		AREAN BIEN GRADUADA
		SP		AREAN MAL GRADUADA
		SM		ARENA LIMOSA
		SC		ARENA ARCILLOSA

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Tabla 3. Clasificación de suelos (SUCS), para suelos Finos.

DIMENSIONES MAYORES	SIMBOLO		DESCRIPCION	
	SUCS	GRAFICOS		
SUELOS FINOS	LIMOS Y ARCILLAS (LL<50)	ML		LIMO INORGANICOS DE BAJA PLASTICIDAD
		CL		ARCILL INORGANICA DE BAJA PLASTICIDAD
		OL		LIMO ORGANICO O ARCILLA ORGANICA DE BAJA PLASTICIDAD
	LIMOS Y ARCILLAS (LL>50)	MH		LIMO ORGANICO DE ALTA PLASTICIDAD
		CH		ARCILLA INORGANICA DE ALTA PLASTICIDAD
		OH		LIMO ORGANICO O ARCILLA ORGANICA DE ALTA PLASTICIDAD
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	Pt		TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	

Fuente: Reglamento Nacional de Edifica

III.METODOLOGÍA

3.1. Tipo y Diseño de Investigación

Tipo de investigación

Según Borja (2016) una investigación es Aplicada cuando busca conocer, construir y modificar una realidad problemática. La presente investigación es de tipo APLICADA porque busca dar solución a la problemática planteada, analizando la Interacción Sísmica Suelo Estructura para obtener un mejor comportamiento entre el suelo, cimentación y estructura.

Diseño de Investigación

Según Hernández, Fernández y Baptista (2014) La Investigación realizada es de diseño NO EXPERIMENTAL porque no existe manipulación de las variables, sino que tratamos de observar los fenómenos en su entorno natural, es decir, no hacemos variar intencionalmente las variables independientes para observar sus efectos sobre otras variables.

Método - Enfoque

Según Borja (2016) el tipo de investigación es de enfoque CUANTITATIVO por que plantea de una forma confiable para conocer la realidad es a través de la recolección y análisis de datos, con los que se podría contestar las preguntas de investigación y probar las hipótesis.

Nivel o Alcance

Según Hernández, Fernández y Baptista (2014) la investigación es de nivel DESCRIPTIVO por que busca especificar las propiedades, las características y los perfiles de personas, grupos, comunidades, procesos, objetos o cualquier otro fenómeno que se someta a un análisis.

3.2. Variables y Operacionalización

3.2.1 Variable Independiente

Interacción Suelo – Estructura

Definición Conceptual

La interacción suelo-estructura (ISE) se puede definir como cambios en el movimiento y la configuración del suelo (en la parte inferior de la estructura) debido a la presencia de una estructura. Así mismo se presencia un incremento en la interacción entre el suelo y la estructura a medida que la presencia estructura tiende a influir cada vez más en el movimiento de suelo. Por lo tanto, la interacción suelo-estructura se centra en el estudio de las deformaciones que se presentan en el terreno de la cimentación cuando éste se ve afectado por la presencia y rigidez de la estructura (Bonilla, 2019).

Definición operacional

Se determinará las propiedades dinámicas del suelo para evidenciar los mecanismos de respuesta en la estructura, considerando los modelos de interacción suelo estructura propuestos por los códigos ASCE/SEI 41-17 y ASCE/SEI 7-16, estos procedimientos toman en consideración la rigidez dinámica y el amortiguamiento del suelo para considerar una base flexible. La rigidez dinámica se representa mediante resortes en la base, mientras que el amortiguamiento genera una modificación en el espectro de respuesta o diseño, para ello se hará uso de los siguientes softwares Etabs, Safe y SAP 2000.

Indicadores

Cálculo de Coeficiente de Amortiguamiento, Cálculo de Coeficiente de Rigidez.

Escala de Medición

%, $T_n \cdot m$, $(T_n \cdot s^2) / m$

Rango

$$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-v} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right] \quad \beta_{SSI} = \beta_f + \frac{\beta}{\left(\frac{T}{T} \right)_{eff}^2} \leq 0.20$$

3.2.2 Variable Dependiente

Diseño Sísmico Estructural

Definición Conceptual

El Diseño Sísmico Estructural sísmico de edificios debe seguir lo dispuesto por el reglamento o código de construcciones que aplique en la localidad donde se construirá. Para esto, los reglamentos alrededor del mundo ponen al alcance del analista espectros o coeficientes de diseño sísmico que sirven como base para el cálculo de las fuerzas sísmicas. Dichos reglamentos suponen un comportamiento elástico lineal para las edificaciones como simplificación clave para encontrar los elementos mecánicos presentes (Zúñiga, 2017).

Definición Operacional

Sera puesta a prueba y controlado mediante los parámetros del Reglamento Nacional de Edificación.

Indicadores

Momentos Flectores, Esfuerzos Cortantes, Aceleración Espectral, Derivas de Entrepiso

Escala de Medición

$$Tn, m, Tn, \frac{m}{s^2}, mm$$

Rango

$$\Delta\theta = \delta\theta - \delta_{i-1}$$

$$T = \frac{hn}{Ct}$$

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R}g$$

3.3 Población, muestra y muestreo

Población

“Está compuesta por todos los elementos o casos que concuerdan con una serie de especificaciones” (Hernández, Fernández y Baptista, 2014, p. 174). La Población es No probabilística está constituida por todos los edificios de 10 pisos-2 sótanos el Distrito de Ate.

Muestra

“La muestra es una esencia, un subgrupo de la población, es decir que es un subconjunto de elementos que pertenecen a ese conjunto definido en sus características al que llamamos población” (Hernández, Fernández y Baptista, 2014, pág. 175). La muestra es No probabilística, así mismo está constituida por un edificio de 10 pisos-2 sótanos en la Asociación Virgen de Chapi Zona z, Lt 9 Huaycán, Ate.

Muestreo

Se utilizo una ficha de observación y registro de las edificaciones existentes en distrito de Huaycán, el cual detalla la cantidad homogénea de los edificios, el tipo de material de construcción, el sistema utilizado, el número de pisos y el uso.

Unidad de Análisis

Las unidades que analizaremos en este proyecto de investigación son:

- Peso de la Estructura
- Los Esfuerzos Internos
- Los Periodos de Vibración
- Desplazamientos Laterales

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

La técnica que se utilizara es una ficha de recolección de datos por conveniencia según los indicadores de las dimensiones para cada uno de los métodos de estudio “Existen muchos tipos de técnicas de recolección de información. Estas técnicas no son exclusivas, sino complementarias. Las técnicas

principales y recomendadas son las siguientes: encuestas, entrevistas, documentos, observaciones, pruebas estandarizadas” (Borja, 2012, p 26).

Los instrumentos que se utilizaran en este proyecto de investigación son los estudios de mecánica de suelos para determinar las propiedades geotécnicas del suelo y el Reglamento nacional de Edificaciones.

La recolección se basa en herramientas estandarizadas. Es paralela en todos los casos. Esta información se obtiene a través de la medición, observación y registro. Se utilizarán herramientas que han demostrado ser confiables y efectivas en estudios previos, o se generarán nuevas herramientas en la base de la supervisión gramatical. Herramientas, y probarlas y ajustarlas. Las preguntas, indicadores o elementos utilizados son específicos para la categoría o probabilidad de respuesta predeterminada (Hernández, Fernández y Baptista, 2014).

3.5. Procedimientos

Para el presente trabajo de investigación, con la aplicación y apoyo de una ficha técnica, el cual fue indispensable para realizar nuestro análisis en campo.

Paso1 Se realizará un reconocimiento de la ubicación y características geográficas del terreno.

Paso2 Es importante obtener las propiedades y parámetros reales de suelo realizando tres calicatas, ya que de esto va depender en comportamiento de la estructura, por lo que es necesario realizar los siguientes ensayos de laboratorio: Granulometría, límites de consistencia, ensayo de corte directo y gravadas específica , los cuales nos dará los parámetros geotécnicos y sísmicos a considera en nuestro análisis, así como la clasificación y tipo de suelo, ángulo de fricción, la capacidad portante, el coeficiente de balasto, entre otros.

Paso3 Se procederá a realizar la estructuración y redimensionamiento de los elementos que conformaran la estructura de la edificación, así como también el metrado de cargas, para esto nos apoyaremos con la norma E.0.20 cargas y E.060 concreto armado del RNE.

Paso4 Se procederá a realizar en análisis estructural con la ayuda de software Etabs, considerando los parámetros de la norma E.030 de diseño sismorresistente. Debido a que los modelos de ISE son dinámicos, trabajaremos con el análisis dinámico modal espectral.

Paso5 Por último realizaremos una comparación de los resultados obtenidos (esfuerzos internos, periodo de vibración y desplazamientos) entre el análisis sísmico modal espectral con base fija y los modelos dinámicos del NIST GCR 12-917-21 y ASCE/SEI 7-16 los cuales consideran una base flexible, con la finalidad de validar nuestra hipótesis.

3.6. Método de análisis de datos

Propone una descripción de los roles que desempeñaron los investigadores en el campo y los tipos de análisis utilizados (procedimientos de codificación, desarrollo de categorías e hipótesis). (Hernández Sampieri, y otros, 2014).

Se procederá a determinar los parámetros sísmicos en base a lo establecido en la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, así mismo la obtención del plano de arquitectura para el modelado del edificio. Por otra parte, se realizarán los ensayos geotécnicos y geofísicos para el procedimiento de análisis de interacción suelo estructura para verificar como influye en la respuesta sísmica de la edificación, para dicho análisis sísmico nos apoyaremos con los softwares como Etabs 2019 y Excel 2018.

3.7. Aspectos éticos

El presente proyecto de investigación se desarrollará bajo las normas y reglas de la Universidad Cesar Vallejo, siguiendo sus principios éticos con responsabilidad y honestidad en la obtención de datos, manejo de la información e interpretación del proyecto de investigación.

En el Artículo 9 del código de ética del colegio de ingenieros del Perú (CIP) nos indica que las normas y conceptos deben guiar el comportamiento profesional del ingeniero, es una herramienta de autorregulación, el cual norma el acto personal

IV. RESULTADOS

4.1 Trabajos de Campo

En el presente proyecto de investigación se realizó el trabajo de campo haciendo uso de la ficha técnica de recolección de datos, este instrumento nos sirvió la recopilar una gran cantidad de información con respecto a las características del proyecto y su posterior análisis. El siguiente trabajo de campo tiene como finalidad obtener una muestra del suelo del terreno, para posteriormente llevarlo a un laboratorio de mecánica de suelo donde se procederá a realizar, los ensayos como: Granulometría, Límites de consistencia, gravedad específica, ensayo de corte directo, Así como también la densidad máxima y mínima del suelo.

4.1.1. Exploración de Suelo

Para los ensayos de laboratorio de suelos se procedieron a realizar 3 calicatas a cielo abierto las cuales se realizaron a 3 metros de profundidad por cada 800m², esto con la finalidad de obtener muestras representativas de los estratos del suelo. Así mismo se procedió a medir el perímetro y pendiente del terreno, los cuales fueron 90m y 0.0010 respectivamente.

4.1.2. Ensayo de Laboratorio

Los ensayos se realizaron en el laboratorio de Mecánica de suelos de la Universidad Nacional de Ingeniería, considerando las especificaciones de la norma E.050 y el American Society for Testing and Materials (A.S.T.M.), los cuales detallan.

- | | |
|----------------------------|-----------------------------|
| ➤ Análisis Granulométrico | - NTP 339.133 - ASTM D6913 |
| ➤ Limite Líquido | - NTP 339.129 - ASTM D 4318 |
| ➤ Limite plástico | - NTP 339.129 - ASTM D 4318 |
| ➤ Gravedad específica | - NTP 339.128 - ASTM D854 |
| ➤ Densidad máxima y mínima | - NTP 339.128 - ASTM D854 |
| ➤ Corte Directo | - NTP 339.171 - ASTM D3080 |

4.1.3. Resultados de laboratorio

Para la realización de este ensayo se recolecto 40kg de muestra de subsuelo para cada calicata, así mismo se llevó la muestra al laboratorio de mecánica de suelos de la Universidad Nacional de Ingeniería. Los resultados obtenidos del ensayo granulométrico y límite de consistencia fue la denominación del tipo de suelo.

Tabla 4. Denominación según la clasificación SUCS

Calicata	Profundidad (m)	Límite Líquido (%)	Límite plástico (%)	Clasificación SUCS	Denominación
C-1	3.0	NP	NP	SW-SM	Arena bien graduada con limo y grava
C-2	3.0	NP	NP	SP-SM	Arena mal graduada con limo y grava
C-3	3.0	NP	NP	SW-SM	Arena bien graduada con limo y grava

Fuente: Propia.

Los resultados ensayo de densidad máxima y mínima fueron parámetros fundamentales, ya que permitieron obtener una densidad seca adecuada para el ensayo de corte directo. Por otra parte, la gravedad específica de sólidos se puede implementar en los distintos cálculos de mecánica de suelos.

Tabla 5. Densidad máxima, mínima y gravedad específica

Calicata	Densidad max (gr/cm ³)	Densidad min (gr/cm ³)	Gravedad Especifica
C-1	2.028	1.473	2.724
C-2	2.020	1.487	2.751
C-3	2.001	1.456	2.732

Fuente: Propia.

Finalmente, los ensayos de corte directo nos permitieron determinar la resistencia y capacidad portante del suelo para un ancho y profundidad mínimo de cimentación de 1m.

Tabla 6. Capacidad Admisible

Calicata	Angulo de Fricción	Cohesión (Kg/cm ²)	Densidad Seca promedio (gr/cm ³)	Capacidad de Carga Admisible (Kg/cm ²)
C-1	33.2	0.00	1.670	2.29
C-2	32.9	0.00	1.667	2.20
C-3	33.4	0.00	1.643	2.32

Fuente: Propia

Ensayos geofísicos

Ensayos Sísmica de Refracción

Para el ensayo de refracción sísmica se procedió a realizar una línea de 75m en la zona de estudio y se colocaron geófonos a cada 3 metros. Este método consiste en la medición de los tiempos de viaje de las ondas de compresión (Ondas P) y algunas veces de las ondas de corte (Ondas S) generadas por una fuente de energía impulsiva a unos puntos localizados a distancias predeterminadas a lo largo de un eje sobre la superficie del terreno y no permite determinar el perfil estratigráfico del suelo de manera indirecta. Para generar esa energía utilizamos una comba de 20lb.

Esta línea sísmica tiene una longitud de 75.00 m. Al procesar esta línea sísmica (ver anexo 01) se ha podido determinar la presencia de tres capas bien definidas y cuya velocidad de ondas (V_p) es creciente hacia la base del intervalo. La primera capa considerando la clasificación hecha por Arce Helberg (1990) estaría compuesta principalmente por suelo de cobertura mayormente gravo arenoso la cual presenta velocidades de onda V_p menores a 1000 m/s. Al inicio de la línea sísmica el espesor determinado considerando la sísmica de refracción es de 10.00 m. En su parte media el espesor de esta capa es de 6.50 m. Hacia el final de la línea sísmica este suelo de cobertura tiene un espesor de 3.00 m.

La segunda capa presenta velocidades de ondas V_p que varían entre 1000 m/s hasta 1500 m/s y considerando la clasificación hecha por Arce Helberg (1990) estaría caracterizando a aluviones compactos gravo arenosos y/o roca muy fracturada. Al inicio de la línea sísmica el espesor determinado considerando la sísmica de refracción es de 6.00 m. En su parte media el espesor de esta capa es de 4.00 m. Hacia el final de la línea sísmica este suelo de cobertura tiene un espesor de 7.00 m.

La tercera capa presenta velocidades de onda V_p que varían desde 1500 m/s hasta 4000 m/s. En la parte inicial de esta línea sísmica el tope de este material se encuentra a una profundidad de 16.00 m. En la parte central su tope se encuentra a 10.50 m. Hacia el final de la línea sísmica de refracción su tope se encuentra a una de 10.00 m. Estas velocidades de ondas V_p observadas según la clasificación de

Arce Helber (1990) estarían caracterizando hacia el tope a roca muy fracturada y/o aluviones compactos y hacia la base a rocas fracturadas y/o aluviones muy compactos. Asimismo, teniendo en cuenta a la geología local de la zona estas velocidades de ondas Vp estarían clasificando a rocas intrusivas del Batolito de la Costa las cuales se encontrarían muy fracturadas a muy meteorizadas.

Ensayos MASW-MAN

Los resultados obtenidos a partir del MASW y MAM realizado en la zona de estudio son confiables hasta una profundidad máxima de 30 m. Se ha podido determinar mediante el ensayo de MASW-MAM la presencia de tres capas bien definidas considerando la velocidad de corte Vs.

Tabla 7. Parámetros Dinámicos de MASW

Capa	Vs (m/s)	Vp (m/s)	Espesor	Profundidad Tope (mts)	ρ (kg/m ³)	k	Mod. Poisson	Mod. Young (MPa)	Mod. Corte (Mpa)	Mod. Lamé λ (Mpa)	Mod. Compresion (Mpa)
1	104	200	1.1	0	1117	1.92	0.31	31.8	12.1	20.5	28.6
2	143	350	1.1	1.1	1284	2.45	0.40	73.5	26.3	104.8	122.3
3	241	500	1.1	2.2	1404	2.07	0.35	220	81.6	187.9	242.3
4	276	600	2.1	3.3	1470	2.17	0.37	305.8	112	305.2	379.8
5	406	800	2	5.4	1579	1.97	0.33	690.7	260.3	490.1	663.7
6	464	1000	3.7	7.4	1670	2.16	0.36	980	359.5	950.9	1,190.60
7	832	1500	3.7	11.1	1848	1.8	0.28	3,269.50	1,279.30	1,599.70	2,452.60
8	995	2000	7.3	14.8	1986	2.01	0.34	5,251.80	1,966.20	4,011.60	5,322.30
9	1318	2500	7.7	22.1	2100	1.9	0.31	9,539.30	3,647.80	5,828.80	8,260.70
10	1607	3000		29.8	2198	1.87	0.30	14,743.50	5,675.80	8,429.00	12,212.80

Fuente: Propia.

Mediante el presente estudio se ha logrado determinar que la Vs30 en el área estudiada es de 495 m/s. A estas velocidades le corresponderían la clasificación de suelo S2 según la Norma Técnica Peruana E030. Considerando al IBC del 2012 estos suelos le corresponden una clasificación de suelo C, lo cual estaría indicando suelos muy densos y/o roca blanda.

4.2 Descripción de la Edificación

La edificación está ubicada en el Huaycán Urbanización Virgen de Chapi Zona Z lote 9, Distrito de Ate, de trata de un edificio Multifamiliar de 10 pisos, con dos sótanos los cuales están destinados a ser estacionamiento de vehículos, cuenta con un área de terreno de 343.2 m². El edificio tiene un sistema estructura de Muro estructurales, es decir el edificio está estructurado a base de pórticos y muros de concreto armado, su configuración estructural también contiene vigas peraltadas portantes, columnas portantes, muros de sótano de concreto armado y tabiquería confinada considerando el cumplimiento de la norma técnicas siguientes:

- Cargas de diseño: Norma E020.
- Diseño sismo resistente: E030.
- Suelos y cimentaciones: E050.
- Diseño de concreto: E060.

Localización del edificio: Latitud sur 12°12'52.67", longitud oeste 76°47'53.25", (punto rojo).



Figura 24. Localización: Latitud sur 12°12'52.67", longitud oeste 76°47'53.25", (punto rojo).

4.2.1. Plano de arquitectura de la edificación

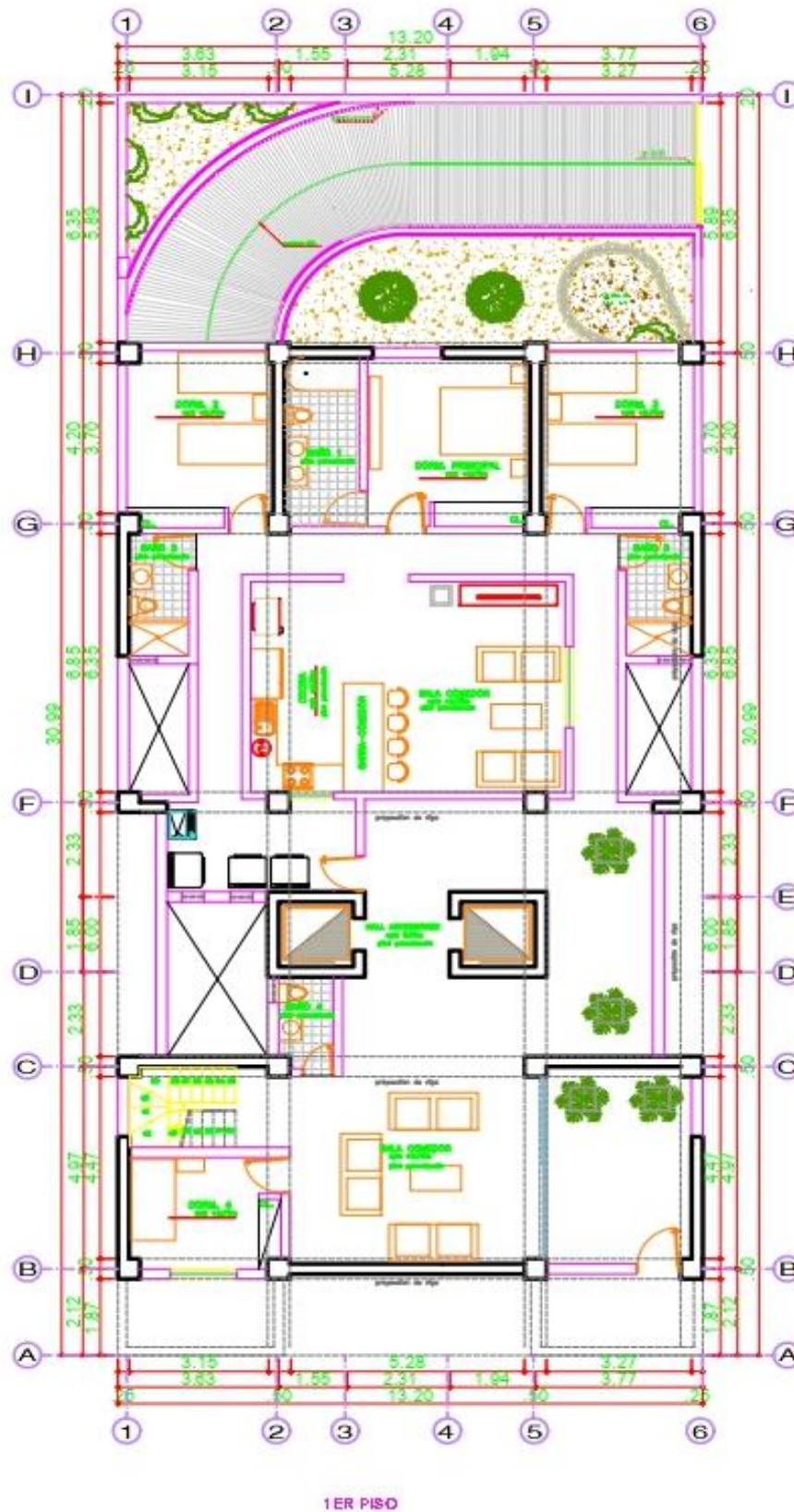


Figura 25. Corte en planta de la Edificación



Figura 26. Corte transversal y elevación

4.3. Parámetros de Diseño:

4.3.1 Propiedades Físicas del concreto Armado

- Módulo de Elasticidad del concreto (E_c): 2173706.51 Tn/m²
- Peso específico del concreto (γ_c): 2.4 Tn/m²
- Relación de Poisson del concreto (μ_c): 0.20
- Resistencia a la compresión del concreto (f'_c): 2100 Tn/m²
- Esfuerzo de fluencia del Acero (f'_y): 42000 Tn/m²

4.3.2. Cargas de Diseño

4.3.2.1. Estimación del peso de la Edificación

Este tipo de Cargas están relacionados al peso propio de los mismos elementos que conforman la estructura, estos pueden ser estructurales o no estructurales, como columnas, vigas, losas, placas, tabiquerías, parapetos etc. Según el artículo 26 de la norma E030-2018 se considerará el peso de la edificación según las siguientes proporciones.

- Carga Muerta : 100%
- Carga Viva : 25%
- Azoteas y techos : 25%

4.2.2.2. Cargas Muertas

Losa Aligerada

Se considerará una losa aligerada en una dirección la cual tendrá las siguientes características:

- Altura de losa (HL) : 0.25 m
- Altura de Ladrillo (h) : 0.20 m
- Ancho de Ladrillo (b) : 0.30 m
- Espesor superior (HL-h) : 0.05 m
- Ancho de vigueta (Bw) : 0.10 m
- Ancho tributario (B) : 0.40 m
- Peso de la losa : 350 kg/m²

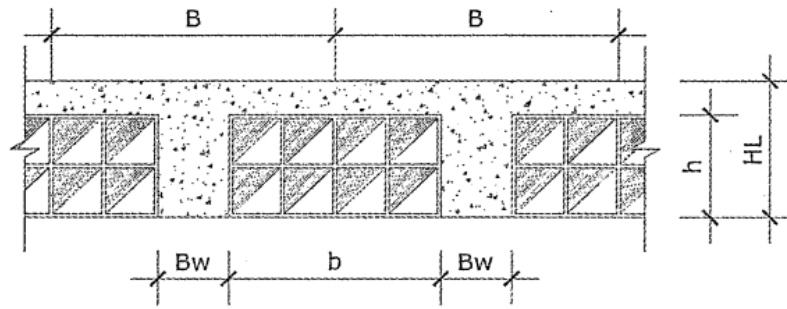


Figura 27. Características de Losa Aligerada

Tabla 7. Peso de losa aligerada.

Espesor Aligerado	Espesor de losa superior	Peso propio (Kgf/m ²)
0.17	0.05	280
0.20	0.05	300
0.25	0.05	350
0.30	0.05	420
0.35	0.05	475

Fuente: Propia.

El volumen de Concreto Armado para Aligerados en una dirección con losa superior de 5.00cm, se determina con la siguiente expresión

$$Vc^o = 0.05 + 0.25h \text{ (m}^3\text{/m}^2\text{)}$$

- Espesor de la Losa Aligerada Techo : 0.25 m
- Volumen de concreto : 0.1000 m³/m²
- Peso del concreto : 240.00kg/m²
- Peso de la losa (C^o+Ladrillo) : 350.00 kg/m²
- Peso del Ladrillo : 110.00kg/m²

Tabiquería

En el presente proyecto, se utilizó un peso específico de 1350kg/m³ como se menciona en el anexo 1 de la Norma E020, así mismo las dimensiones del tabique será de 0.15m de espesor por 2.10m de altura, multiplicando obtendría como resultado 425.25kg/m. Para estimar el peso se consideró la suma de la tabiquería del ambiente de baño entre el área de dicho ambiente, 4.94m x 425.25kg/m = 2100.74kg entre 13.97m² = 150.32kg/m², por lo tanto, se considerará una carga de 150kg/m².

Acabados

Para la carga del piso terminado a partir del segundo nivel, se considerará un peso total de 100kg/m², esto está conformado por el falso piso de 5cm que corresponde al espesor superior de losa aligerada e incluido el piso cerámico.

Cargas debido a Escaleras y Ascensores

Se considerarán las cargas reales usando los datos especificados en las fichas técnicas del fabricante o serán determinadas mediante análisis.

4.3.2.3. Cargas Vivas

Según la Tabla 1, de la norma E020, las cargas mínimas repartidas para viviendas multifamiliares son de 200kg/m², estas se definen según el uso o la ocupación para la cual está destinada, por lo tanto, se aplicará la carga desde el primer nivel hasta el penúltimo, ya que para cargas vivas de techo la norma hace mención a una carga de 100kg/m².

4.2.2.4. Cargas de empuje lateral de suelo en el muro de sótano

Para el cálculo del empuje activo generado por suelo, se hará uso del método propuesto por Rankine y los parámetros obtenidos por el laboratorio de suelos, así mismo se podrá determinar con las siguientes ecuaciones:

$$F_E = 0.5k_a\gamma_s H^2$$
$$k_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$
$$p_0 = k_a\gamma_s H$$

Donde:

- F_E : Empuje activo, a 1/3 de la altura del muro
- p_0 : Presión del suelo a una altura H
- ϕ : Angulo de fricción interna
- k_a : Coeficiente del empuje activo
- γ_s : Peso específico del Suelo
- H : Altura del muro

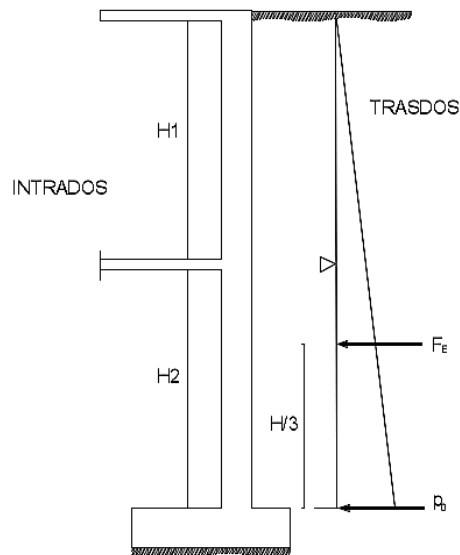


Figura 28. Empuje lateral del suelo.

Para el cálculo de empuje de suelo lateral se utilizaron los datos proporcionados por laboratorio de suelos como el coeficiente de fricción y el peso específico, así mismo para la altura se consideró la suma del primer y segundo sótano, $H = 5.8m$, $\gamma_s = 1670kg/m^3$, $\phi = 33.2$. Se procedió a remplazar los datos en las ecuaciones mencionadas obteniendo así un $k_a = 0.292$, de igual manera de procedió a calcular la presión del suelo y el empuje activo obteniendo un $p_0 = 2.83tn/m^2$ y $F_E = 8.20tn/m$, respectivamente.

4.2.2.4. Carga de Sismo

Según el Artículo 29.2 de la Norma E030 el espectro inelástico de pseudo-Aceleraciones está definida por la siguiente expresión:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} g$$

Donde:

- S_a : Espectro se pseudo - aceleraciones
- g : Aceleración de la gravedad
- C : Factor de amplificación sísmica, la cual está en función al periodo de vibración de la estructura.

$$T < T_P \quad C = 2.5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = \frac{T_P \cdot T_L}{T^2}$$

- Z : Factor de zonificación, en nuestro caso su valor es, $Z=0.4$
- U : Factor de uso, para viviendas, $U= 1.0$
- S : Factor de suelo, según el Informe técnico de Suelo, $S= 2.0$
- R : Coeficiente de reducción sísmica, para sistema dual, $R= 6$
- T_P : Periodo límite de la meseta, $T_P = 0.6$
- T_L : Periodo de inicio del comportamiento elástico, $T_L = 2.0$

4.2.2.5. Combinaciones de cargas para Diseño

Estas combinaciones se encuentran especificadas en la N.T.E. E.060 y de esta manera se está analizando la estructura en su etapa última. La resistencia de diseño proporcionada por un elemento deberá tomarse como la resistencia nominal (resistencia proporcionada considerando el refuerzo realmente colocado) multiplicada por un factor ϕ de reducción de resistencia (flexión 0.9, cortante 0.85, flexo compresión 0.70), según el tipo de sollicitación a la que esté sometido el elemento.

- COMBO 1 = 1.4 D + 1.7 L
- COMBO 2 = 1.25 (D + L) + 1.25SX
- COMBO 3 = 1.25 (D + L) - 1.25SX
- COMBO 4 = 1.25 (D + L) + 1.25SY
- COMBO 5 = 1.25 (D + L) - 1.25SY
- COMBO 6 = 0.9 D + 1.25 SX
- COMBO 7 = 0.9 D - 1.25 SX
- COMBO 8 = 0.9 D + 1.25 SY
- COMBO 9 = 0.9 D - 1.25 SY

4.4. Modelo de Análisis con base rígida (Norma E030-2018)

4.4.1. Análisis Dinámico Modal Espectral

Para la realización del análisis sísmico se procedió a hacer el modelado en el software Etabs con los siguientes procedimientos,

- Se definieron las grillas de acuerdo a la geometría de la edificación.
- Se definieron las propiedades del material de la estructura (concreto armado y acero).
- Se definieron la dimensión de cada elemento estructural, como vigas, columnas, losas y placas.
- Se asignaron los brazos rígidos y condiciones de apoyo.
- Se definido y asigno los diafragmas en cada nivel del edificio.
- Se definieron los sistemas de carga estática.
- Se asignaron el mesh a los elementos área y el piers a las placas.
- Se definieron los sistemas de cargas dinámicas.
- Se asignaron las cargas a la losa (carga viva y muerta).
- Se definieron las masas y las combinaciones de cargas.

Aplicacion de los Parámetros Sísmicos

Categoría :	C	1	Edificaciones Comunes
Zona :	Z4	0.45	Valor tomado según Mapa Sísmico.
Suelo :	S2	1.05	$T_p : 0.60$ $T_L : 2$
Sistema Estructural :	R_x	6.00	MUROS ESTRUCTURALES
	R_y	6.00	0
Verificación de Irregularidad :	I_p	1.00	Irregularidad en Planta
	I_a	1.00	Irregularidad en Altura
Factor R de Diseño :	R_{0x}	6.00	$R = R_o I_p I_a$
	R_{0y}	6.00	

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad \frac{S_a}{g} = \frac{ZUCS}{R}$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$$

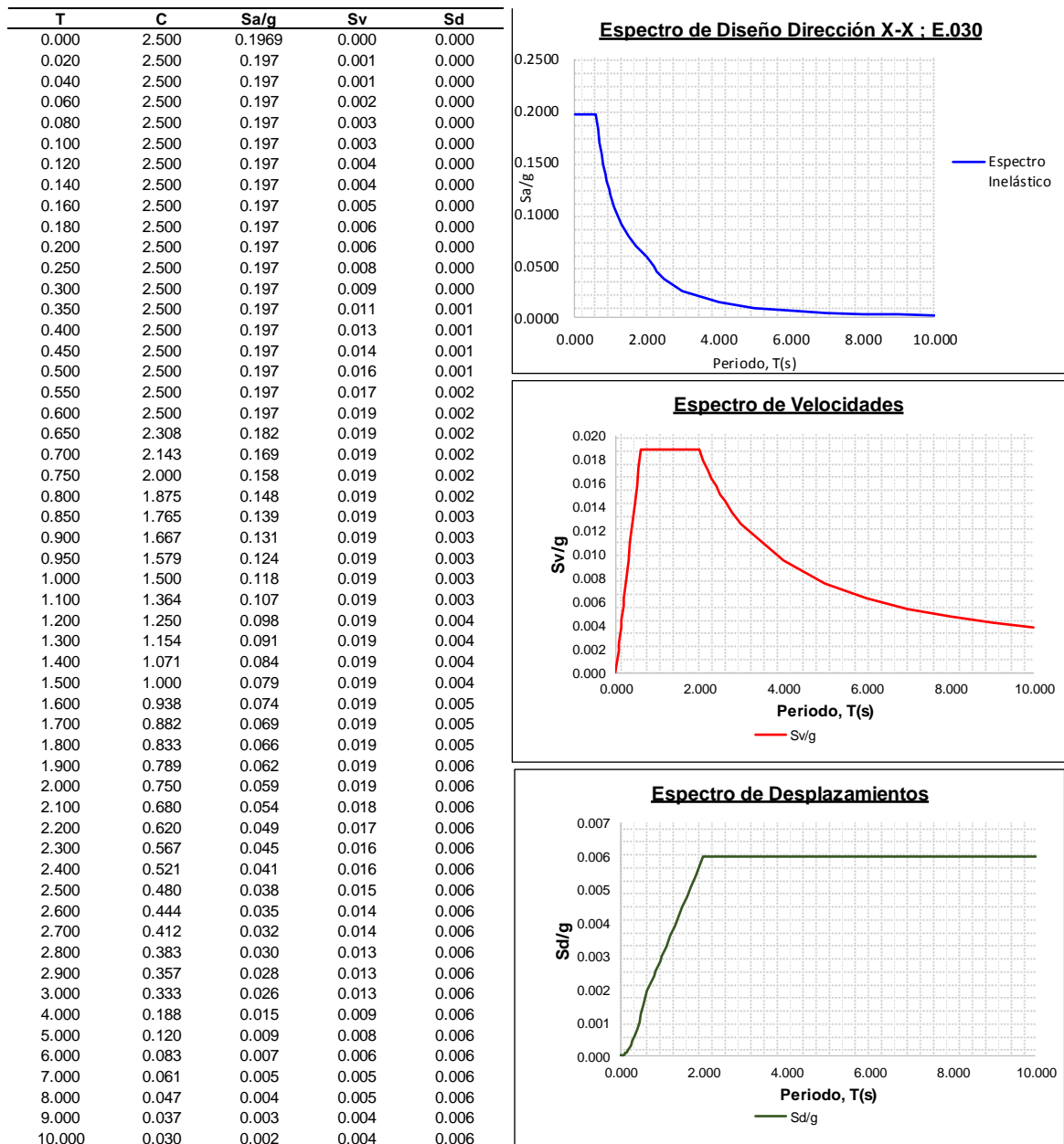


Figura 29. Parámetros sísmicos

4.4.1.1. Evaluación de espectro de pseudo aceleraciones

Se determinaron los espectros inelástico desplazamientos, pseudo aceleraciones, pseudo velocidades en dirección X, según lo establecido en Norma E.030-2018 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

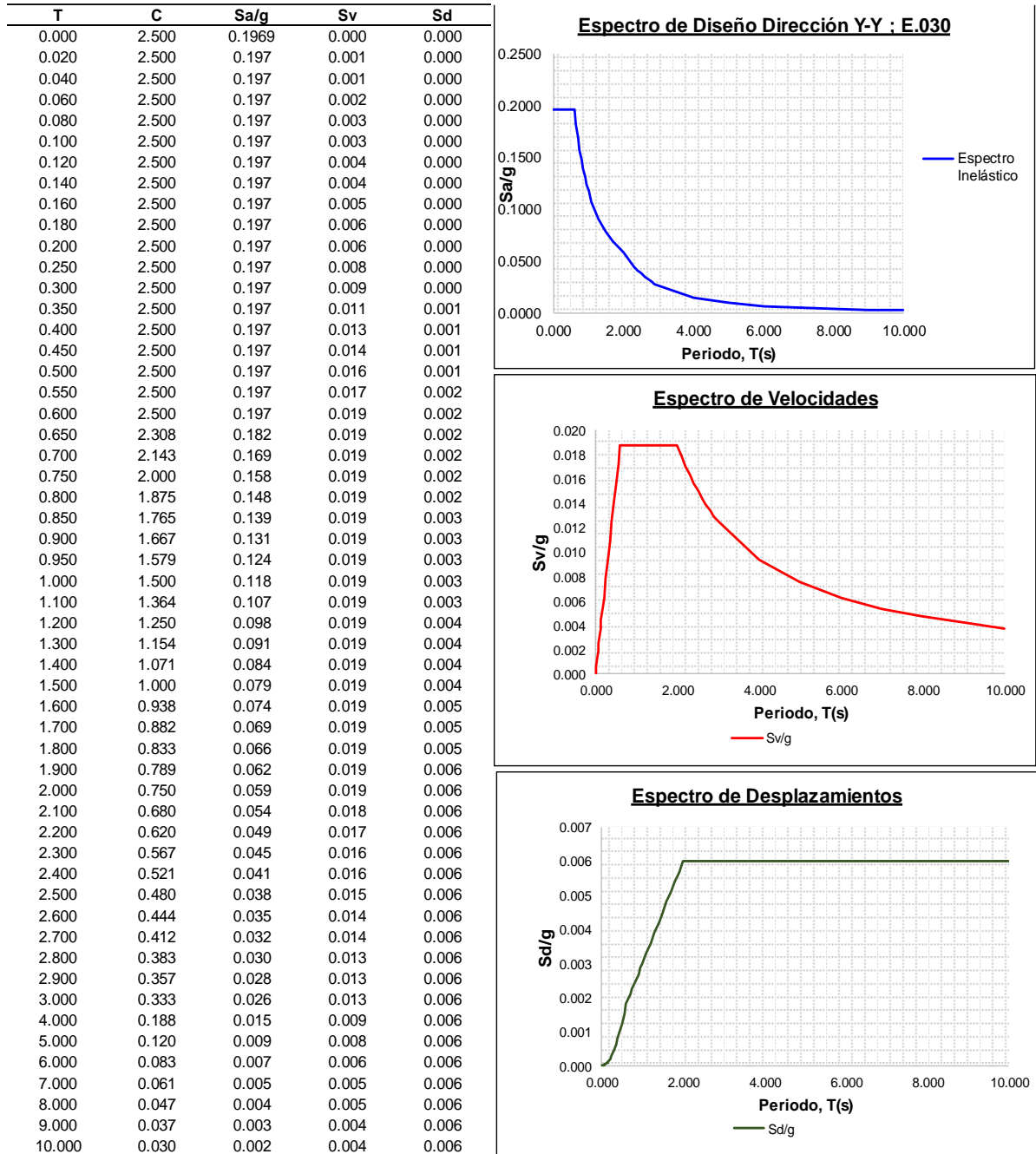
Tabla 8. Espectro de Diseño en X-X



Fuente: Fuente propia.

Se determinaron los espectros inelásticos de desplazamientos, pseudo aceleraciones, pseudo velocidades en dirección Y, según lo establecido en Norma E.030-2018 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Tabla 9 Espectro de Diseño en Y-Y



Fuente: Fuente propia.

4.4.1.2. Definición de carga estática

Se definieron 5 tipos de carga, para este proyecto de investigación, estas cargas son comunes en un análisis sísmico de edificaciones de mediana y baja altura.

- Peso Propio: Conformada por los elementos frame, shell y otros considerados en el modelamiento estructural.
- Carga Muerta y Tabiquería: Proporcionado por el peso de elementos y materiales que forman parte del edificio: instalaciones, acabados, tabiquerías, etc.
- Carga Viva de Entrepiso: Está dada por componentes móviles, usuarios, muebles, etc. Se le considera como carga Reducible.
- Carga Viva de Techo: Considera el peso de los trabajos de instalación o acabados que se realizarán, es una carga del Tipo Roof Live.
- Carga Sísmica Estática: Es el Cortante Basal distribuido por piso, el cual depende del peso del edificio, la altura, entre otros parámetros determinados por la Norma E.030.

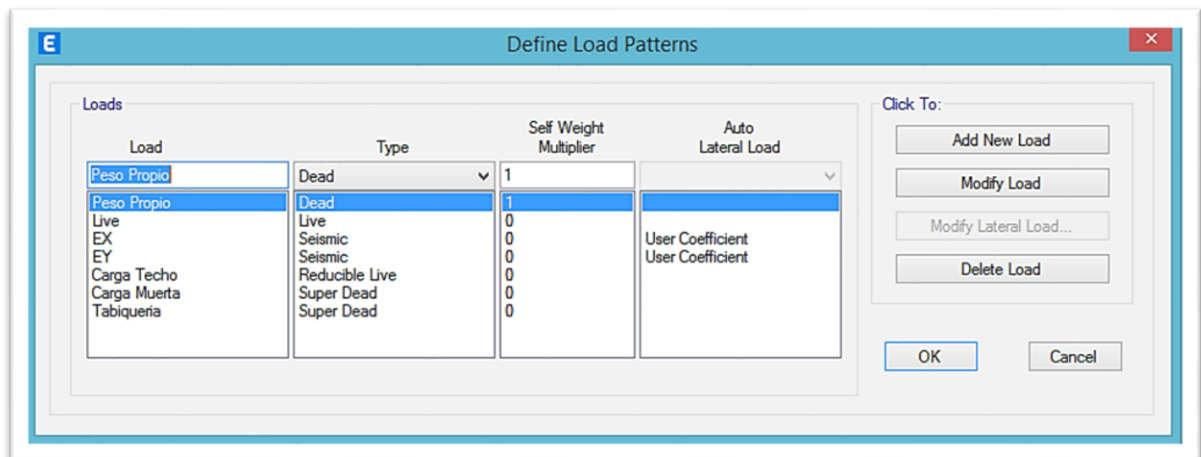


Figura 30. Patrones de Carga

4.4.1.3. Determinación de Masa sísmica

Debido a que nuestro edificio es de categoría C, Se considero tomar el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva como lo carga viva la Norma E.030-2018 en el artículo 26, así mismo se consideró adicionalmente el 25% de la carga viva para la azotea de la edificación.

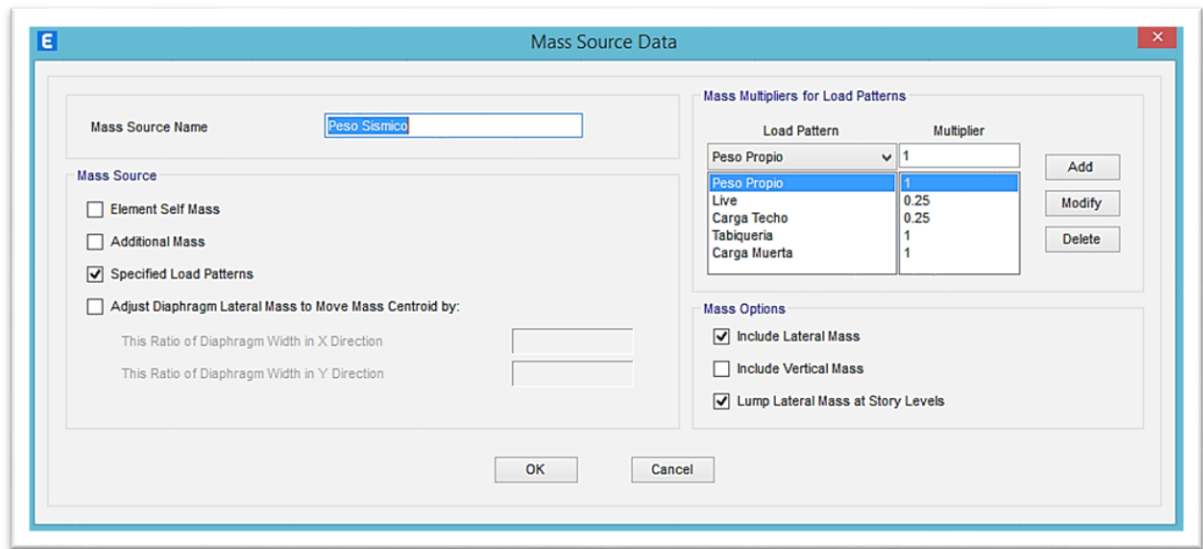


Figura 31. Masas sísmicas definidas en Etabs V19

Periodos del modo de vibración 1, 2 y 3

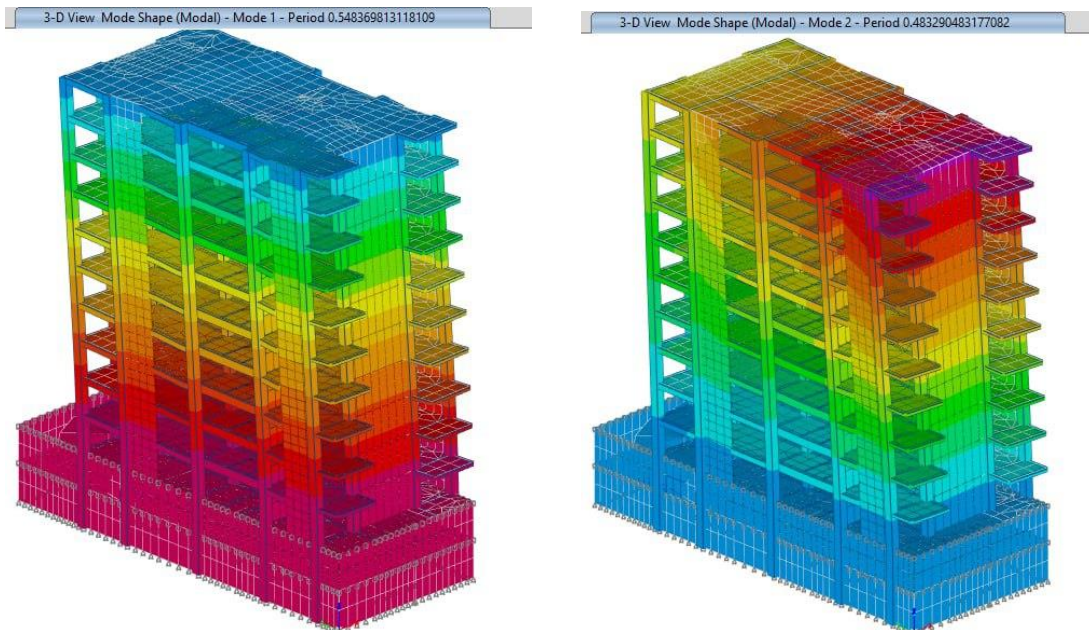


Figura 32. Modo 1, T=0.5484s, Modo 2 T=0.4833s

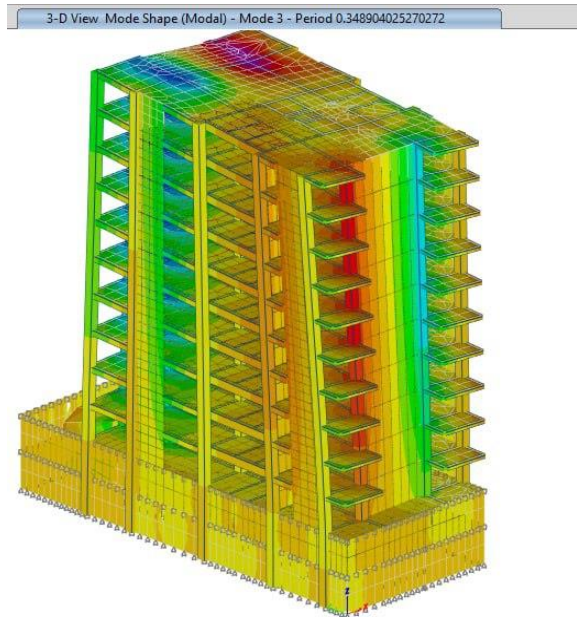


Figura 33. Modo 3, T=0.3489s

4.4.1.4. Coeficiente Basal para el Análisis Estático

Siendo el periodo fundamental en X de 0.483 seg. y en Y de 0.548 seg. se procedió a calcular el factor de amplificación sísmica para cada dirección.

$$T_X < T_P \Rightarrow 0.483 < 0.6$$

$$C_x = 2.5$$

$$T_y < T_P \Rightarrow 0.548 < 0.6$$

$$C_y = 2.5$$

Entonces nuestros coeficientes basales para cada dirección serán:

$$\frac{Z \cdot U \cdot C_X \cdot S}{R_X} = \frac{0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1.05}{6} = 0.196875$$

$$\frac{Z \cdot U \cdot C_Y \cdot S}{R_Y} = \frac{0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1.05}{6} = 0.196875$$

Después procedemos ingresar los coeficientes de carga estática:

Según la norma E0.30 ítem 28.3.2 para periodos de vibración menores a 0.5 se tomará k=1 mayores a 0.5 se dispondrá de la siguiente ecuación para el cálculo del exponente K.

$$K = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0.$$

$$K_x = 1.0 \leq 2.0.$$

$$K_y = (0.75 + 0.5T_y) = 1.024 \leq 2.0.$$

Para el análisis sísmico estático lineal E.030 se consideró las fuerzas sísmicas desde el nivel de piso terminado por lo que la parte de los sótanos no fueron considerados.

Tabla 10. Cortante basal estática total.

Dirección del Sismo	C	K	Peso Total Calculado (Tn)	Cortante en la Base (Tn)
Sismo X	0.196875	1.00	4376.47	861.62
Sismo Y	0.196875	1.024	4376.47	861.62

Fuente: Fuente propia.

4.3.2.4. Verificación configuración estructural (factor de reducción sísmica).

Según la Norma E030-2018, Artículo 16, para sistema de muros estructurales, se recomienda que los muros absorban el 70% de la cortante en la base de la edificación, por lo que el factor de reducción sísmica tendría un valor de R=6.

Tabla 11. Porcentaje de participación modal.

Acción de cortante en la base por Sismo Estático				
Tipo de Caso	Dirección	Elemento	Magnitud	% De Participación
Sismo Estático	X-X	Muros	727.79 ton	89.527%
Sismo Estático	X-X	Columnas	85.14 ton	10.473%
Sismo Estático		Total	812.93 ton	100.000%
Sistema Estructural	MUROS ESTRUCTURALES			R= 6

Fuente: Propia

Tabla 12. Porcentaje de participación modal.

Acción de cortante en la base por Sismo Estático				
Tipo de Caso	Dirección	Elemento	Magnitud	% De Participación
Sismo Estático	Y-Y	Muros Concreto	655.90 ton	80.451%
Sismo Estático	Y-Y	Columnas	159.38 ton	19.549%
Sismo Estático		Total	815.28 ton	100.000%
Sistema Estructural	MUROS ESTRUCTURALES			RY= 6

Fuente: Propia

Debido a que la cortante en la base de los muros supera el 70%, se concluye que el sistema se de muros estructurales en ambas direcciones.

4.3.1.4. Modos de vibración

Para el análisis modal la Norma E030-2018 recomienda como mínimo 3 modos de vibración predominantes por piso, los cuales representan la dirección X, Y y Z.

$$3\#\text{modos} \times \text{piso} = N^{\circ} \times 3 = 10 \times 3 = 30 \text{ (considerar 50)}$$

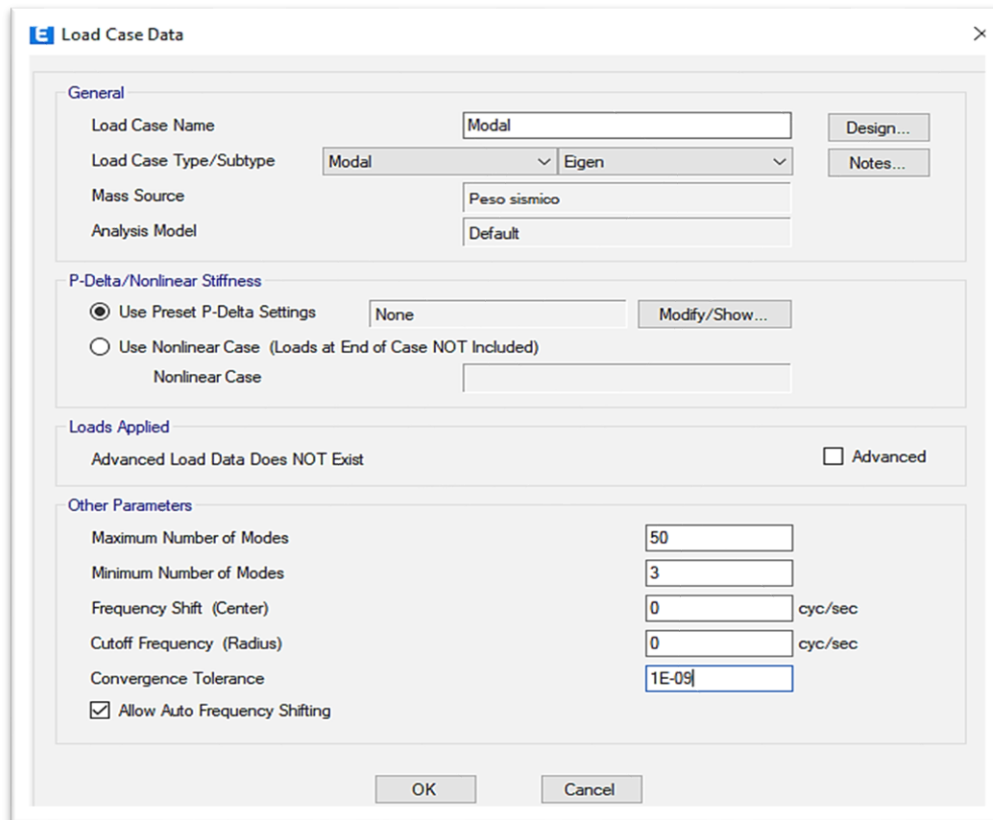


Figura 34. Definición de Modos de Vibración.

En la tabla N.º 11 se muestra los modos, periodos de vibración y frecuencia de la estructura, así mismo observamos que el modo 1 tiene un periodo de 0.548 seg, en la dirección Y, el modo 2 de 0.483 seg, en la dirección X y el modo 3 en la dirección Z tiene un periodo de vibración de 0.355 segundo. Se puede evidenciar en la de los resultados obtenidos de la tabla N.º 12 que al menos se necesitan 50 de los modos de vibración para lograr superar el 90% de la masa participativa. Por lo que se está cumpliendo lo mencionado en el ítem 26.1.2 de la Norma E.030-2018.

Tabla 13. Periodos y Frecuencias.

Modo	Periodo T seg	Frecuencia ciclica(1/s)	CircFreq rad/sec	Eigen rad ² /s ²
1	0.548	1.824	11.458	131.284
2	0.483	2.069	13.001	169.022
3	0.349	2.866	18.008	324.301
4	0.139	7.216	45.339	2055.589
5	0.135	7.415	46.589	2170.504
6	0.125	8.026	50.426	2542.820
7	0.09	11.150	70.058	4908.136
8	0.078	12.796	80.398	6463.878
9	0.063	15.758	99.009	9802.867
10	0.062	16.066	100.947	10190.316
11	0.06	16.787	105.476	11125.249
12	0.057	17.401	109.331	11953.257
13	0.051	19.790	124.344	15461.450
14	0.047	21.159	132.945	17674.478
15	0.045	22.331	140.310	19686.828
16	0.042	24.080	151.298	22890.980
17	0.04	25.102	157.724	24876.692
18	0.04	25.254	158.676	25178.007
19	0.04	25.306	159.004	25282.223
20	0.038	26.120	164.116	26934.163
21	0.037	27.018	169.762	28819.147
22	0.032	31.104	195.430	38193.004
23	0.031	32.518	204.318	41745.793
24	0.03	33.002	207.358	42997.236
25	0.029	34.530	216.961	47071.943
26	0.029	34.878	219.145	48024.672
27	0.027	36.791	231.164	53436.992
28	0.027	37.590	236.183	55782.483
29	0.026	38.059	239.134	57185.058
30	0.026	38.943	244.689	59872.516
31	0.025	39.878	250.559	62779.831
32	0.024	41.336	259.723	67455.802
33	0.023	43.602	273.958	75053.192
34	0.023	44.352	278.674	77659.400
35	0.022	45.458	285.620	81579.013
36	0.022	46.264	290.687	84499.100
37	0.021	47.570	298.891	89335.987
38	0.021	47.704	299.734	89840.544
39	0.02	49.122	308.644	95261.200
40	0.02	49.270	309.575	95836.559
41	0.02	50.642	318.191	101245.765
42	0.019	51.318	322.441	103968.111
43	0.019	52.014	326.811	106805.715
44	0.019	52.567	330.287	109089.489
45	0.019	53.487	336.069	112942.654
46	0.018	55.095	346.173	119835.588
47	0.018	55.223	346.978	120393.393
48	0.018	55.745	350.257	122679.898
49	0.018	56.535	355.223	126183.260
50	0.017	57.312	360.105	129675.642

Fuente: Etabs 2019

Tabla 14. Porcentaje de participación modal.

Modo	T	UX	UY	RZ	SUM UX	SUM UY	SUM RZ
1	0.54800	0.00000	0.57970	0.00003	0.00000	0.57970	0.00003
2	0.48300	0.59520	0.00002	0.03890	0.59520	0.57970	0.03890
3	0.34900	0.04670	0.00001	0.52140	0.64190	0.57970	0.56030
4	0.13900	0.00010	0.00850	0.00001	0.64190	0.58820	0.56030
5	0.13500	0.00001	0.14930	0.00001	0.64200	0.73740	0.56030
6	0.12500	0.17710	0.00000	0.00430	0.81910	0.73740	0.56450
7	0.09000	0.00760	0.00000	0.16050	0.82670	0.73740	0.72500
8	0.07800	0.00060	0.00010	0.00320	0.82730	0.73750	0.72820
9	0.06300	0.01300	0.00010	0.01150	0.84040	0.73760	0.73960
10	0.06200	0.00000	0.07690	0.00010	0.84040	0.81450	0.73970
11	0.06000	0.06770	0.00001	0.00150	0.90810	0.81450	0.74120
12	0.05700	0.00230	0.00020	0.00380	0.91030	0.81470	0.74500
13	0.05100	0.00090	0.00380	0.00880	0.91120	0.81850	0.75390
14	0.04700	0.00002	0.00070	0.00270	0.91120	0.81920	0.75660
15	0.04500	0.00250	0.00010	0.05810	0.91380	0.81940	0.81470
16	0.04200	0.00100	0.00130	0.00150	0.91480	0.82060	0.81620
17	0.04000	0.03020	0.00010	0.00580	0.94500	0.82070	0.82190
18	0.04000	0.00010	0.05800	0.00005	0.94510	0.87870	0.82200
19	0.04000	0.00060	0.01080	0.00020	0.94560	0.88940	0.82210
20	0.03800	0.00010	0.00040	0.00140	0.94570	0.88980	0.82360
21	0.03700	0.00030	0.00004	0.00160	0.94600	0.88980	0.82520
22	0.03200	0.00000	0.00004	0.02470	0.94600	0.88990	0.84990
23	0.03100	0.00003	0.05320	0.00010	0.94610	0.94310	0.85000
24	0.03000	0.00060	0.01300	0.00004	0.94670	0.95610	0.85000
25	0.02900	0.01220	0.00010	0.02070	0.95890	0.95610	0.87070
26	0.02900	0.00170	0.00060	0.00500	0.96060	0.95670	0.87570
27	0.02700	0.00001	0.00010	0.00000	0.96060	0.95680	0.87570
28	0.02700	0.00001	0.00001	0.00080	0.96060	0.95690	0.87650
29	0.02600	0.00050	0.00010	0.00390	0.96110	0.95700	0.88040
30	0.02600	0.00000	0.00760	0.00003	0.96110	0.96460	0.88040
31	0.02500	0.00030	0.00110	0.00030	0.96140	0.96570	0.88070
32	0.02400	0.00450	0.00002	0.00430	0.96590	0.96580	0.88500
33	0.02300	0.00030	0.00010	0.00030	0.96610	0.96590	0.88530
34	0.02300	0.00010	0.00004	0.00760	0.96620	0.96590	0.89290
35	0.02200	0.00020	0.00005	0.00004	0.96640	0.96600	0.89290
36	0.02200	0.00270	0.00020	0.00020	0.96900	0.96610	0.89310
37	0.02100	0.00420	0.00030	0.00460	0.97320	0.96650	0.89770
38	0.02100	0.00060	0.00020	0.00090	0.97380	0.96660	0.89870
39	0.02000	0.00030	0.00160	0.00030	0.97410	0.96830	0.89900
40	0.02000	0.00010	0.00020	0.01310	0.97420	0.96840	0.91210
41	0.02000	0.00030	0.00010	0.00750	0.97440	0.96850	0.91960
42	0.01900	0.00010	0.00000	0.00002	0.97450	0.96850	0.91970
43	0.01900	0.00260	0.00020	0.00010	0.97710	0.96870	0.91980
44	0.01900	0.00020	0.00630	0.00020	0.97730	0.97500	0.92000
45	0.01900	0.00000	0.00180	0.00020	0.97730	0.97680	0.92020
46	0.01800	0.00450	0.00010	0.00890	0.98180	0.97690	0.92910
47	0.01800	0.00110	0.00001	0.00220	0.98290	0.97690	0.93130
48	0.01800	0.00010	0.00050	0.00050	0.98300	0.97740	0.93180
49	0.01800	0.00010	0.00005	0.01150	0.98300	0.97750	0.94330
50	0.01700	0.00010	0.00060	0.00020	0.98310	0.97810	0.94350

Fuente: Etabs 2019.

4.3.2.5. Verificación de la relación de la cortante Estática y Dinámica

Ahora se procederá a verificar la relación del cortante estático y dinámico

Cortante Estáticas en X y Y.

$$V_{ESTATICA X} = 812.93tn$$

$$V_{ESTATICA Y} = 815.28tn$$

Cortante Dinámica en X y Y.

$$V_{DINAMICA X} = 524.58tn$$

$$V_{DINAMICA Y} = 515.60tn$$

De acuerdo con el ítem 29.4.1 mencionado en la Norma E.030-2018 para estructuras regulares, la cortante dinámica no deberá ser menor que el 80% de la cortante estática y el 90% para estructuras irregulares.

Por lo que tenemos:

$$V_{DINAMICA X} = 524.58tn > 80\%V_{ESTATICA X} = 650.34tn$$

$$V_{DINAMICA Y} = 515.60tn > 80\%V_{ESTATICA Y} = 652.22tn$$

Como podemos observar las fuerzas cortantes dinámicas son menores que el 80% de las cortantes estáticas por lo que se deberá aplicar un factor para escalar la cortante dinámica.

Tabla 15. Escalamiento de Sismo Dinámico.

TIPO DE CASO	Dirección	
	X	Y
Cortante Estática (V_E)	812.93 ton	815.28 ton
Cortante Dinámica (V_D)	524.28 ton	515.60 ton
Cortante V_E amplificada	650.34 ton	652.22 ton
Verificación	Escalar	Escalar
Factor de Amplificación	1.240	1.265
Condición	Regular	Regular

Fuente: Propia

4.3.1.2. Verificación de distorsiones de entrepiso (Derivas o Draft)

Según la Norma E030-2018 en el artículo 32, los desplazamientos máximos de entrepiso para sistemas de concreto armado no deben ser superiores a 0.007. Así mismo calculamos los desplazamientos laterales multiplicando 0.75R debido a que es una estructura regular. Los resultados obtenidos con el análisis con la base empotada fueron los siguientes:

Tabla 16. Derivas de entrepiso X-X.

PISOS	Caso de Carga	Altura	R	Deriva X	Deriva X (0.75RxDeriva X)	Limite($\Delta i/hei$)
Piso 10	SSX Max	32.60	6	0.000980	0.004411	0.007
Piso 9	SSX Max	29.90	6	0.001033	0.004650	0.007
Piso 8	SSX Max	27.20	6	0.001082	0.004871	0.007
Piso 7	SSX Max	24.50	6	0.001120	0.005041	0.007
Piso 6	SSX Max	21.80	6	0.001137	0.005115	0.007
Piso 5	SSX Max	19.10	6	0.001123	0.005055	0.007
Piso 4	SSX Max	16.40	6	0.001072	0.004825	0.007
Piso 3	SSX Max	13.70	6	0.000974	0.004385	0.007
Piso 2	SSX Max	11.00	6	0.000820	0.003690	0.007
Piso 1	SSX Max	8.30	6	0.000656	0.002953	0.007
Sotano1	SSX Max	5.60	6	0.000000	0.000000	0.007
Sotano2	SSX Max	2.90	6	0.000000	0.000000	0.007

Fuente: Propia.

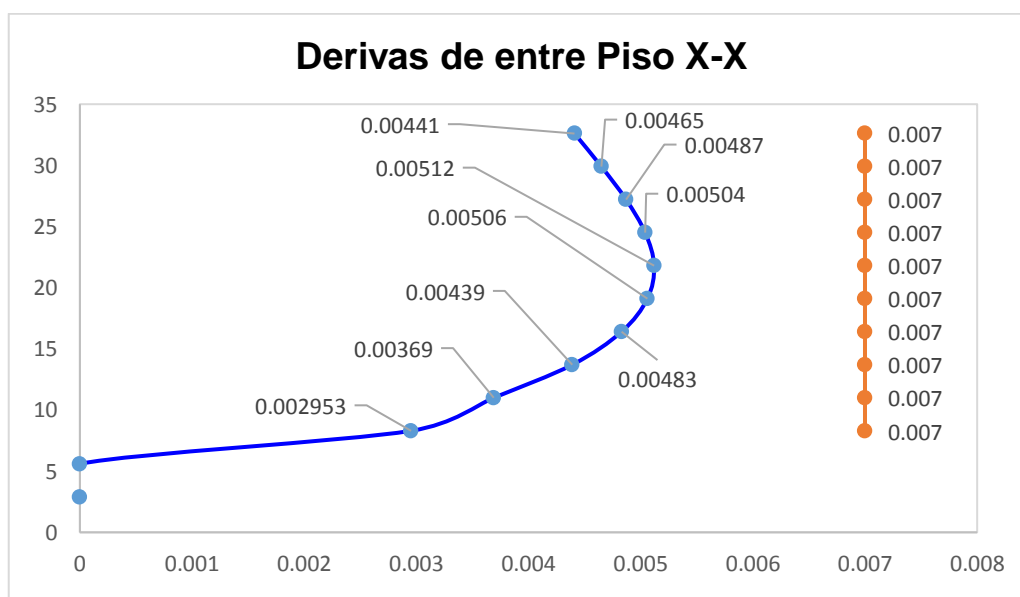


Figura 35. Diagrama de derivas X-X.

Tabla 17. Derivas de entrepiso Y-Y.

PISOS	Caso de Carga	Altura	R	Deriva Y	Deriva Y (0.75RyDeriva Y)	Limite($\Delta i/h_{ei}$)
Piso 10	SSY Max	32.60	6	0.000989	0.004452	0.007
Piso 9	SSY Max	29.90	6	0.001053	0.004740	0.007
Piso 8	SSY Max	27.20	6	0.001111	0.004999	0.007
Piso 7	SSY Max	24.50	6	0.001156	0.005200	0.007
Piso 6	SSY Max	21.80	6	0.001175	0.005289	0.007
Piso 5	SSY Max	19.10	6	0.001161	0.005224	0.007
Piso 4	SSY Max	16.40	6	0.001102	0.004959	0.007
Piso 3	SSY Max	13.70	6	0.000987	0.004441	0.007
Piso 2	SSY Max	11.00	6	0.000800	0.003598	0.007
Piso 1	SSY Max	8.30	6	0.000592	0.002662	0.007
Sotano1	SSX Max	5.60	6	0.000602	0.002710	0.007
Sotano2	SSX Max	2.90	6	0.000260	0.001172	0.007

Fuente: Propia.

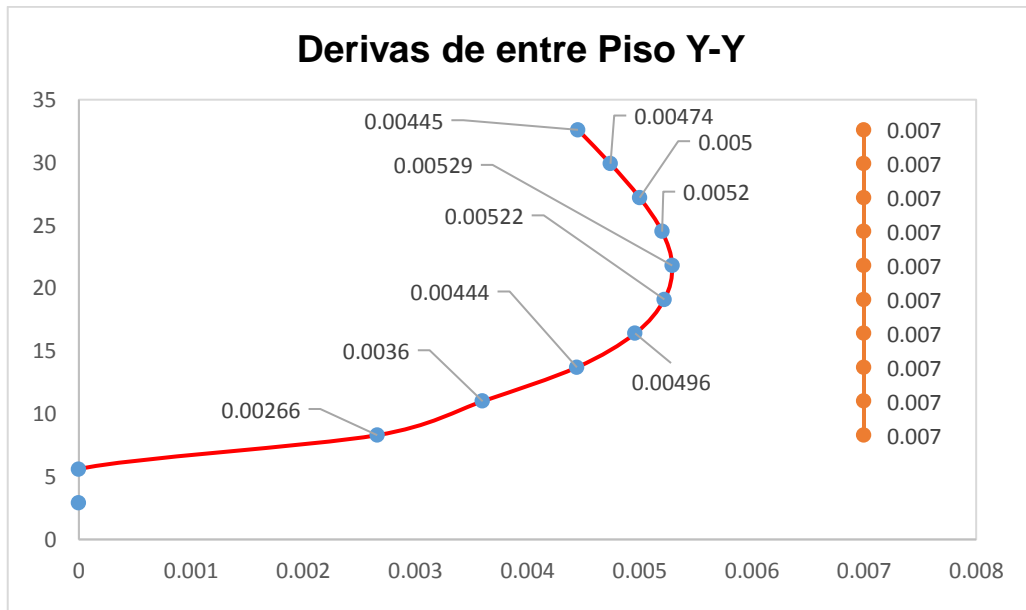


Figura 36. Diagrama de derivas Y-Y.

4.3.2.4. Esfuerzos internos (esfuerzos cortantes y momentos flectores)

Mediante el software Etabs v19, logamos recopilar la siguiente información en cuanto esfuerzos internos (Véase la Tabla N.º 16).

A continuación, se presenta los esfuerzos internos máximos (cortantes y momentos) en la estructura, tanto para la dirección X, como para la dirección Y, cabe mencionar que son los casos más críticos dentro de la edificación.

Tabla 18. Esfuerzos internos máximos en la estructura.

PISOS	Altura	Fuerza Cortante Max		Momento Flector Max	
		VX (Tonf)	VY (Tonf)	MX (Tonf.m)	MY (Tonf.m)
Piso 10	32.60	96.81	104.67	282.60	261.39
Piso 9	29.90	214.92	224.55	884.91	840.61
Piso 8	27.20	311.60	323.00	1743.43	1676.95
Piso 7	24.50	392.06	406.94	2819.19	2722.50
Piso 6	21.80	460.53	476.85	4076.66	3941.86
Piso 5	19.10	518.82	534.91	5482.27	5307.05
Piso 4	16.40	567.58	581.97	7006.35	6793.23
Piso 3	13.17	607.29	617.93	8620.78	8377.25
Piso 2	11.00	638.24	643.30	10299.11	10037.45
Piso 1	8.30	660.45	658.45	12017.76	11753.68
Sótano 1	5.60	539.73	609.73	7815.92	4828.32
Sótano 2	2.90	562.21	627.51	8605.28	4612.41

Fuente: Propia

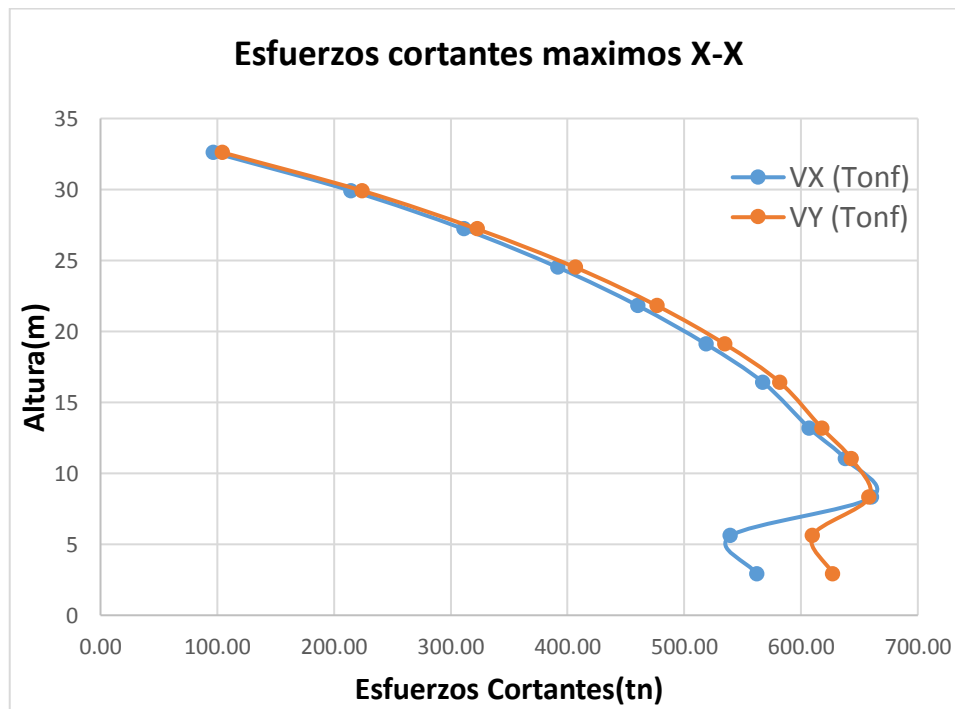


Figura 37. Diagrama de esfuerzos cortantes Y-Y.

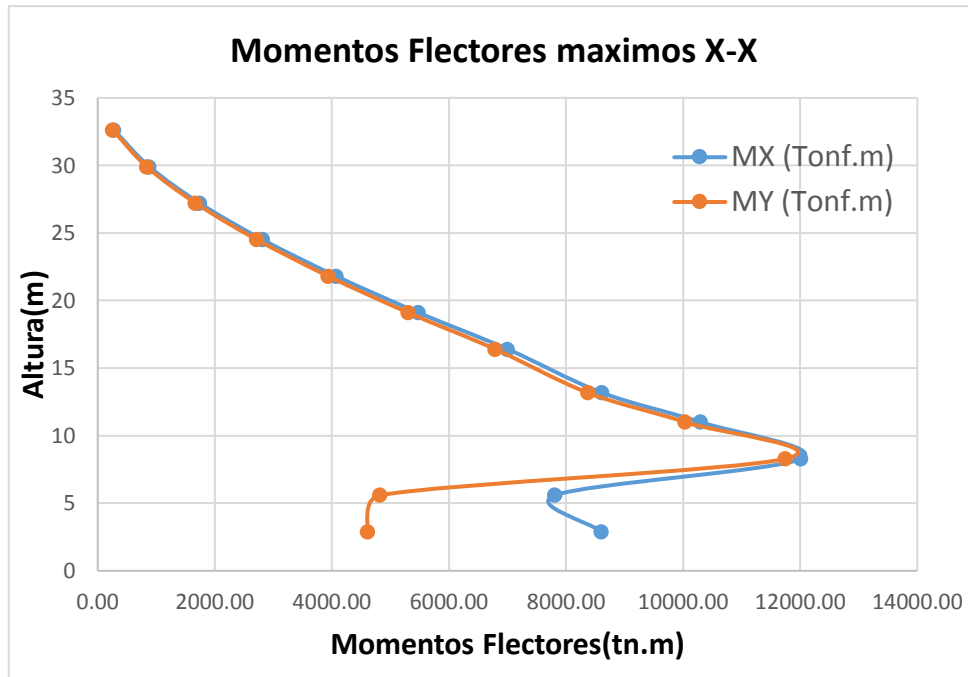


Figura 38. Diagrama de momentos flectores Y-Y.

4.3.2.4. Desplazamientos laterales

A continuación, se mostrará los desplazamientos laterales máximos en la dirección X y Y, obtenidos en el software Etabs v19.

Tabla 19. Desplazamientos máximos en la estructura.

PISOS	Altura	Desplazamientos MAX en X (m)	Desplazamientos MAX en Y (m)
Piso 10	32.60	0.013841	0.029711
Piso 9	29.90	0.012747	0.026911
Piso 8	27.20	0.011561	0.023936
Piso 7	24.50	0.010301	0.020798
Piso 6	21.80	0.008980	0.017525
Piso 5	19.10	0.007621	0.014181
Piso 4	16.40	0.006253	0.010855
Piso 3	13.17	0.004908	0.007664
Piso 2	11.00	0.003626	0.004753
Piso 1	8.30	0.002459	0.002298
Sótano 1	5.60	0.001391	0.000212
Sótano 2	2.90	0.000497	0.000118
Base	0.00	0.00	0.00

Fuente: Propia.

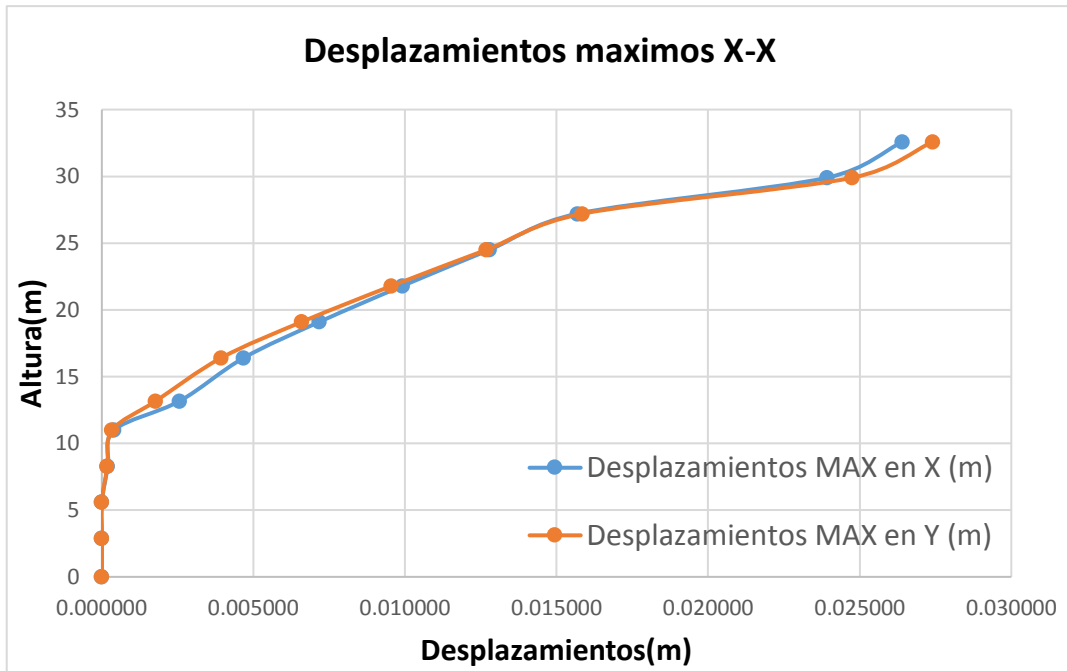


Figura 39. Diagrama de momentos flectores Y-Y.

4.5. ANALISIS CONSIDERANDO EFECTOS DE INTERACCION SUELO ESTRUCTURA

4.5.1. Características del suelo de fundación

De los ensayos de geotécnicos se tiene los siguientes resultados:

- Peso específico del suelo (γ_s): 1670 kg/m³
- Angulo de Fricción del suelo (ϕ): 32.2
- Profundidad de la cimentación: 6.4m
- Espesor de losa de Cimentación: 0.8m

De los ensayos de geofísicos se tiene los siguientes resultados:

- Módulo de Elasticidad del suelo (E_s): 9993.22kg/cm²
- Módulo de poisson del suelo (ν): 0.36
- Velocidad de Onda de corte (V_{30}): 495m/s
- Módulo de Corte de Suelo (G): 3665.87 kg/cm²

Capacidad portante admisible del suelo

Para el cálculo de capacidad admisible se empleó el criterio de falla de corte de zapata de Terzaghi y Peack, el cual también es aplicable para losas de cimentación y determina con la siguiente formula:

$$q_{adm} = \frac{1}{F_s} (CN_c + \gamma_s D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_s B N_\gamma)$$

Donde

- q_{adm} : Capacidad portante del suelo
- F_s : Factor de seguridad
- C : cohesion del suelo
- N_c : Coeficiente de capacidad de carga
- γ_s : Peso especifico del suelo
- D_f : Profundiddad de la cimentación
- N_q : Coeficiente de cimentación
- B : Ancho de la cimentación
- N_γ : Coeficiente de cimentación

4.5.2. Parámetros de Diseño del ASCE/SEI 7-16

Según (Adams, Halchuk, y Awatta, 2010) en su publicación titulada “Estimated Seismic Design Values for Canadian Missions Abroad” se presentaron factores a tomar en cuenta para la transformación de PGA con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años a 2% en 50 años obtenidos multiplicando por 1.9. En el caso de Perú se planteó que para periodos cortos S_s de 0.2 s, se deberá multiplicar los factores de zona sísmica por 4.4 y para los periodos largo S_1 de 1 s por 1.8, tomando dicha consideración se elaboró la siguiente tabla:

Tabla 20. Conversión de PGA a S_s y S_1 .

Zona Sísmica Asignada	NTE E.030-2018	ASCE/SEI 7-16		
	TR=475 años	PGA	S_s	S_1
4	0.450	0.855	1.980	0.810
3	0.350	0.665	1.540	0.630
2	0.250	0.475	1.100	0.450
1	0.100	0.190	0.440	0.180
Probabilidad de excedencia 10% en 50 años		Probabilidad de excedencia 2% en 50 años		

Fuente: Propia.

Coeficientes de sitio y parámetros de aceleración de respuesta espectro del MCE_R

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S = 1.2 \cdot 1.98 = 2.376$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 = 1.4 \cdot 0.81 = 1.134$$

Donde

- S_{MS} : Parámetro de aceleración de respuesta espectral del MCER para periodos cortos
- S_{M1} : Parámetro de aceleración de respuesta espectral del MCER para periodos de 1s
- S_S : Parámetro de aceleración de la respuesta espectral de MCER mapeado en períodos cortos
- S_1 : Parámetro de aceleración de la respuesta espectral de MCER mapeado en períodos de 1

Los factores de ajuste de espectro de sitio F_a y F_1 , se obtendrán de las tablas 21 y 22, los cuales se mencionan en el ASCE/SEI 7-16. Para una clase de sitio C, se obtiene un $F_a=1.2$ y un $F_v=1.4$ respectivamente.

Tabla 21. Coeficiente de sitio de periodo corto, F_a .

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

Fuente: Propia

Tabla 22. Coeficiente de sitio de periodo largo, F_v .

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

Fuente: Propio

Multiplicando los parámetros de aceleración, S_s y S_1 , por los factores de sitio F_a y F_v , se obtienen los parámetros de aceleración de respuesta espectral para un sismo considerado como máximo, SM_1 Y SMS .

Parámetros de aceleración de espectro de Diseño Art.11.4.6 ASCE/SEI 7-16

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot S_{MS} = \frac{2}{3} \cdot 2.376 = 1.584$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot S_{M1} = \frac{2}{3} \cdot 1.134 = 0.756$$

4.5.3. Evidenciar si los efectos de interacción suelo-estructura son importantes

Para evaluar si los efectos de interacción suelo-estructura son importantes haremos uso de la prueba se regla empírica mencionado en el NIST GCR 12-917-21, para el caso de nuestra edificación se evaluará en la dirección corta del edificio.

Cálculo de profundidad de empotramiento (e)

Se profundidad de empotramiento o embebido se tomará desde la parte inferior de la losa al nivel del terreno, en este caso es de e= 6.4m ya que contamos con dos sótanos.

Cálculo de la profundidad efectiva

Se determina a partir del ancho y largo de la cimentación con la siguiente ecuación:

$$Z_p = \sqrt{\frac{B}{2} \times \frac{L}{2}} = \sqrt{\frac{31}{2} \times \frac{13.20}{2}} = 10.10\text{m}$$

Por lo tanto, el cálculo de la profundidad efectiva de la rotación de la base (r) será igual a.

$$r = 10.10 + 6.40 = 16.51 \text{ m}$$

Determinación de la velocidad media efectiva de onda de corte

Con los ensayos geofísicos se ha obtenido las velocidades de onda de corte en las distintas capas del subsuelo y se ha determinado la velocidad de promedio de Onda de corte de deformación baja (V_{so}), sobre la profundidad efectiva de rotación.

$$V_{so} = \frac{16.51\text{m}}{\frac{1.1}{104} + \frac{1.1}{143} + \frac{1.1}{241} + \frac{2.1}{276} + \frac{2}{406} + \frac{3.7}{464} + \frac{3.7}{832} + \frac{7.3}{995} + \frac{1.71}{1318}} = 292.61\text{m/s}$$

Luego determinamos la relación de velocidad de onda de corte efectiva de curdo a la clase de sitio según ASCE/SEI 7-16, con $SDS/2.5=1.584/2.5= 0.634$. Para una clase de sitio tipo C, se obtiene que (V_s/V_{so}) es igual a 0.812.

Tabla 23. Relación de velocidad de onda de corte efectiva (V_s/V_{so}) .

Site Class	Effective Peak Acceleration, $S_{DS}/2.5^a$			
	$S_{DS}/2.5=0$	$S_{DS}/2.5=0.1$	$S_{DS}/2.5=0.4$	$S_{DS}/2.5 \geq 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.97	0.95
C	1.00	0.97	0.87	0.77
D	1.00	0.95	0.71	0.32
E	1.00	0.77	0.22	<i>b</i>
F	<i>b</i>	<i>b</i>	<i>b</i>	<i>b</i>

Fuente: Propio

Por lo tanto, la velocidad de onda de corte efectiva promedio sobre la profundidad de empotramientos se calculará como:

$$v_s = \left(\frac{V_s}{V_{so}} \right) (v_{so}) = 0.812 \cdot 292.61 = 237.60m/s$$

Periodo fundamental de la estructura

El periodo fundamental de vibración se obtuvo del modelamiento en Etabs v19.

$$T_x = 0.553s$$

$$T_y = 0.563s$$

Altura efectiva de la estructura

La altura efectiva se calcula como el 70% de la altura total de la edificación

$$h' = 0.70 \times 33.4 = 23.38m$$

Relación rigidez estructura suelo

$$\frac{h'}{(v_s \times T)} = \frac{23.38m}{(237.60m/s \times 0.483s)} = 0.203$$

Dado que $h'/(v_s \times T) > 0.1$, es probable que los efectos de ISE sean importantes.

4.6. ANALISIS DE DINAMICO DE ISE MODELO ASCE/SEI 7-16

4.6.1. Cálculo de factor para ajustar el espectro de respuesta

De acuerdo a los mencionado en el artículo 19.2.1 de ASCE 7-16

$$B_{SSI} = \frac{4}{5.6 - \ln(100 \times \beta_0)}$$

Donde:

- β_0 : Razón de amortiguamiento efectivo o amortiguamiento de ISE

4.6.2. Amortiguamiento de efectivo asociado a la interaccion suelo estructura:

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

- β_f : Razon de amortiguamiento de la cimentacion.
- β : Amoritguamiento viscoso asociado a la estructura.
- \tilde{T}/\bar{T} : Relacion alargamiento de periodo efectivo.

4.6.2.1 Razon de amortiguamiento efectivo asociado a la interaccion suelo fundacion:

$$\beta_f = \left(\frac{\left(\frac{\tilde{T}}{\bar{T}}\right)^2 - 1}{\left(\frac{\tilde{T}}{\bar{T}}\right)^2} \right) \cdot \beta_s + \beta_{dr}$$

Donde:

- β_s =Razon de amortiguamiento hiteretico del suelo
- β_{rd} =Razon de amortiguamiento por radiacion

Razon de amortiguamiento histeretico del suelo(β_s):

Para una clase de sitio D, $SDS/2.5=1.548/2.5=0.6336$

$$\beta_s = 0.043$$

Tabla 24. Relación de amortiguamiento histéretico del suelo (β_s).

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	<i>b</i>
F	<i>b</i>	<i>b</i>	<i>b</i>	<i>b</i>

Fuente: Tabla 19.3-3 ASCE 7-16

Razon de amortiguamiento por radiacion(β_{rd}):

Para el calculo de los efectos de amortiguamiento por radiaciones rectagulares, se hara uso de la siguiente formula:

$$\beta_{rd} = \frac{1}{\left(\frac{\tilde{T}}{T_y}\right)^2} \cdot \beta_y + \frac{1}{\left(\frac{\tilde{T}}{T_{xx}}\right)^2} \cdot \beta_{xx}$$

Donde:

- T_y :Periodo fundametal traslacional
- β_y :Coeficiente de amortiguamiento de la fundacion de traslacion
- T_{xx} : Periodo fundametal rotacional
- β_{xx} :Coeficiente de amortiguamiento de la fundacion de rotacion

Periodo de traslacion fundamental (T_y):

$$T_y = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{M^*}{K_y}}$$

Donde:

- M^* :Masa modal efectiva calculada como $w/g =$
- K_y : Rigidez Traslacional de la cimentacion

Rigidez traslacional de la cimentacion (R_y):

$$K_y = \frac{G \cdot B}{2 - \nu} \cdot \left(6.8 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right)$$

Donde:

- G : Modulo de corte efectivo
- B : Medio ancho de la base de la estructura
- L : Medio largo de la base de la estructura
- ν : Relacion de poisson

Para un clase de sitio C, $SDS/2.5=1.584/2.5=0.6336$, la relacion de modulo de corte efectivo se obtendra de la siguiente tabla:

Tabla 25. Relación de módulo de corte efectivo (G/G_0).

Site Class	Effective Peak Acceleration, $S_{DS}/2.5^a$			
	$S_{DS}/2.5=0$	$S_{DS}/2.5=0.1$	$S_{DS}/2.5=0.4$	$S_{DS}/2.5 \geq 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	<i>b</i>
F	<i>b</i>	<i>b</i>	<i>b</i>	<i>b</i>

Fuente: Propio

entonces:

$$\frac{G}{G_0} = 0.662$$

El modulo de corte promedio para el suelo debajo de la fundacion para pequeños niveles de deformacion es igual a:

$$G_0 = \frac{\gamma \cdot v_s^2}{g} = 59.47m/s$$

Por lo tanto el modulo de corte efectivo sera igual a:

$$G = G_0 \cdot \frac{G}{G_0} = 42.4 \text{ m/s}$$

Coeficiente de amortiguamiento de la cimentacion de traslacion (β_y):

$$\beta_y = \left(\frac{4 \cdot \frac{L}{B}}{\frac{K_y}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{\alpha_0}{2} \right)$$

Donde:

- α_0 : Frecuencia adimensional

Frecuencia adimensional (α_0)

$$\alpha_0 = \frac{2 \cdot \pi \cdot B}{\tilde{T} \cdot v_s}$$

Donde:

- v_s : Velocidad de onda de corte efectiva promedio sobre una profundidad B, debajo de la base de la estructura.

Para una clase de sitio D, SDS/2.5=0.24. entomces según la tabla , la realacion de velocidad de onda de corte efectiva es ingual a:

$$\frac{v_s}{v_{so}} = 0.812$$

Por lo tanto la velocidad de onda de corte efectiva promedio es igual a :

$$v_s = v_{so} \cdot \frac{v_s}{v_{so}} = 292.61 \cdot 0.812 = 237.6 \text{ m/s}$$

Periodo de rotacion fundamental (T_{xx}):

$$T_{xx} = 2\pi \times \sqrt{\frac{M^* \cdot (h^*)^2}{\alpha_{xx} \cdot K_{xx}}}$$

Donde

- h^* : Altura efectiva de la estructura calculadda como 70% de la altura total

$$h^*: 0.70 \cdot H = 0.70 \cdot 33.4 = 23.38 \text{ m}$$

Frecuencia adimensional (α):

$$\alpha_{xx} = 1 - \left(\frac{0.55 + \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \cdot \alpha_0^2}{2.4 - \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B}\right)^3} + \alpha_0^2} \right)$$

Rigidez traslacional de la cimentacion (R_{xx})

$$K_{xx} = \frac{G \cdot B^3}{1 - \nu} \cdot \left(3.2 \cdot \left(\frac{L}{B}\right) + 0.8 \right)$$

Coefficiente de amortiguamiento de la cimentacion de rotacion (β_{xx}):

$$\beta_{xx} = \left(\frac{\frac{4 \cdot \psi \cdot L}{3 \cdot B} \cdot \alpha_0^2}{\frac{K_{xx}}{G \cdot B^3} \cdot \left(\left(2.2 - \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B}\right)^3} \right) + \alpha_0^2 \right)} \right) \cdot \left(\frac{\alpha_0}{2 \cdot \alpha_{xx}} \right)$$

Donde:

- ψ : Factor adimensional

$$\psi = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{M^* \cdot (h^*)^2}{\alpha_{xx} \cdot K_{xx}}}$$

4.6.2.2 Relacion de alargamiento de periodo efectivo (\tilde{T}/T):

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

Donde:

- μ : Demanda de ductilidad esperada calculada

$$\mu = \frac{R}{\Omega}$$

- Ω : Coeficiente de subresistencia

Tabla 26. Determinar el factor de amortiguamiento viscoso asociado a la ISE.

Rigidez de traslacion de la fundación (Ky)			
Medio largo	:	15.50 m	$K_y = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right]$
Medio ancho	:	6.60 m	
Modulo de Corte efectivo	:	9649032.77 kg/m2	
Modulo de Poisson	:	0.36 kg/m2	
			Ky: 595030320.67 kg/m
Periodo de traslacion fundamental (Txy)			
Peso sismico total	:	4376470.00 kg	$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K_y}}$
Masa modal efectiva	:	265532.61 kg sg2/m	
% masa participativa Modo 1	:	59.27 %	
Aceleracion de la gravedad	:	9.81 m/s2	
			Ty: 0.13 s
Coeficiente de amortiguamiento de la fundación de traslacion (βy)			
Periodo base flexible modo 1	:	0.65 s	$\beta_y = \left[\frac{4(L/B)}{(K_y/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2} \right]$
V. onda de corte efectiva	:	237.60 m/s	
Relacion velocidad onda de corte efectiva	:	0.81	
V. onda de corte promedio	:	292.61 m/s	
Frecuencia adimensional (a0) :	$a_0 = \frac{2\pi B}{\tilde{T}_{v_s}}$	0.27	βy: 0.14
Rigidez de rotacional de la fundación (Kxx)			
Medio largo	:	15.50 m	$K_{xx} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.2 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right]$
Medio ancho	:	6.60 m	
Modulo de Corte efectivo	:	9649032.77 kg/m2	
Modulo de Poisson	:	0.36	
			Kxx: 36041742645.21 kg.m/rad
Periodo de rotacion fundamental (Txx)			
Masa modal efectiva	:	265532.61 kg sg2/m	$T_{xx} = 2\pi \sqrt{\frac{M^*(h^*)^2}{\alpha_{xx} K_{xx}}}$
Altura efectiva 0.70*H	:	23.38 m	
Frecuencia adimensional (αxx)	:	0.74	
Coeficiente de amortiguamiento de la fundación de Rotacion(βxx)			
Medio largo	:	15.50 m	$\psi = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)}$
Medio ancho	:	6.60 m	
Modulo de Poisson	:	0.36	
Fecuencia adimensional(a0)	:	0.25	
Frecuencia adimensional (αxx)	:	0.74	$\beta_{xx} = \left[\frac{(4\psi/3)(L/B)a_0^2}{\left(\frac{K_{xx}}{GB^3} \right) \left[\left(2.2 - \frac{0.4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]$
$\alpha_{xx} = 1.0 - \left[\frac{(0.55 + 0.01\sqrt{(L/B)-1})a_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2} \right]$			
Razon de amortiguamiento hysteretico (βs) y por radiacion (βrd)		Amortiguamiento suelo - cimentacion	
amortiguamiento hysteretico		$\beta_f = \left[\frac{(\tilde{T}/T)^2 - 1}{(\tilde{T}/T)^2} \right] \beta_s + \beta_{rd}$	
βs	0.0417		
amortiguamiento por radiacion			
$\beta_{rd} = \frac{1}{(\tilde{T}/T_y)^2} \beta_y + \frac{1}{(\tilde{T}/T_{xx})^2} \beta_{xx}$			
βrd	0.0073	βf: 0.026	
Ralacion de alargamiento de periodo efectivo		Amortiguamiento afectado por ISE	
$\left(\frac{\tilde{T}}{T} \right)_{\text{eff}} = \left\{ 1 + \frac{1}{\mu} \left[\left(\frac{\tilde{T}}{T} \right)^2 - 1 \right] \right\}^{0.5}$		$\mu := \frac{R}{\Omega_0}$: 2.40	$\beta_0 = \beta_f + \frac{\beta}{(\tilde{T}/T)_{\text{eff}}^2} \leq 0.20$
T"/Teff:	1.15	β : 0.050	

Fuente: Propio

Tabla 27. Espectro de pseudo aceleraciones afectado por ISE.

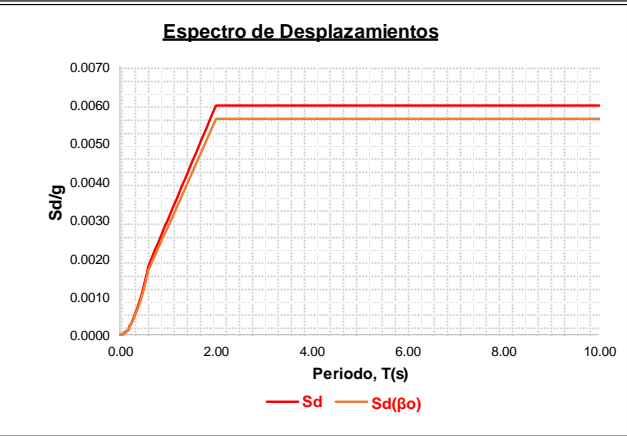
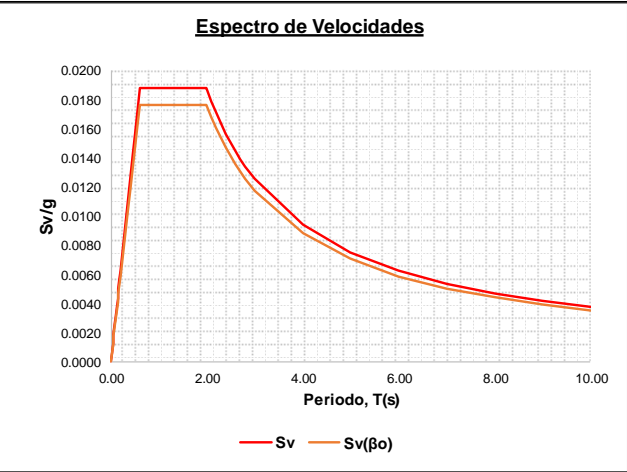
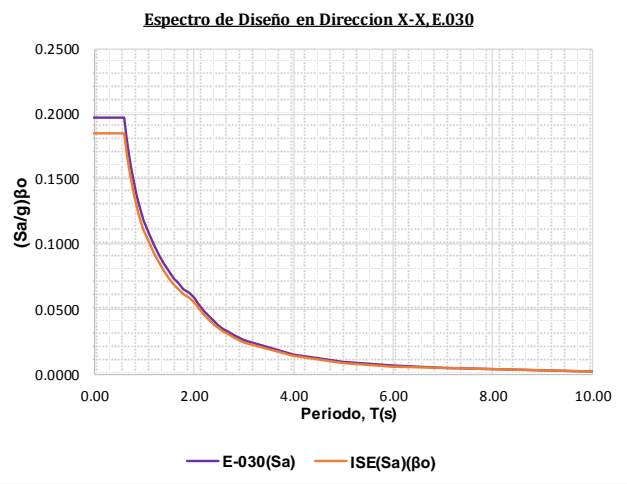
Parámetros de pseudo aceleración espectral

Zona sísmica	:	4	Z	:	0.45
Categoría del edificio	:	c	U	:	1.00
Tipo de suelo	:	S2	S	:	1.05
Tp	:	0.6	Tl	:	2.00
Sistema estructural	:	Muros estructurales	R	:	6

Usamos la siguiente fórmula para reajustar el espectro de pseudo aceleraciones por los efectos del amortiguamiento del suelo

$$B_{SSI} = \frac{4}{5.6 - \ln(100 \cdot \beta_0)} = 1.0655$$

T	E-030(Sa)	ISE(Sa)(β₀)	Sv	Sv(β₀)	Sd	Sd(β₀)
0.00	0.1969	0.18478	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.02	0.1969	0.18478	0.0006	0.0006	0.0000	0.0000
0.04	0.1969	0.18478	0.0013	0.0012	0.0000	0.0000
0.06	0.1969	0.18478	0.0019	0.0018	0.0000	0.0000
0.08	0.1969	0.18478	0.0025	0.0024	0.0000	0.0000
0.10	0.1969	0.18478	0.0031	0.0029	0.0000	0.0000
0.12	0.1969	0.18478	0.0038	0.0035	0.0001	0.0001
0.14	0.1969	0.18478	0.0044	0.0041	0.0001	0.0001
0.16	0.1969	0.18478	0.0050	0.0047	0.0001	0.0001
0.18	0.1969	0.18478	0.0056	0.0053	0.0002	0.0002
0.20	0.1969	0.18478	0.0063	0.0059	0.0002	0.0002
0.25	0.1969	0.18478	0.0078	0.0074	0.0003	0.0003
0.30	0.1969	0.18478	0.0094	0.0088	0.0004	0.0004
0.35	0.1969	0.18478	0.0110	0.0103	0.0006	0.0006
0.40	0.1969	0.18478	0.0125	0.0118	0.0008	0.0007
0.45	0.1969	0.18478	0.0141	0.0132	0.0010	0.0009
0.50	0.1969	0.18478	0.0157	0.0147	0.0012	0.0012
0.55	0.1969	0.18478	0.0172	0.0162	0.0015	0.0014
0.60	0.1969	0.18478	0.0188	0.0176	0.0018	0.0017
0.65	0.1817	0.17056	0.0188	0.0176	0.0019	0.0018
0.70	0.1688	0.15838	0.0188	0.0176	0.0021	0.0020
0.75	0.1575	0.14782	0.0188	0.0176	0.0022	0.0021
0.80	0.1477	0.13858	0.0188	0.0176	0.0024	0.0022
0.85	0.1390	0.13043	0.0188	0.0176	0.0025	0.0024
0.90	0.1313	0.12318	0.0188	0.0176	0.0027	0.0025
0.95	0.1243	0.11670	0.0188	0.0176	0.0028	0.0027
1.00	0.1181	0.11087	0.0188	0.0176	0.0030	0.0028
1.10	0.1074	0.10079	0.0188	0.0176	0.0033	0.0031
1.20	0.0984	0.09239	0.0188	0.0176	0.0036	0.0034
1.30	0.0909	0.08528	0.0188	0.0176	0.0039	0.0037
1.40	0.0844	0.07919	0.0188	0.0176	0.0042	0.0039
1.50	0.0788	0.07391	0.0188	0.0176	0.0045	0.0042
1.60	0.0738	0.06929	0.0188	0.0176	0.0048	0.0045
1.70	0.0695	0.06522	0.0188	0.0176	0.0051	0.0048
1.80	0.0656	0.06159	0.0188	0.0176	0.0054	0.0051
1.90	0.0622	0.05835	0.0188	0.0176	0.0057	0.0053
2.00	0.0591	0.05543	0.0188	0.0176	0.0060	0.0056
2.10	0.0536	0.05028	0.0179	0.0168	0.0060	0.0056
2.20	0.0488	0.04581	0.0171	0.0160	0.0060	0.0056
2.30	0.0447	0.04192	0.0163	0.0153	0.0060	0.0056
2.40	0.0410	0.03850	0.0157	0.0147	0.0060	0.0056
2.50	0.0378	0.03548	0.0150	0.0141	0.0060	0.0056
2.60	0.0349	0.03280	0.0145	0.0136	0.0060	0.0056
2.70	0.0324	0.03042	0.0139	0.0131	0.0060	0.0056
2.80	0.0301	0.02828	0.0134	0.0126	0.0060	0.0056
2.90	0.0281	0.02637	0.0130	0.0122	0.0060	0.0056
3.00	0.0263	0.02464	0.0125	0.0118	0.0060	0.0056
4.00	0.0148	0.01386	0.0094	0.0088	0.0060	0.0056
5.00	0.0095	0.00887	0.0075	0.0071	0.0060	0.0056
6.00	0.0066	0.00616	0.0063	0.0059	0.0060	0.0056
7.00	0.0048	0.00453	0.0054	0.0050	0.0060	0.0056
8.00	0.0037	0.00346	0.0047	0.0044	0.0060	0.0056
9.00	0.0029	0.00274	0.0042	0.0039	0.0060	0.0056
10.00	0.0024	0.00222	0.0038	0.0035	0.0060	0.0056



Fuente: Propio

4.6.3. Cálculo de Rigidez dinámica

Para considerar la flexibilidad de la cimentación se deberá realizar el cálculo de las rigideces traslacionales y rotacionales según lo especificado en el apartado 19.2.2 de ASCE/SEI 7-16, el modelo dinámico lineal deberá incluir la flexibilidad de la fundación y el suelo, los cuales pueden obtenerse de las siguientes ecuaciones:

$$K_y = \frac{G \cdot B}{2 - \nu} \cdot \left(6.8 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right)$$

$$K_{xx} = \frac{G \cdot B^3}{1 - \nu} \cdot \left(3.2 \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right)$$

Donde:

K_y : Rigidez traslacional de la cimentación

K_{xx} : Rigidez Rotacional de la cimentación

Como se puede observar los las siguientes rigideces son las mismas introducidas para el cálculo del amortiguamiento y obedecen a un plano en 2 dimensiones. Puesto que el modelado es en 3 dimensiones se procedo a hacer uso de todas las rigideces mencionadas en el NIST 12-917-21(Tabla 36), Para este caso no se asignaron los coeficientes de amortiguamiento ya que según el código ASCE/SEI 7-16, el amortiguamiento afectado por interacción suelo estructura es incluido en el espectro de respuesta.

$$k_{z,total} = \alpha_z \cdot K_{zsur} \cdot \eta_z = 960402782.64 \text{ kg/m}$$

$$k_{z,total} = \alpha_y K_{ysur} \cdot \eta_y = 1117872403.73 \text{ kg/m}$$

$$k_{z,total} = \alpha_x K_{xsur} \cdot \eta_x = 1039172705.74 \text{ kg/m}$$

$$k_{zz,total} = \alpha_{zz} K_{zzsur} \cdot \eta_{zz} = 288165927991.20 \text{ kg.m/rad}$$

$$k_{yy,total} = \alpha_{yy} K_{yysur} \cdot \eta_{yy} = 240387126175.07 \text{ kg.m/rad}$$

$$k_{xx,total} = \alpha_{xx} K_{xxsur} \cdot \eta_{xx} = 89365794111.05 \text{ kg.m/rad}$$

Luego se procedió a distribuir dichas rigideces entre la cantidad de nodos en la base de la edificación obtenido los siguiente:

Tabla 28. Rigideces Dinámica por Nodo

Dirección	Insertar a ETABS por Nodo (Rigidez)	
Traslación Z-Z	4287512.423	kg/m
Traslación Y-Y	4990501.802	kg/m
Traslación X-X	4639163.865	kg/m
Torsión Z-Z	1286455036	kg/m
Rotación Y-Y	1073156813	kg/m
Rotación X-X	398954438	kg/m

Fuente: Propio

De la misma forma se procedieron a calcular y asignar las rigideces en las paredes de los sótanos. Para luego distribuirlas entre la cantidad de nodos de la pared (Tabla 39).

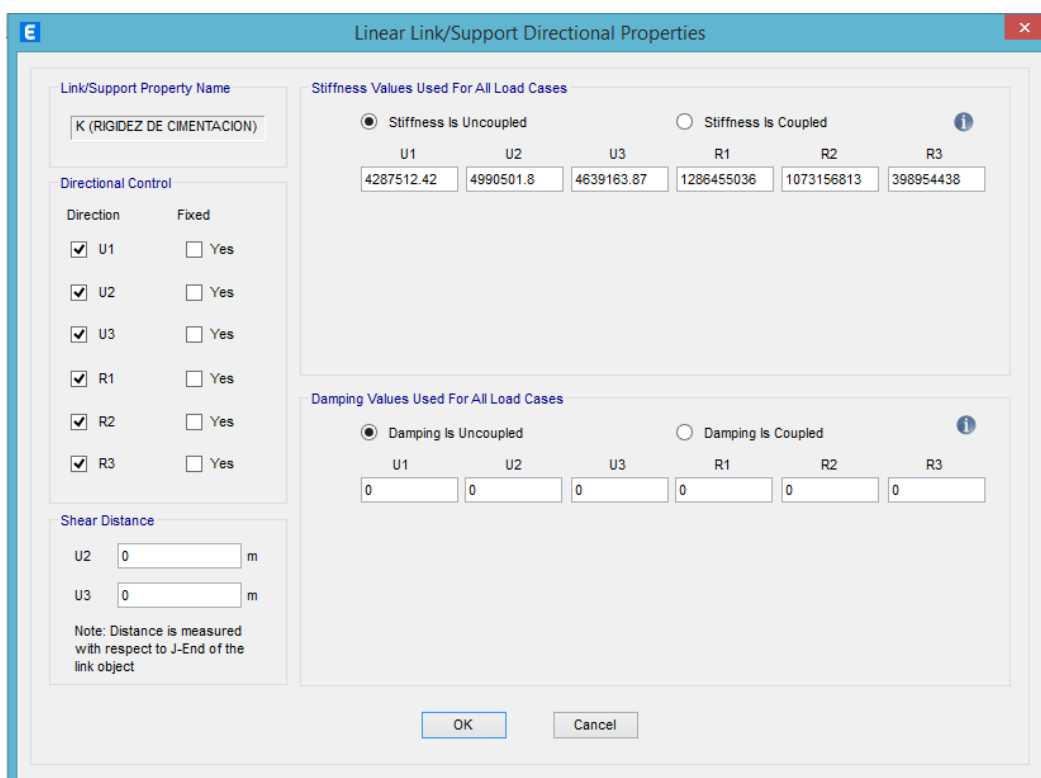


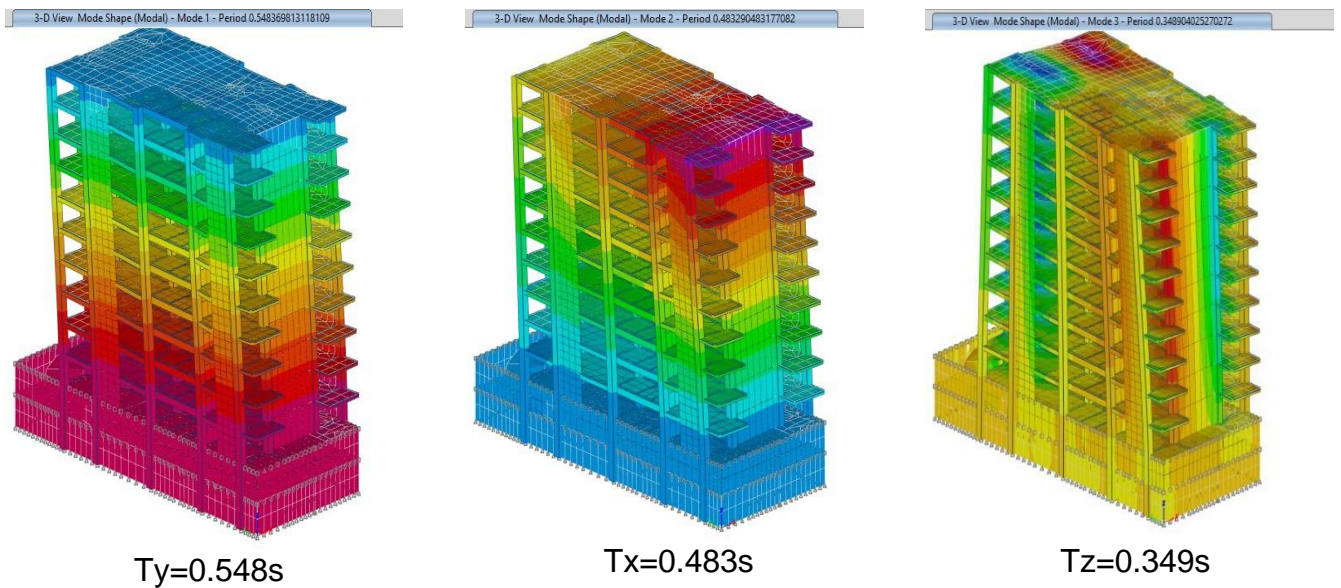
Figura 40. Asignación de Rigideces en la base de la cimentación.

4.6.4. Análisis comparativo de resultados entre el modelo análisis de la Norma E0.30 y el modelo de interacción suelo estructura ASCE 7-16.

4.6.4.1. Análisis comparativo entre el periodo de vibración en base rígida y flexible.

Una vez realizado el análisis de interacción suelo estructura se observó una variación en el periodo de vibración, respecto al modelo en base rígida.

Periodos de vibración y forma modal 1, 2 y 3 en base fija



Periodos de vibración y forma modal 1, 2 y 3 en base flexible

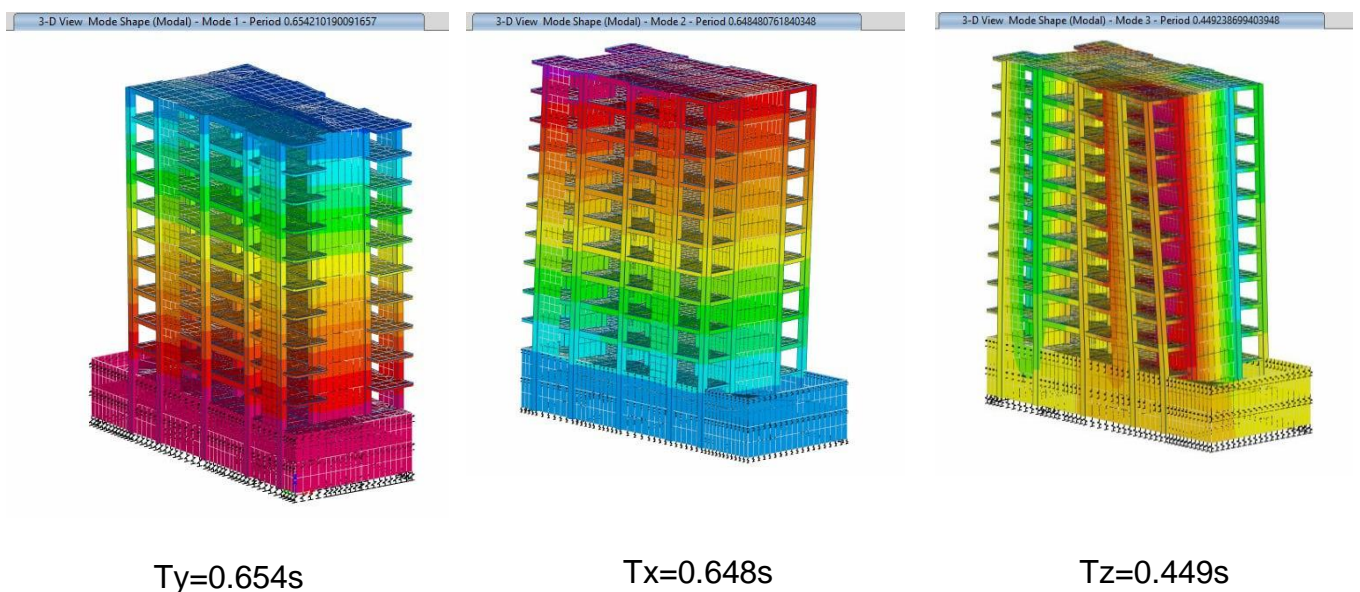
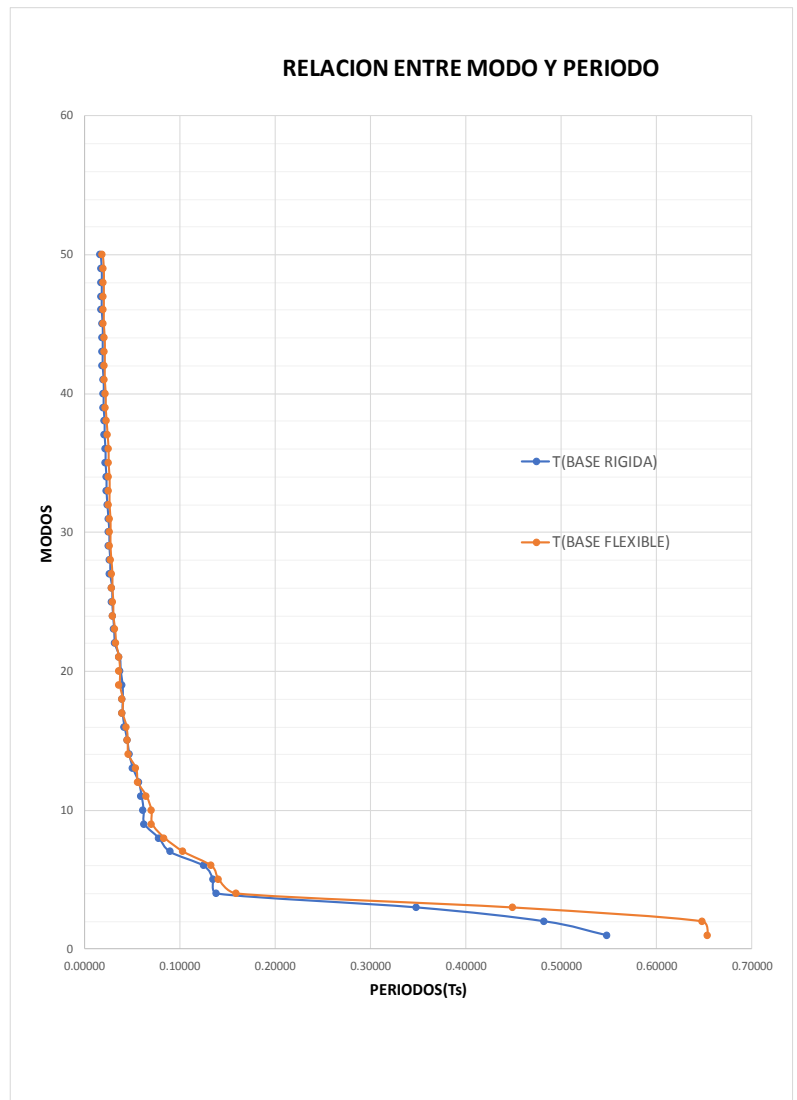


Figura 41. Periodos de vibración de base rígida y base flexible.

Para el primer análisis comparativo, se observa que para las tres primeras formas modales el periodo de vibración se ha incrementado en 19%, 34% y 28% que corresponden al modo1 en Y, el modo 2 en X, y el modo 3 en Z, esto se debe a que rigideces asignadas permiten el desplazamiento en la cimentación incrementado así el periodo de vibración de la estructura. Así mismo se puede observar que a partir del modo 12 el incremento no ha sido mucho debido a la poca masa participativa que contienen.

Tabla 29. Relación entre la forma modal y el periodo de vibración.

Modo	T(BASE RIGIDA)	T(BASE FLEXIBLE)
1	0.54800	0.6540
2	0.48300	0.6480
3	0.34900	0.4490
4	0.13900	0.1600
5	0.13500	0.1410
6	0.12500	0.1330
7	0.09000	0.1040
8	0.07800	0.0840
9	0.06300	0.0710
10	0.06200	0.0700
11	0.06000	0.0650
12	0.05700	0.0560
13	0.05100	0.0540
14	0.04700	0.0460
15	0.04500	0.0450
16	0.04200	0.0440
17	0.04000	0.0400
18	0.04000	0.0400
19	0.04000	0.0370
20	0.03800	0.0370
21	0.03700	0.0360
22	0.03200	0.0330
23	0.03100	0.0320
24	0.03000	0.0300
25	0.02900	0.0300
26	0.02900	0.0290
27	0.02700	0.0290
28	0.02700	0.0280
29	0.02600	0.0270
30	0.02600	0.0270
31	0.02500	0.0270
32	0.02400	0.0260
33	0.02300	0.0260
34	0.02300	0.0260
35	0.02200	0.0250
36	0.02200	0.0250
37	0.02100	0.0240
38	0.02100	0.0230
39	0.02000	0.0220
40	0.02000	0.0220
41	0.02000	0.0210
42	0.01900	0.0210
43	0.01900	0.0210
44	0.01900	0.0210
45	0.01900	0.0200
46	0.01800	0.0200
47	0.01800	0.0200
48	0.01800	0.0200
49	0.01800	0.0200
50	0.01700	0.0190



Fuente: Propio

4.6.4.2. Verificación de distorsiones de entrepiso para análisis con base rígida y base empotrada

Se puede observar que para la dirección X, se generó incremento y reducción de las derivas de entrepiso, para los pisos sobre el nivel del terreno hasta de un 12% y -6% respectivamente, sin en el caso de los sótanos se ha incrementado hasta de un 65%. Para la dirección Y, se puede observar un incremento y reducción de hasta 29% y -6% respectivamente, de la misma manera para los sótanos de 23% y -19% respectivamente.

Por otra parte, se puede resaltar que las derivas no han superado el drift máximo permisible de 0.007 que te exige la Norma E.030, por lo que no será necesario rigidizar la edificación.

Tabla 30. Comparación de drift en base flexible respecto a la base rígida

Piso	altura(m)	EQ-XX			EQ-YY			Límite de Deriva
		Deriva base rígida	Deriva base flexible	drift $\Delta\%$	Deriva base rígida	Deriva base flexible	drift $\Delta\%$	
Piso 10	32.6	0.00441	0.00461	4%	0.00445	0.00432	-3%	0.007
Piso 9	29.9	0.00465	0.00478	3%	0.00474	0.00454	-4%	0.007
Piso 8	27.2	0.00487	0.00493	1%	0.00500	0.00475	-5%	0.007
Piso 7	24.5	0.00504	0.00506	0%	0.00520	0.00492	-6%	0.007
Piso 6	21.8	0.00512	0.00512	0%	0.00529	0.00501	-5%	0.007
Piso 5	19.1	0.00506	0.00509	1%	0.00522	0.00500	-5%	0.007
Piso 4	16.4	0.00483	0.00495	3%	0.00496	0.00484	-2%	0.007
Piso 3	13.7	0.00439	0.00467	6%	0.00444	0.00451	1%	0.007
Piso 2	11	0.00369	0.00422	12%	0.00360	0.00394	9%	0.007
Piso 1	8.3	0.00295	0.00400	-6%	0.00266	0.00376	29%	0.007
Sótano 1	5.6	0.00000	0.00308	100	0.00000	0.00228	100%	0.007
Sótano 2	2.9	0.00000	0.00248	100	0.00000	0.00153	100%	0.007
Chequeo		Cumple	Cumple		Cumple	Cumple		

Fuente: Propio

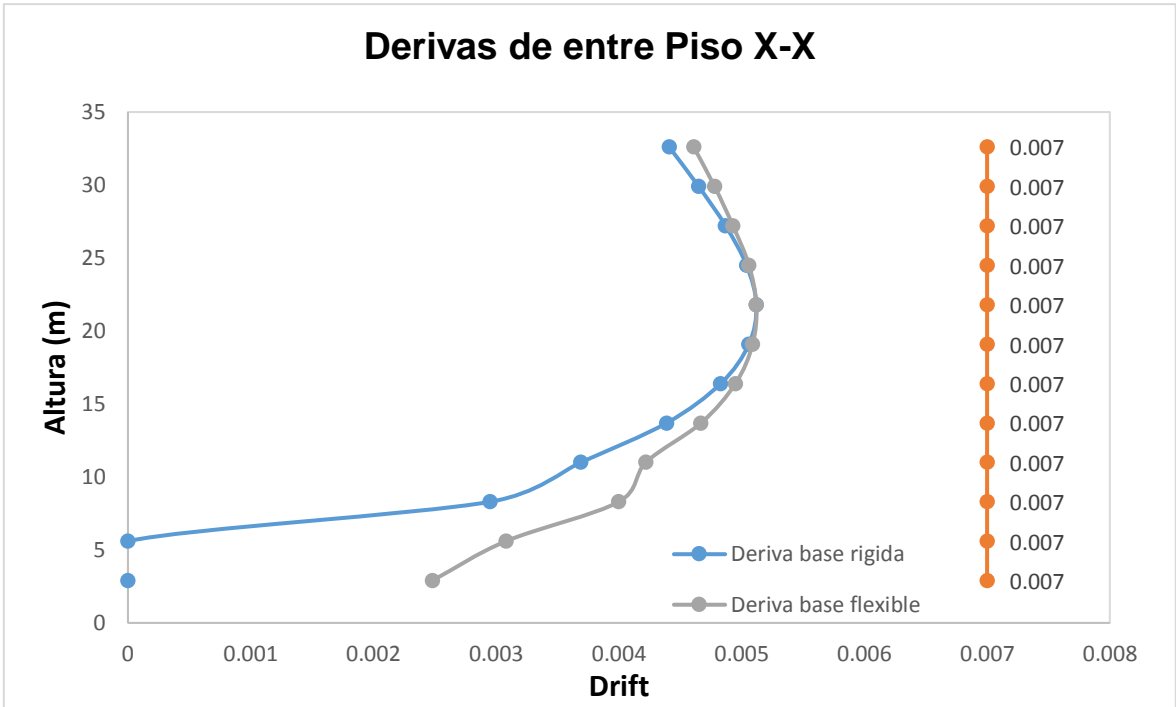


Figura 42. Diagrama de comparación de drift entre base rígida y flexible en X.

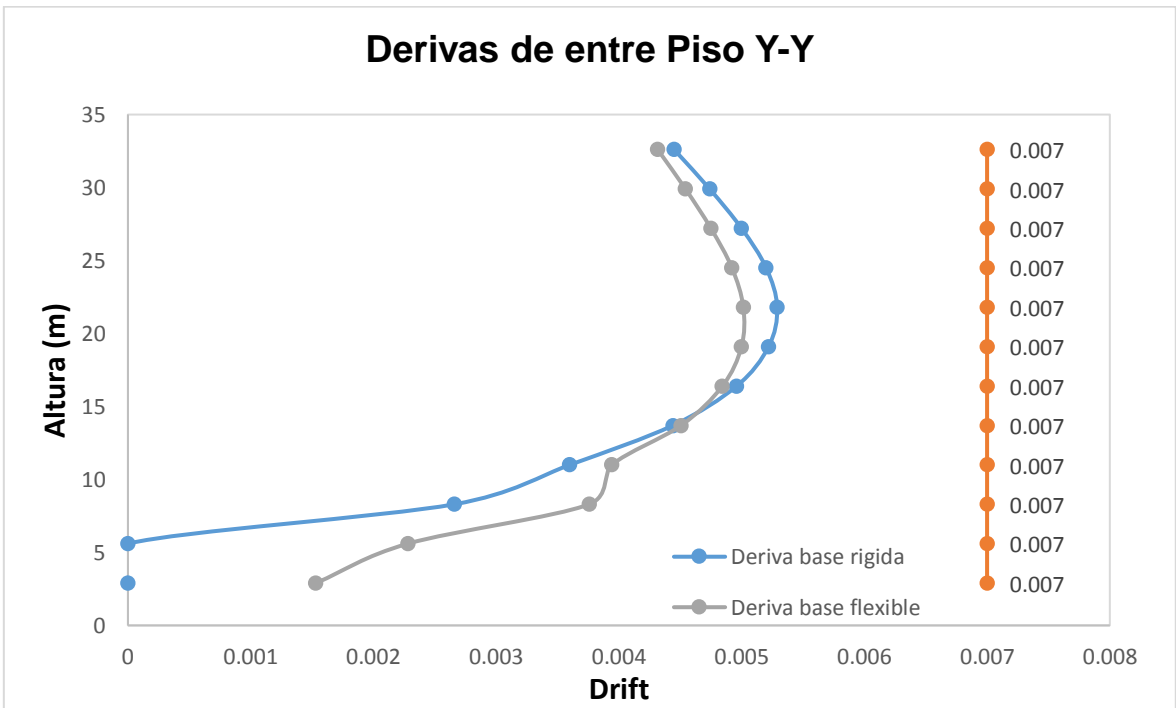


Figura 43. Diagrama de comparación de drift entre base rígida y flexible en Y.

4.6.4.3. Análisis comparativo entre los esfuerzos internos de base rígida respecto a la base empotrada.

Esfuerzos cortantes

Tabla 31. Comparación de esfuerzos cortantes en base flexible respecto a la base rígida.

PISOS	Altura(m)	Base Rígida		Base flexible		Δ% en X	Δ% en Y
		VX (Tonf)	VY (Tonf)	VX (Tonf)	VY (Tonf)		
Piso 10	32.60	96.81	104.67	75.59	77.96	-22%	-26%
Piso 9	29.90	214.92	224.55	168.47	171.01	-22%	-24%
Piso 8	27.20	311.60	323.00	244.84	245.22	-21%	-24%
Piso 7	24.50	392.06	406.94	308.59	305.74	-21%	-25%
Piso 6	21.80	460.53	476.85	363.17	357.09	-21%	-25%
Piso 5	19.10	518.82	534.91	410.55	401.67	-21%	-25%
Piso 4	16.40	567.58	581.97	451.51	440.04	-20%	-24%
Piso 3	13.17	607.29	617.93	486.30	472.02	-20%	-24%
Piso 2	11.00	638.24	643.30	514.92	497.45	-19%	-23%
Piso 1	8.30	660.45	658.45	537.13	516.48	-19%	-22%
Sótano 1	5.60	539.73	609.73	260.71	520.44	-52%	-15%
Sótano 2	2.90	562.21	627.51	165.40	547.85	-71%	-13%

Fuente: Propia

Como se puede observar, los esfuerzos cortantes tanto en la dirección X como en Y se han reducido en cada nivel de la edificación, esta reducción se debe a la disipación de energía generada por el amortiguamiento del suelo de fundación.

Para tener una mejor comprensión, se ha realizado un gráfico donde puede observar la relación entre el esfuerzo cortante y la altura para ambas direcciones

En el primer gráfico se observa que la variación de los esfuerzos cortantes es de hasta un 71% entre el análisis de interacción suelo estructura considerando base flexible respecto al análisis sísmico de la Norma E.030 considerando la base rígida en la dirección X.

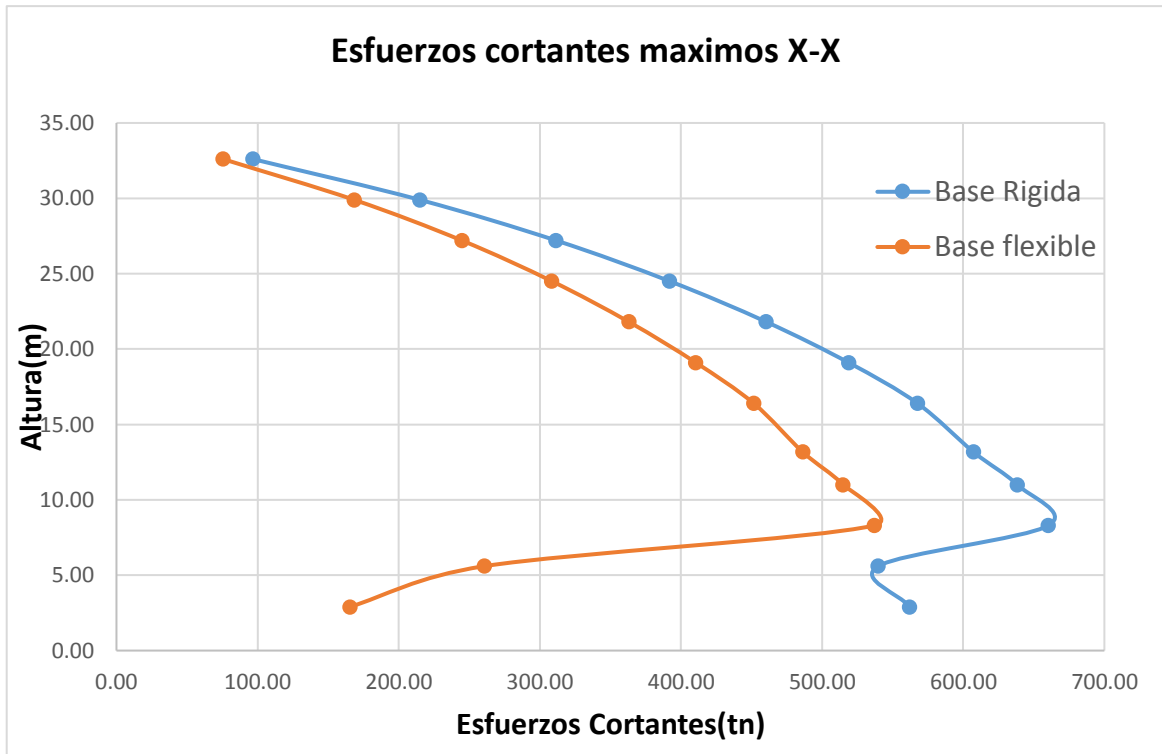


Figura 44. Diagrama de comparación entre esfuerzos cortantes base rígida y flexible en X.

En el segundo grafico se observa que la variación de los esfuerzos cortantes entre la del modelado en base flexible respecto al modelado en base fija es de hasta un 26% en la dirección Y.

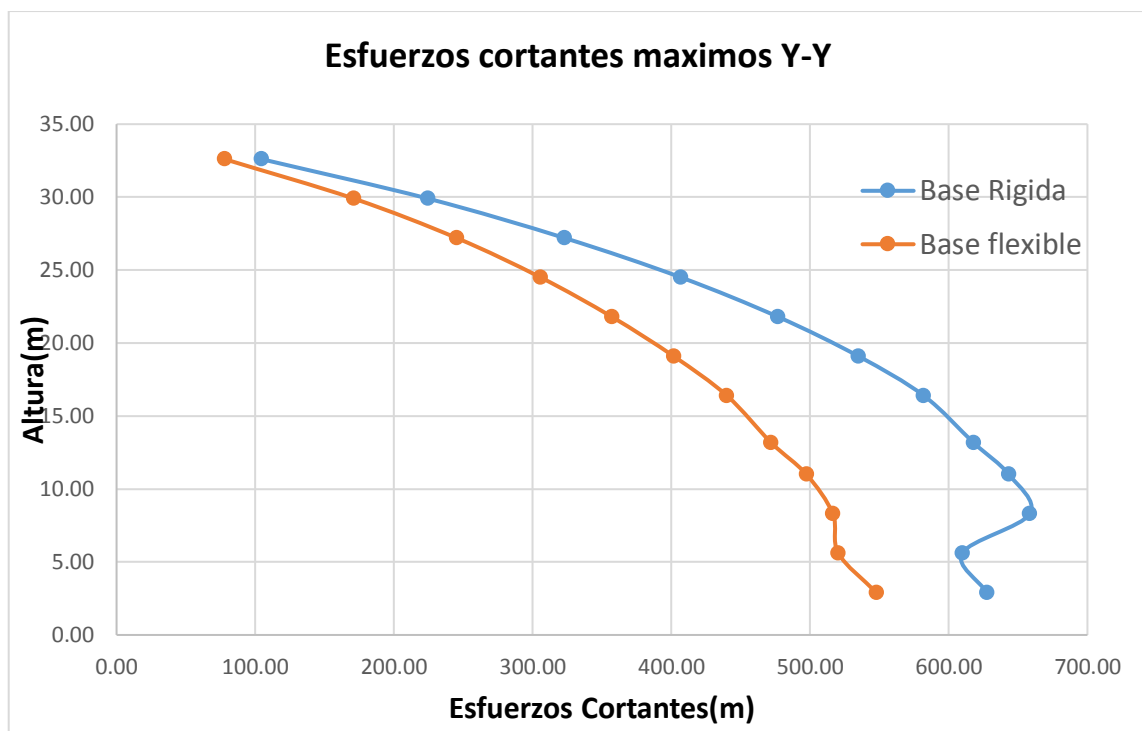


Figura 45. Diagrama de comparación entre esfuerzos cortantes base rígida y flexible en Y.

Momento Flectores

Tabla 32. Comparación de momentos flectores en base flexible respecto a la base rígida.

PISOS	Altura(m)	Base Rígida		Base flexible		Δ% en X	Δ% en Y
		MX (Tonf.m)	MY (Tonf.m)	MX (Tonf.m)	MY (Tonf.m)		
Piso 10	32.6	282.60	261.39	210.49	204.10	-26%	-22%
Piso 9	29.9	884.91	840.61	671.20	658.23	-24%	-22%
Piso 8	27.2	1743.43	1676.95	1328.66	1315.83	-24%	-22%
Piso 7	24.5	2819.19	2722.50	2141.80	2139.66	-24%	-21%
Piso 6	21.8	4076.66	3941.86	3082.24	3102.25	-24%	-21%
Piso 5	19.1	5482.27	5307.05	4130.28	4182.91	-25%	-21%
Piso 4	16.4	7006.35	6793.23	5270.17	5364.50	-25%	-21%
Piso 3	13.17	8620.78	8377.25	6487.02	6631.31	-25%	-21%
Piso 2	11	10299.11	10037.45	7765.83	7968.18	-25%	-21%
Piso 1	8.3	12017.76	11753.68	9091.83	9359.92	-24%	-20%
Sótano 1	5.6	7815.92	4828.32	6474.27	10115.42	-17%	110%
Sótano 2	2.9	8605.28	4612.41	8703.99	9940.11	1%	116%

Fuente: Propia

Como se puede observar, para el caso de los momentos flectores también se han reducido en cada nivel de la edificación, esta reducción se debe a la disipación de energía generada por el amortiguamiento del suelo de fundación. Sin embargo, también se observan un incremento en los sótanos en la dirección Y.

Para tener una mejor comprensión, se ha realizado un gráfico donde se puede observar la relación entre el momento flector y la altura tanto en la dirección X como en Y.

En el primer gráfico se observa que la variación de los momentos flectores de hasta un 26% entre el análisis de interacción suelo estructura considerando base flexible respecto al análisis sísmico de la Norma E.030 considerando la base rígida en la dirección X.

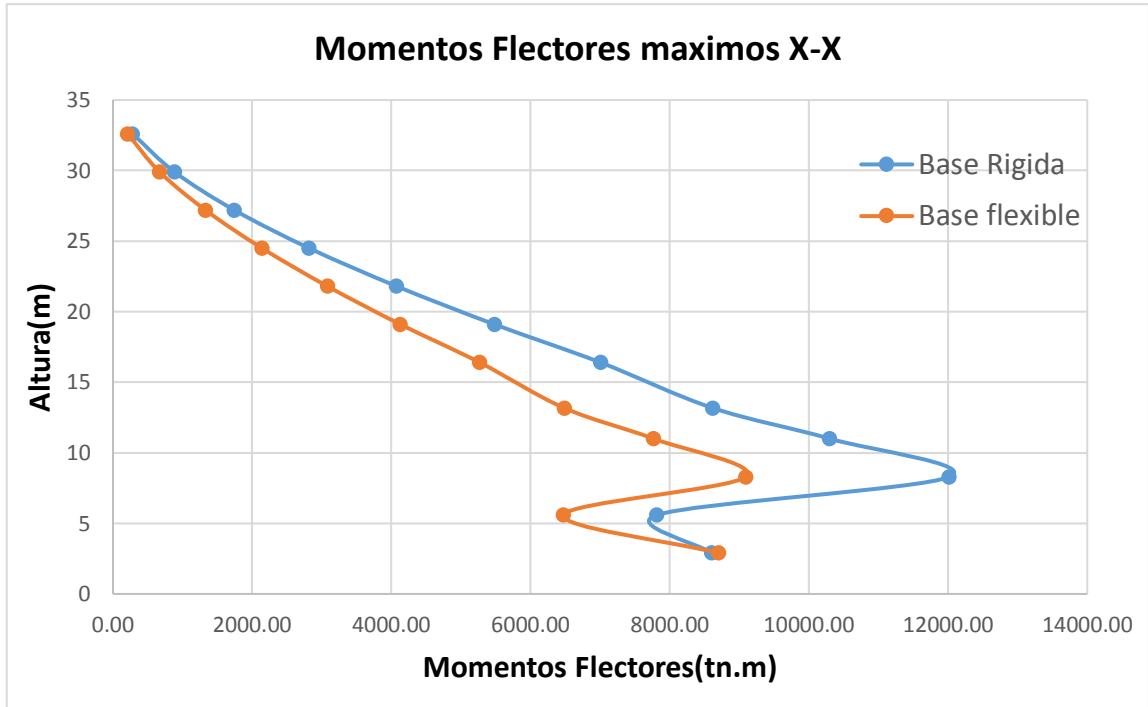


Figura 46. Diagrama de comparación entre momentos flectores base rígida y flexible en X.

En el segundo grafico se observa una reducción de hasta un 22% y un incremento en los sótanos de hasta 116%. entre momentos flectores de base flexible respecto a la base rígida respectivamente en la Y.

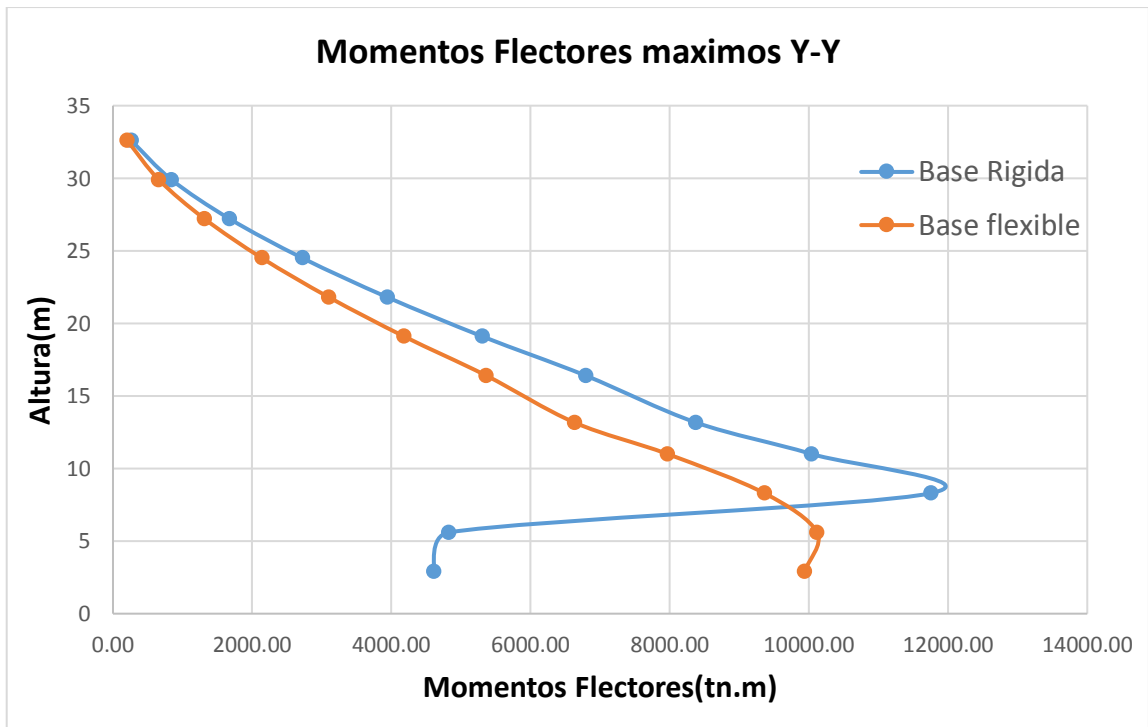


Figura 47. Diagrama de comparación entre Momentos flectores base rígida y flexible en Y.

4.6.4.4. Comparación de desplazamiento laterales máximos

Como se puede observar, los desplazamientos laterales máximos se han incrementado en casi todos los niveles de la edificación, para el piso 1, piso 2 y piso 3 el incremento fue de 96%, 95% y 74% respectivamente en la dirección X.

Tabla 33. Comparación de desplazamiento máximos laterales en la dirección X.

PISOS	Altura	Base Rígida	Base Flexible	$\Delta\%$
		Desplazamientos MAX en X (m)	Desplazamientos MAX en X (m)	
Piso 10	32.60	0.026419	0.02588	-2%
Piso 9	29.90	0.023926	0.023804	-1%
Piso 8	27.20	0.015690	0.021635	27%
Piso 7	24.50	0.012791	0.019389	34%
Piso 6	21.80	0.009922	0.017076	42%
Piso 5	19.10	0.007178	0.014712	51%
Piso 4	16.40	0.004678	0.012318	62%
Piso 3	13.17	0.002568	0.009922	74%
Piso 2	11.00	0.000407	0.007556	95%
Piso 1	8.30	0.000202	0.005259	96%
Sótano 1	5.60	0.000000	0.000660	100%
Sótano 2	2.90	0.000000	0.000410	100%
Base	0.00	0.000000	0.000108	100%

Fuente: Propia

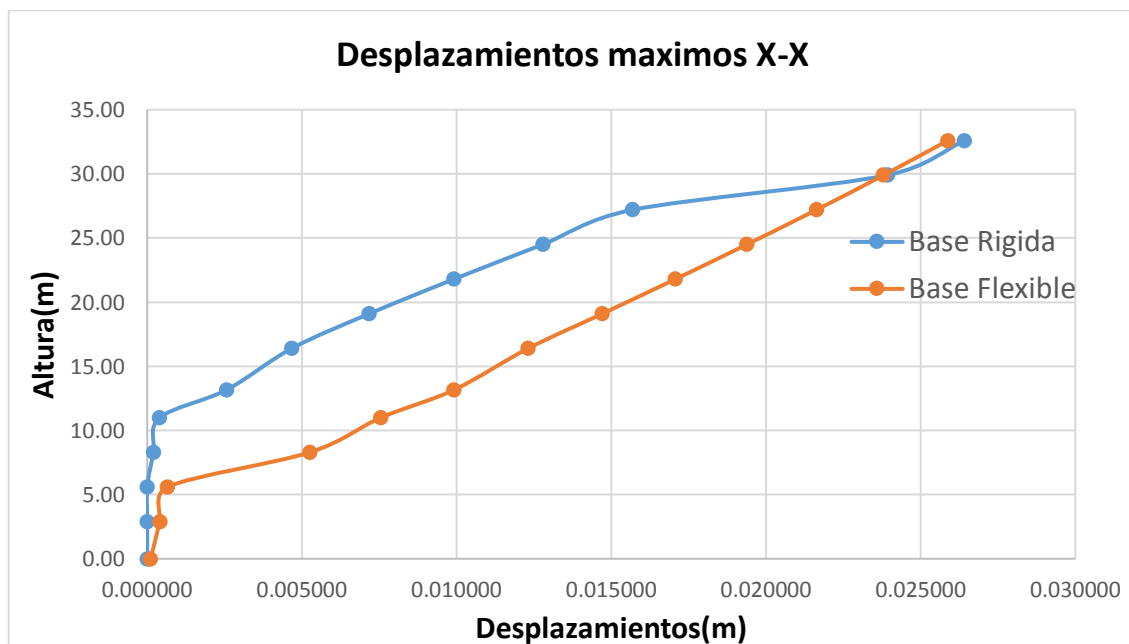


Figura 48. Diagrama de comparación entre los desplazamientos en base rígida y flexible en X.

De la misma forma, los desplazamientos laterales máximos se han incrementado en todos los niveles de la edificación, para el piso 1, piso 2 y piso 3 el incremento fue de 95%, 94% y 79% respectivamente en la dirección Y.

Tabla 34. Comparación de desplazamiento máximos laterales en la dirección Y.

PISOS	Altura	Base Rígida	Base Flexible	Δ%
		Desplazamientos MAX en Y (m)	Desplazamientos MAX en Y (m)	
Piso 10	32.60	0.027418	0.028343	3%
Piso 9	29.90	0.024760	0.025789	4%
Piso 8	27.20	0.015850	0.023104	31%
Piso 7	24.50	0.012690	0.020298	37%
Piso 6	21.80	0.009566	0.017388	45%
Piso 5	19.10	0.006597	0.014419	54%
Piso 4	16.40	0.003936	0.011455	66%
Piso 3	13.17	0.001780	0.008578	79%
Piso 2	11.00	0.000345	0.005899	94%
Piso 1	8.30	0.000184	0.003554	95%
Sótano 1	5.60	0.000000	0.001084	100%
Sótano 2	2.90	0.000000	0.001072	100%
Base	0.00	0.000000	0.000960	100%

Fuente: Propia

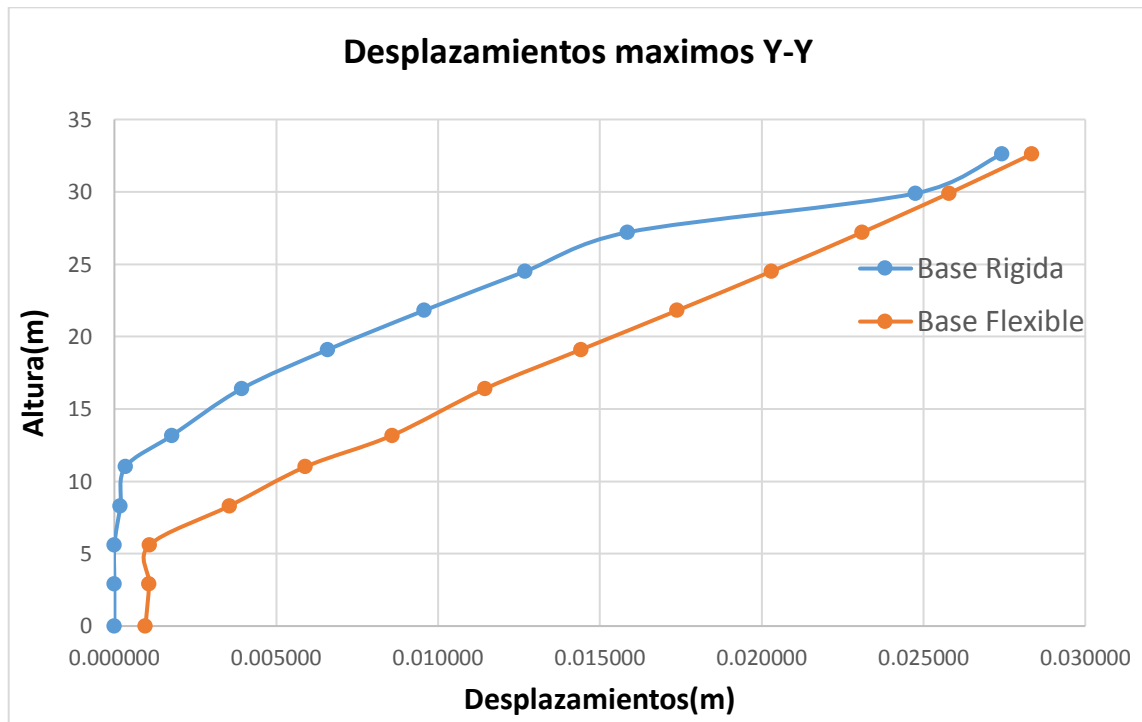


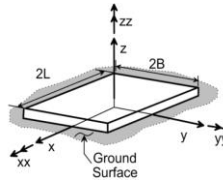
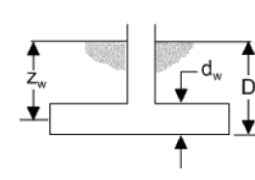
Figura 49. Diagrama de comparación entre los desplazamientos en base rígida y flexible en Y

4.7. ANALISIS DINAMICO DE ISE MODELO NIST GCR 12-917-21

4.7.1. Cálculo de Rigidez Dinámica

Para este modelo de análisis de interacción suelo estructura se calcularon las rigideces estáticas y los factores de corrección por empotramiento, el múltiplo de ambos nos brinda las rigideces estáticas totales las cuales se aplican en un análisis estático de interacción suelo estructura. Para poder convertir la rigidez estática a dinámica se multiplica por un factor de modificador que está en función de la frecuencia de la del periodo de la estructura. Es preciso mencionar que muchos de los parámetros son los mismo que el modelo de ISE anterior.

Tabla 35. Rigideces estáticas y factor de corrección por empotramiento.

Pais y Kausel (1988)			
Ancho de la Cimentacion (B)	=	6.60 m	$I_x = \frac{(2L)^3 \cdot (2B)}{12} = 32770.10 \text{ m}^4$
Largo de la cimentacion (L)	=	15.50 m	$I_y = \frac{(2B)^3 \cdot (2L)}{12} = 5941.58 \text{ m}^4$
Modulo de poisson (v)	=	0.36	$J = I_y + I_x = 38711.68 \text{ m}^4$
Velocidad de Onda de Corte (Vs)	=	292.61 m/s	$G = G_{MAX} \cdot 0.662 = 9649032.773 \text{ kg/m}^2$
Peso especifico del Suelo (γ)	=	1670.00 kg/m ³	
Modulo de Corte (GMAX) $G_0 = \frac{\gamma \cdot v_s^2}{g}$	=	14575578.21 kg/m ²	
Grados de libertad	Rigidez Estatica de cimentaciones	Factor de Correccion por empotramiento	
	D =	6.40 m	
	$d_\omega =$	0.80 m	
	$Z_\omega =$	6.00 m	
	$A_\omega = 2(2B + 2L)d_\omega$	70.72 m	
Traslación a lo largo del eje z			
$K_{z, sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[3.1 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right]$	=	744403571.91 kg/m	$\eta_z = \left[1.0 + \left(0.25 + \frac{0.25}{L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right] = 1.317$
Traslación a lo largo del eje y			
$K_{y, sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right]$	=	595030320.67 kg/m	$\eta_y = \left[1.0 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1+L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right] = 1.879$
Traslación a lo largo del eje x			
$K_{x, sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right]$	=	553139397.90 kg/m	$\eta_x \approx \eta_y = 1.879$
Torsión en torno al eje z			
$K_{zz, sur} = GB^3 \left[4.25 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right]$	=	106747541404.15 kg.m/rad	$\eta_z = \left[1 + \left(1.3 + \frac{1.32}{L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.9} \right] = 2.811$
Rotación en torno al eje y			
$K_{yy, sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.73 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right]$	=	126638912833.16 kg.m/rad	$\eta_{yy} = \left[1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + (L/B)^4} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right] = 2.019$
Rotación en torno al eje x			
$K_{xx, sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.2 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right]$	=	36041742645.21 kg.m/rad	$\eta_{xx} = \left[1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right] = 2.527$

Fuente: Propia

Tabla 36. Modificador de rigidez superficial y Rigideces Dinámicas embebidas.

Modificadores de la Rigidez Dinámica y Rigidez para Cimentaciones Rígiditas (Adaptados de Pais y Kausel, 1988)			
$t = 0.483 \text{ s}$	$\omega = 13.010 \text{ rad/s}$	$\alpha_0 = \omega \cdot \frac{B}{V_s} = 0.29346$	$\psi = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)} = 1.414214 \quad \psi \leq 2.5$
Grados de libertad	Modificador de Rigidez Superficial	Rigidez Dinámica para cimentaciones embebidas	
Traslación a lo largo del eje z			
$\alpha_z = 1.0 - \frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{L/B}\right) a_0^2}{\left(\frac{10}{1+3(L/B-1)}\right) + a_0^2}$	0.980	$K_{z_emb} := K_{zsur} \cdot \eta_z \cdot \alpha_z$	= 960402782.64 kg/m
Traslación a lo largo del eje y			
α_y	= 1.0	$K_{y_emb} := K_{ysur} \cdot \eta_y \cdot \alpha_y$	= 1117872403.73 kg/m
Traslación a lo largo del eje x			
α_x	= 1.0	$K_{x_emb} := K_{xsur} \cdot \eta_x \cdot \alpha_x$	= 1039172705.74 kg/m
Torsión en torno al eje z			
$\alpha_{zz} = 1.0 - \frac{\left(0.33 - 0.03\sqrt{L/B-1}\right) a_0^2}{\left(\frac{0.8}{1+0.33(L/B-1)}\right) + a_0^2}$	0.96	$K_{zz_emb} := K_{zzsur} \cdot \eta_{zz} \cdot \alpha_{zz}$	= 288165927991.20 kg/m
Rotación en torno al eje y			
$\alpha_{yy} = 1.0 - \frac{0.55 a_0^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^3}\right) + a_0^2}$	0.94	$K_{yy_emb} := K_{yysur} \cdot \eta_{yy} \cdot \alpha_{yy}$	= 240387126175.07 kg/m
Rotación en torno al eje x			
$\alpha_{xx} = 1.0 - \frac{\left(0.55 + 0.01\sqrt{L/B-1}\right) a_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3}\right) + a_0^2}$	0.98	$K_{xx_emb} := K_{xxsur} \cdot \eta_{xx} \cdot \alpha_{xx}$	= 89365794111.05 kg/m

Fuente: Propia

Donde:

- ω : Frecuencia radial
- a_0 : Factor de frecuencia adimensional
- V_{so} : Velocidad de onda de corte promedio
- I_x : Inercia en x
- I_y : Inercia en y
- J : Inercia polar
- α : Modificador de rigidez superficial
- K_x : Rigideces estáticas
- K_{x_emb} : Rigideces estáticas embebidas

4.7.2. Cálculo de coeficientes de Amortiguamiento.

A diferencia del modelo anterior donde el amortiguamiento incorporaba en el espectro de respuesta, en este caso los amortiguamientos se incorporan a la cimentación.

Donde:

- β_s : Amortiguamiento hysterético
- β_{emb} : Amortiguamiento por radiación para cimentaciones embebidas
- C_{emb} : Coeficiente de amortiguamiento para cimentaciones embebido

Tabla 37. Amortiguamiento por radiación de ondas

Amortiguamiento por radiación de Ondas para Cimentaciones Embebidas	
Traslación a lo largo del eje z	
$\beta_z = \left[\frac{4[\psi(L/B) + (D/B)(1 + L/B)]}{(K_{z,emb} / GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_z} \right]$	= 0.328
Traslación a lo largo del eje y	
$\beta_y = \left[\frac{4[L/B + (D/B)(1 + \psi L/B)]}{(K_{y,emb} / GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_y} \right]$	= 0.274
Traslación a lo largo del eje x	
$\beta_x = \left[\frac{4[L/B + (D/B)(\psi + L/B)]}{(K_{x,emb} / GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_x} \right]$	= 0.241
Torsión en torno al eje z	
$\beta_{zz} = \left[\frac{(4/3) \left[3(L/B)(D/B) + \psi(L/B)^3(D/B) + 3(L/B)^2(D/B) + \psi(D/B) + (L/B)^3 + (L/B) \right] a_0^2}{\left(\frac{K_{zz,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.4}{1+3(L/B-1)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{zz}} \right]$	= 0.030
Rotación en torno al eje y	
$\beta_{yy} = \left[\frac{(4/3) \left[\left(\frac{L}{B} \right)^3 \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \left(\frac{D}{B} \right)^3 \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right)^2 + \psi \left(\frac{L}{B} \right)^3 \right] a_0^2 + \left(\frac{4}{3} \right) \left(\frac{L}{B} + \psi \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\left(\frac{K_{yy,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)} \right) + a_0^2 \right]} + \left(\frac{K_{yy,emb}}{GB^3} \right)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right]$	= 0.030
Rotación en torno al eje x	
$\beta_{xx} = \left[\frac{(4/3) \left[\left(\frac{D}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + \psi \left(\frac{L}{B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right) + \psi \left(\frac{L}{B} \right) \right] a_0^2 + \left(\frac{4}{3} \right) \left(\psi \frac{L}{B} + 1 \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\left(\frac{K_{xx,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)} \right) + a_0^2 \right]} + \left(\frac{K_{xx,emb}}{GB^3} \right)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]$	= 0.050

Fuente: Propio

Tabla 38. Coeficiente de amortiguamiento

Coeficientes de Amortiguamiento Corregidos por Efectos del Embebido (Según factores de amortiguamiento de Pais y Kausel, 1988)	
Grados de libertad	
Traslación a lo largo del eje z	
$C_{z_emb} = \frac{2 \cdot K_{z_emb} \cdot (\beta_s + \beta_{z_emb})}{\omega}$	= 54643043.35 s.kg/m
Traslación a lo largo del eje y	
$C_{y_emb} = \frac{2 \cdot K_{y_emb} \cdot (\beta_s + \beta_{y_emb})}{\omega}$	= 54207559.12 s.kg/m
Traslación a lo largo del eje x	
$C_{x_emb} = \frac{2 \cdot K_{x_emb} \cdot (\beta_s + \beta_{x_emb})}{\omega}$	= 45152381.81 s.kg/m
Torsión en torno al eje z	
$C_{zz_emb} = \frac{2 \cdot K_{zz_emb} \cdot (\beta_s + \beta_{zz_emb})}{\omega}$	= 3154398791.53 s.kg.m/rad
Rotación en torno al eje y	
$C_{yy_emb} = \frac{2 \cdot K_{yy_emb} \cdot (\beta_s + \beta_{yy_emb})}{\omega}$	= 2663039861.54 s.kg.m/rad
Rotación en torno al eje x	
$C_{xx_emb} = \frac{2 \cdot K_{xx_emb} \cdot (\beta_s + \beta_{xx_emb})}{\omega}$	= 1255369202.24 s.kg.m/rad

Fuente: Propia

Tabla 39. Coeficiente de rigidez y amortiguamiento en los sótanos.

Rigideces y Amortiguamiento Horizontales sin Efecto de Embebido			
$\frac{C_{y_emb}}{\eta_y}$	= 28854045.57	s.kg/m	$\frac{K_{y_emb}}{\eta_y}$ = 595030320.67 kg/m
$\frac{C_{x_emb}}{\eta_x}$	= 24034081.29	s.kg/m	$\frac{K_{x_emb}}{\eta_x}$ = 553139397.90 kg/m
Rigideces y Amortiguamiento a Distribuir en Paredes de Sotano			
$C_{y_emb} - \frac{C_{y_emb}}{\eta_y}$	= 25353513.54	s.kg/m	$K_{y_emb} - \frac{K_{y_emb}}{\eta_y}$ = 522842083.06 kg/m
$C_{x_emb} - \frac{C_{x_emb}}{\eta_x}$	= 21118300.51	s.kg/m	$K_{x_emb} - \frac{K_{x_emb}}{\eta_x}$ = 486033307.84 kg/m

Fuente: Propia

Tabla 40. Rigideces y Amortiguamiento distribuidas por nodo.

Dirección	Insertar a ETABS por Nodo (Rigidez)	Dirección	Coefficientes de Amortiguamiento
Traslación Z-Z	4287512.423 kg/m	Traslación Z-Z	243942.1578 kg/m
Traslación Y-Y	4990501.802 kg/m	Traslación Y-Y	241998.0318 kg/m
Traslación X-X	4639163.865 kg/m	Traslación X-X	201573.1331 kg/m
Torsión Z-Z	1286455036 kg/m	Torsión Z-Z	14082137.46 kg/m
Rotación Y-Y	1073156813 kg/m	Rotación Y-Y	11888570.81 kg/m
Rotación X-X	398954438 kg/m	Rotación X-X	5604326.796 kg/m

Fuente: Propio

De la misma forma se calcularon las rigideces y amortiguamiento para las paredes del sótano para luego distribuirlas entre la cantidad de nodos del sótano

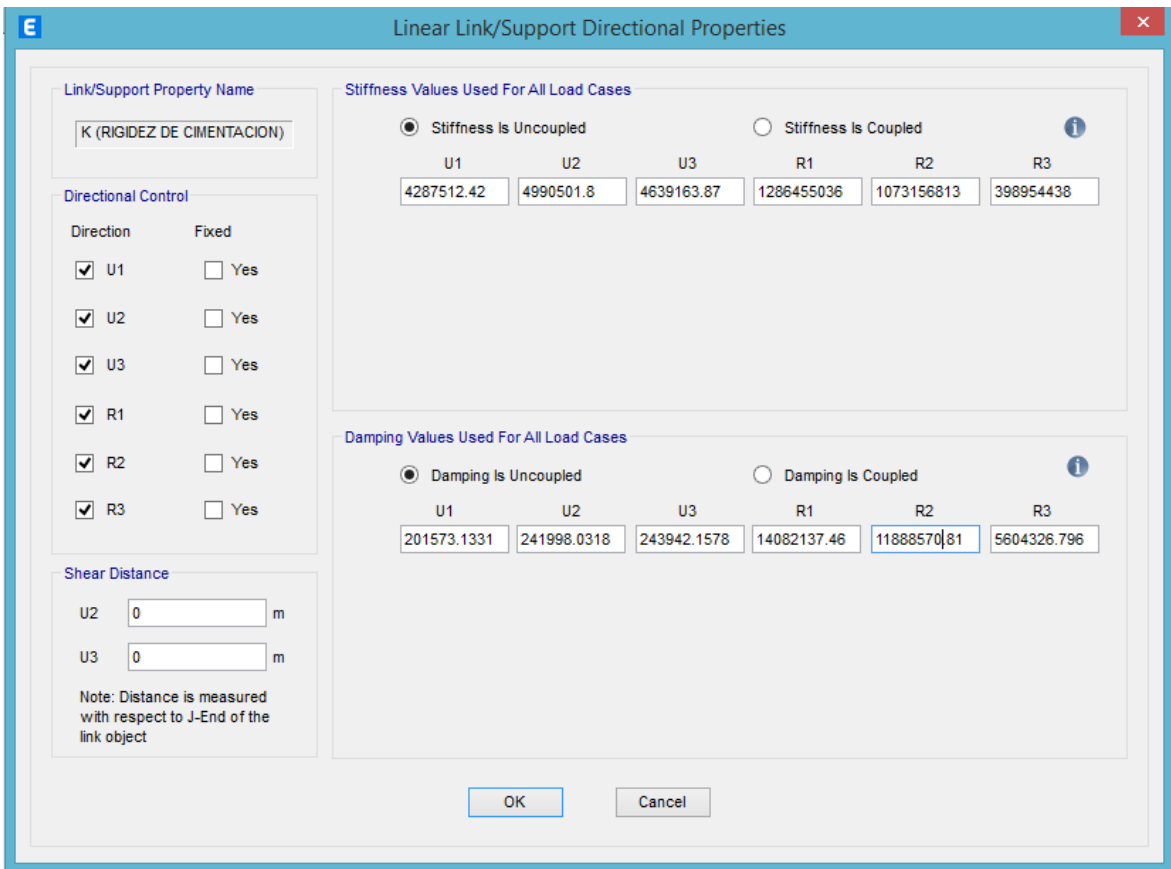


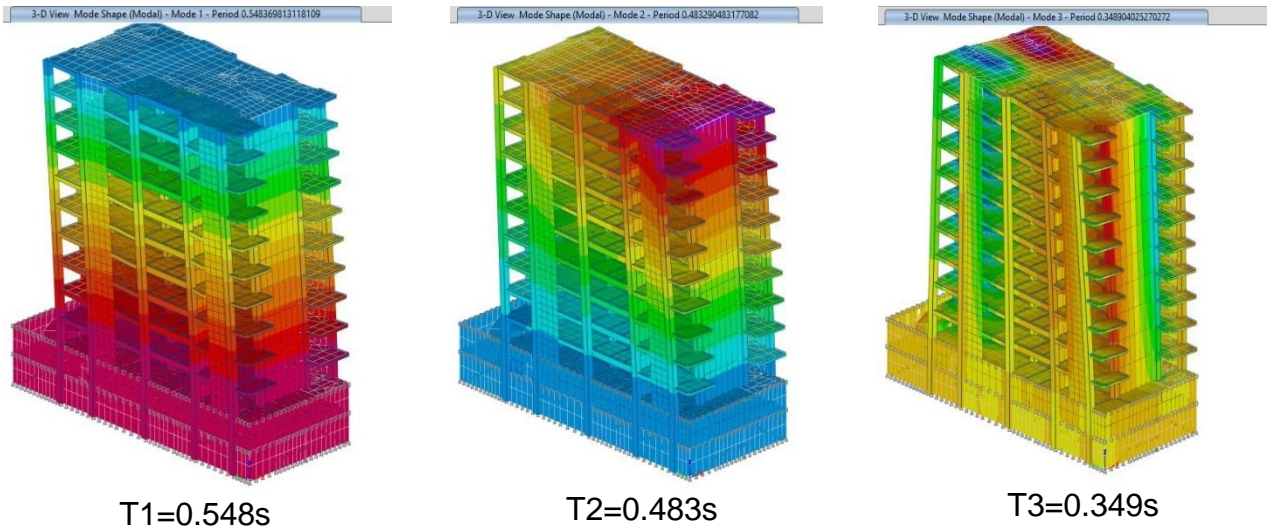
Figura 50. Asignación de rigideces y coeficiente de amortiguamiento.

4.7.3. Análisis comparativo de resultados entre el modelo análisis de la Norma E0.30 y el modelo de interacción suelo estructura NIST GCR 12-917-12.

4.7.3.1. Análisis comparativo entre el periodo de vibración en base rígida y flexible.

Una vez realizado el análisis de interacción suelo estructura se observó una variación con respecto al modelo en base rígida.

Periodos de vibración y forma modal 1, 2 y 3 en base fija.



Periodos de vibración y forma modal 1, 2 y 3 en base flexible

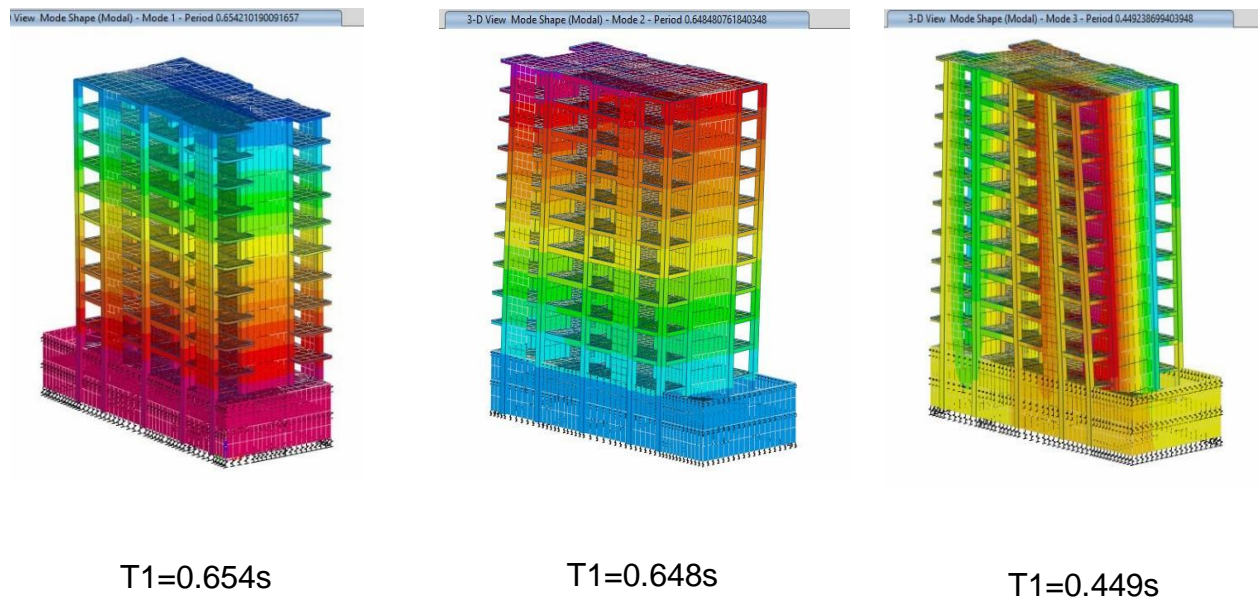


Figura 51. Periodos de vibración de base rígida y base flexible

Puesto que el cálculo de las rigideces en ambos modelos de análisis de interacción suelo estructura son los mismos, se observa que los periodos de vibración en el modo 1, modo 2 y modo 3 son de 19%, 34% y 28% respectivamente

4.7.3.2. Verificación de distorsiones de entrepiso para análisis con base rígida y base empotrada.

Se puede observar un incremento en las derivas de entrepiso al considerar los efectos de interacción suelo estructura, Como se puede visualizar en las gráficas que las derivas en el primer piso se han incrementado en un 12.5% y 8.7% en la dirección X y X respectivamente.

Por otra parte, se puede resaltar que las derivas no has superado el drift máximo permisible de 0.007 que te exige la Norma E0.30, por lo que no será necesario rigidizar la edificación.

Tabla 41. Comparación de drift en base flexible respecto a la base regida

Piso	altura(m)	EQ-XX			EQ-YY			Límite de Deriva
		Deriva base rígida	Deriva base flexible	drift $\Delta\%$	Deriva base rígida	Deriva base flexible	drift $\Delta\%$	
Piso 10	32.6	0.00441	0.00493	11%	0.00445	0.00483	8%	0.007
Piso 9	29.9	0.00465	0.00511	9%	0.00474	0.00508	7%	0.007
Piso 8	27.2	0.00487	0.00528	8%	0.00500	0.00532	6%	0.007
Piso 7	24.5	0.00504	0.00542	7%	0.00520	0.00552	6%	0.007
Piso 6	21.8	0.00512	0.00549	7%	0.00529	0.00563	6%	0.007
Piso 5	19.1	0.00506	0.00547	8%	0.00522	0.00561	7%	0.007
Piso 4	16.4	0.00483	0.00532	9%	0.00496	0.00544	9%	0.007
Piso 3	13.7	0.00439	0.00502	13%	0.00444	0.00506	12%	0.007
Piso 2	11	0.00369	0.00453	19%	0.00360	0.00443	19%	0.007
Piso 1	8.3	0.00295	0.00431	2%	0.00266	0.00422	37%	0.007
Sótano 1	5.6	0.00000	0.00335	100%	0.00271	0.00239	100%	0.007
Sótano 2	2.9	0.00000	0.00270	100%	0.00117	0.00172	100%	0.007
Chequeo		Cumple	Cumple		Cumple	Cumple		

Fuente: Propio

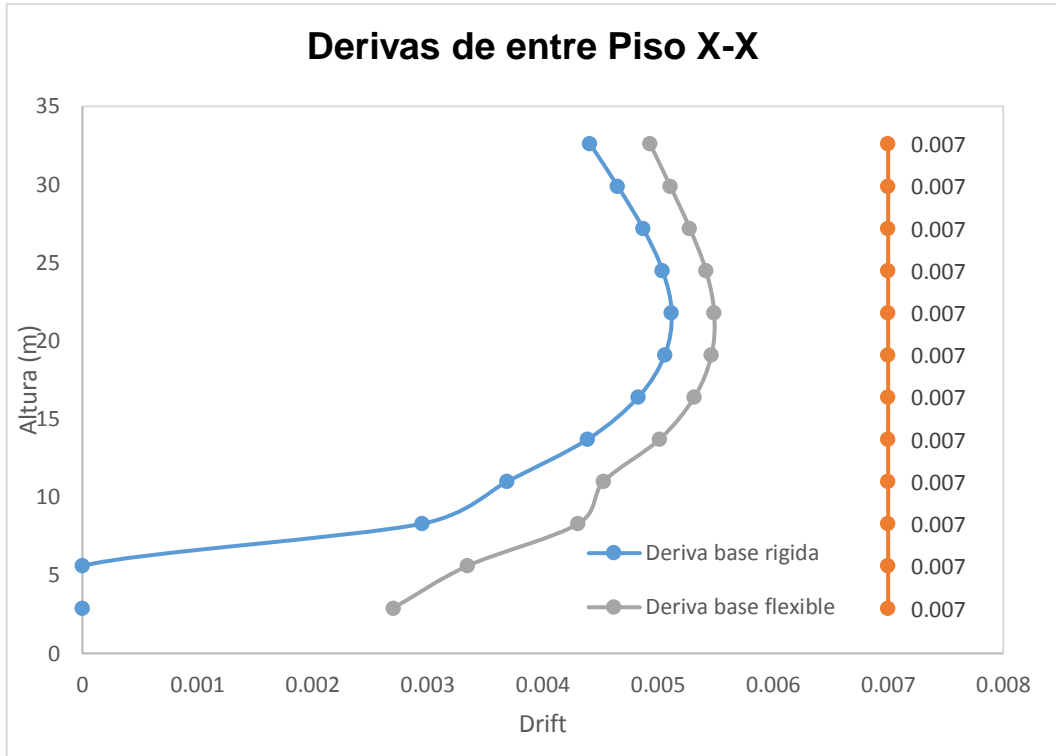


Figura 52. Diagrama de comparación de drift entre base rígida y flexible en X.

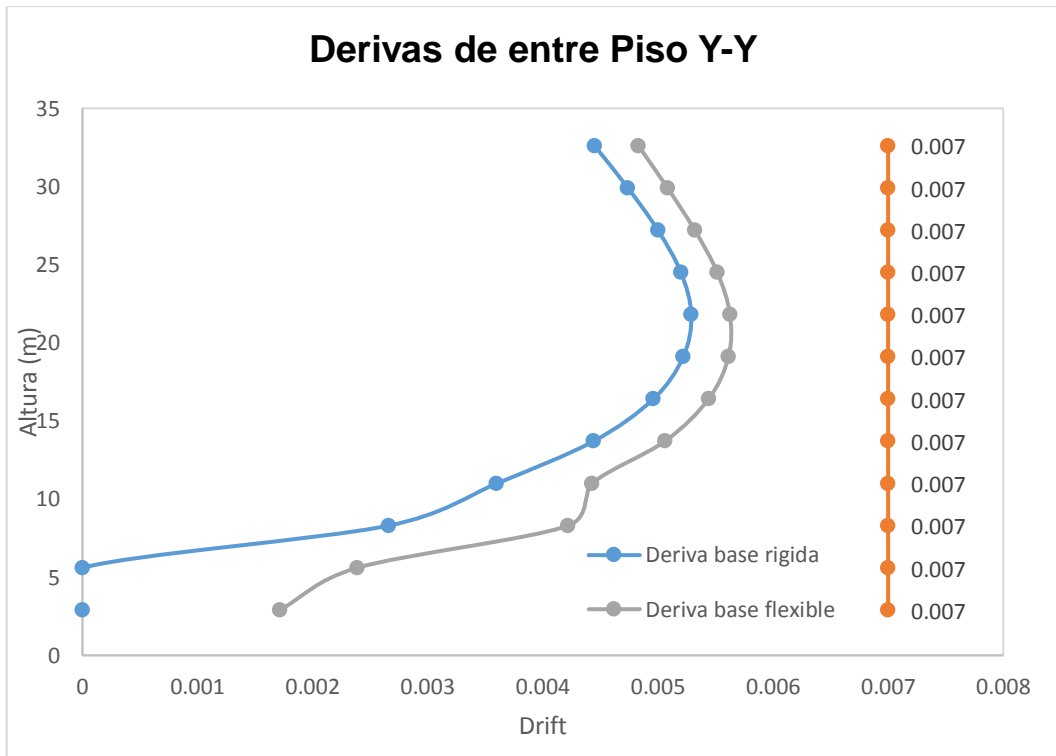


Figura 53. Diagrama de comparación de drift entre base rígida y flexible en Y.

4.7.3.3. Comparación esfuerzos internos máximos

Esfuerzos cortantes máximos

Tabla 42. Comparación de esfuerzos cortantes en base flexible respecto a la base regida.

PISOS	Altura(m)	Base Rígida		Base flexible		Δ% en X	Δ% en Y
		VX (Tonf)	VY (Tonf)	VX (Tonf)	VY (Tonf)		
Piso 10	32.6	96.81	104.67	73.30	80.05	-24%	-24%
Piso 9	29.9	214.92	224.55	169.20	181.36	-21%	-19%
Piso 8	27.2	311.60	323.00	253.12	266.86	-19%	-17%
Piso 7	24.5	392.06	406.94	325.71	338.44	-17%	-17%
Piso 6	21.8	460.53	476.85	387.98	398.38	-16%	-16%
Piso 5	19.1	518.82	534.91	441.05	448.84	-15%	-16%
Piso 4	16.4	567.58	581.97	485.90	491.42	-14%	-16%
Piso 3	13.17	607.29	617.93	523.17	526.85	-14%	-15%
Piso 2	11	638.24	643.30	553.21	555.20	-13%	-14%
Piso 1	8.3	660.45	658.45	576.23	576.43	-13%	-12%
Sótano 1	5.6	539.73	609.73	273.67	580.53	-49%	-5%
Sótano 2	2.9	562.21	627.51	167.58	609.93	-70%	-3%

Fuente: Propia

Como se puede observar, los esfuerzos cortantes tanto en la dirección X como en Y se han reducido en cada nivel de la edificación, esta reducción se debe a la disipación de energía generada por el amortiguamiento del suelo de fundación.

Para tener una mejor comprensión, se ha realizado un gráfico donde puede observar la relación entre el esfuerzo cortante y la altura para ambas direcciones

En el primer grafico se observa que la variación de los esfuerzos cortantes de hasta un 70% entre el análisis de interacción suelo estructura considerando base flexible respecto al análisis sísmico de la Norma E.030 considerando la base rígida en la dirección X.

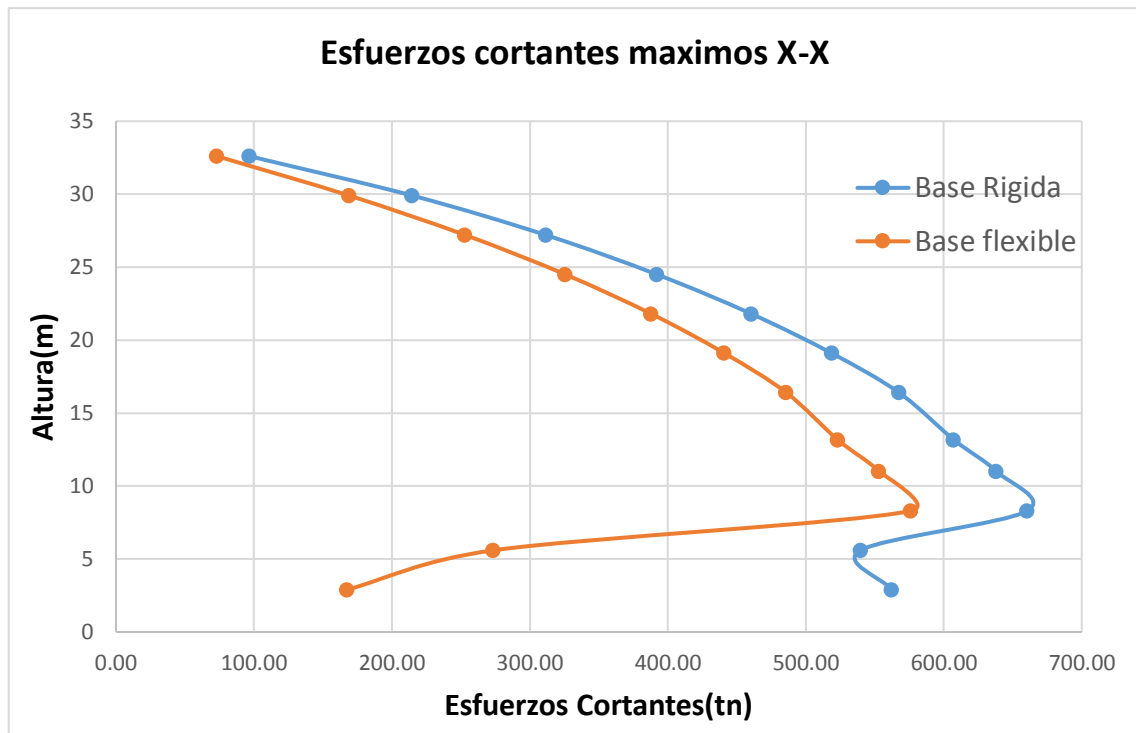


Figura 54. Diagrama de comparación entre esfuerzos cortantes base rígida y flexible en X.

En el segundo grafico se observa reducción de los esfuerzos cortantes entre la del modelado en base flexible respecto al modelado en base fija es de hasta un 24% en la dirección Y.

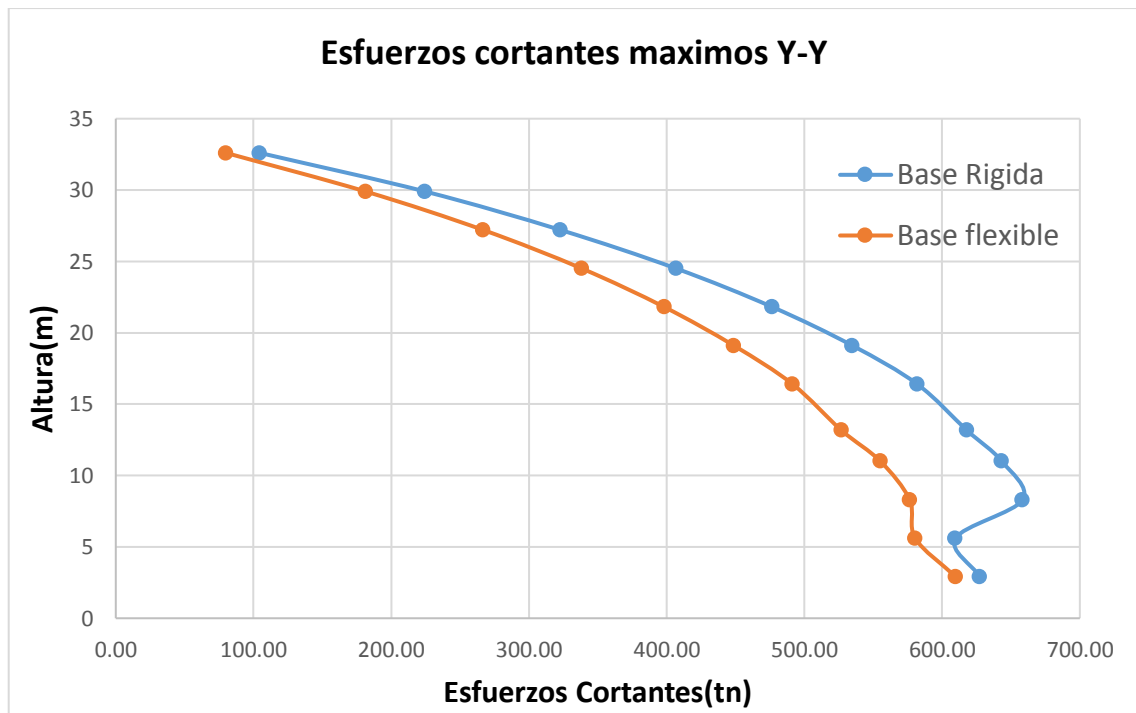


Figura 53. Diagrama de comparación entre esfuerzos cortantes base rígida y flexible en Y.

Momentos flectores máximos

Tabla 43. Comparación de momentos flectores en base flexible respecto a la base rígida.

PISOS	Altura(m)	Base Rígida		Base flexible		Δ% en X	Δ% en Y
		MX (Tonf.m)	MY (Tonf.m)	MX (Tonf.m)	MY (Tonf.m)		
Piso 10	32.6	282.60	261.39	216.14	197.91	-24%	-24%
Piso 9	29.9	884.91	840.61	705.34	654.55	-20%	-22%
Piso 8	27.2	1743.43	1676.95	1423.76	1337.12	-18%	-20%
Piso 7	24.5	2819.19	2722.50	2331.80	2214.06	-17%	-19%
Piso 6	21.8	4076.66	3941.86	3395.39	3256.08	-17%	-17%
Piso 5	19.1	5482.27	5307.05	4586.22	4436.72	-16%	-16%
Piso 4	16.4	7006.35	6793.23	5881.05	5732.30	-16%	-16%
Piso 3	13.17	8620.78	8377.25	7260.20	7121.48	-16%	-15%
Piso 2	11	10299.11	10037.45	8705.99	8584.60	-15%	-14%
Piso 1	8.3	12017.76	11753.68	10202.00	10103.31	-15%	-14%
Sótano 1	5.6	7815.92	4828.32	7343.42	10926.97	-6%	126%
Sótano 2	2.9	8605.28	4612.41	9811.54	10754.67	14%	133%

Fuente: Propia

Como se puede observar, los momentos flectores para el caso dirección X también se han reducido en cada nivel de la edificación, esta reducción se debe a la disipación de energía generada por el amortiguamiento del suelo de fundación. Por otra parte, también se puede observar un incremento de los momentos flectores en los sótanos.

Para tener una mejor comprensión, se ha realizado un gráfico donde se puede observar la relación entre el momento flector y la altura tanto en la dirección X como en Y.

En el primer gráfico se observa que la reducción de los momentos flectores de hasta un 24% entre del análisis de interacción suelo estructura considerando base flexible respecto al análisis sísmico de la Norma E.030 considerando la base rígida en la dirección X, por otra parte, también se observa un incremento para el sótano 2 de un 14%.

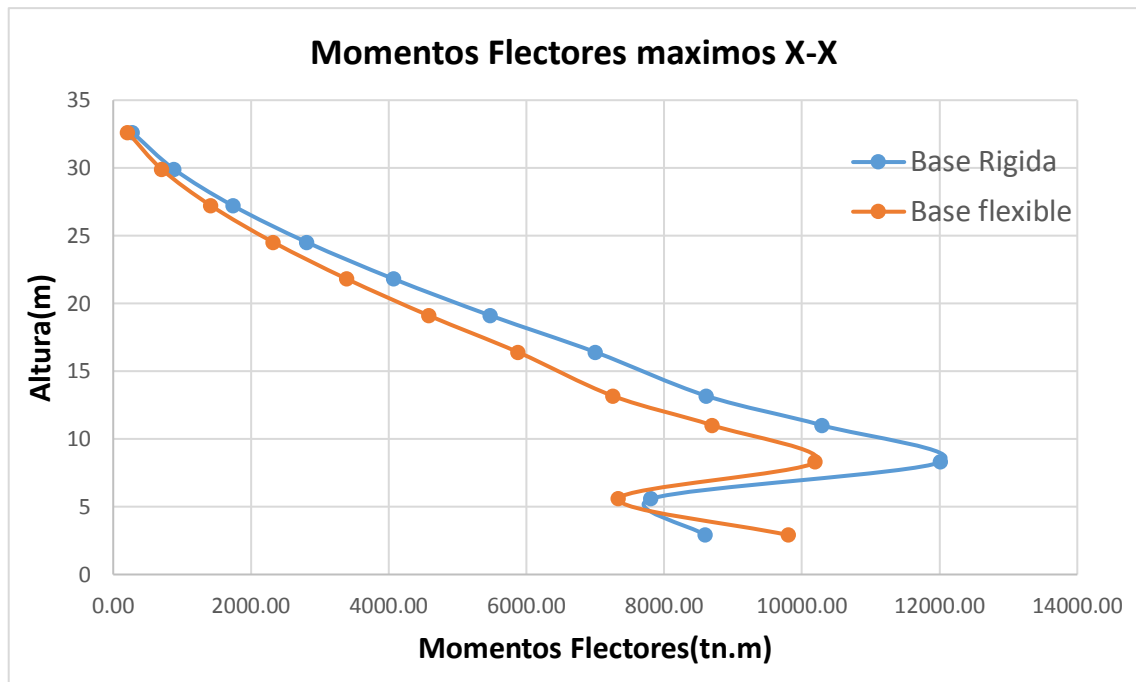


Figura 54. Diagrama de comparación entre momentos flectores base rígida y flexible en X.

En el segundo grafico se observa una reducción de hasta un 24% y un incremento en los sótanos de hasta 133%. entre momentos flectores de base flexible respecto a la base rígida respectivamente en la Y.

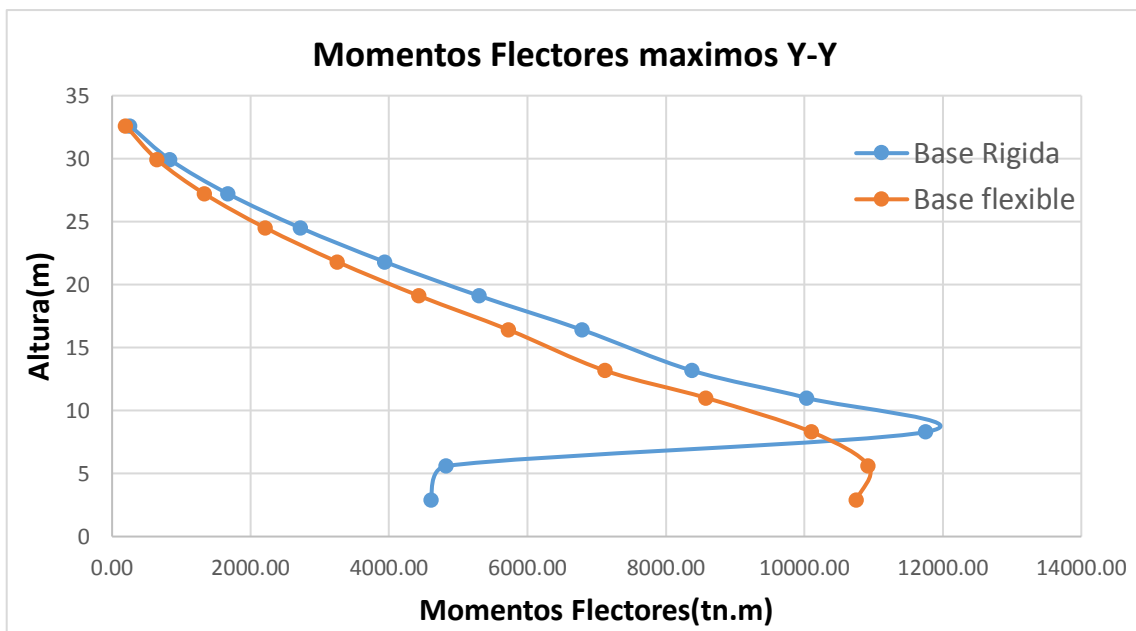


Figura 55. Diagrama de comparación entre momento flectores base rígida y flexible en Y.

4.7.3.4. Comparación de desplazamiento laterales máximos

Como se puede observar, los desplazamientos laterales máximos se han incrementado en casi todos los niveles de la edificación, para el piso 1, piso 2 y piso 3 el incremento fue de 96%, 95% y 76% respectivamente en la dirección X.

Tabla 44. Comparación de desplazamiento máximos laterales en la dirección X.

PISOS	Altura	Base Rígida	Base Flexible	drift $\Delta\%$
		Desplazamientos MAX en X (m)	Desplazamientos MAX en X (m)	
Piso 10	32.6	0.026419	0.032423	19%
Piso 9	29.9	0.023926	0.029528	19%
Piso 8	27.2	0.015690	0.026530	41%
Piso 7	24.5	0.012791	0.023433	45%
Piso 6	21.8	0.009922	0.020253	51%
Piso 5	19.1	0.007178	0.017028	58%
Piso 4	16.4	0.004678	0.013812	66%
Piso 3	13.17	0.002568	0.010676	76%
Piso 2	11	0.000407	0.007708	95%
Piso 1	8.3	0.000202	0.005013	96%
Sótano 1	5.6	0.000000	0.002369	100%
Sótano 2	2.9	0.000000	0.001312	100%
Base	0	0.000000	0.000402	100%

Fuente: Propia

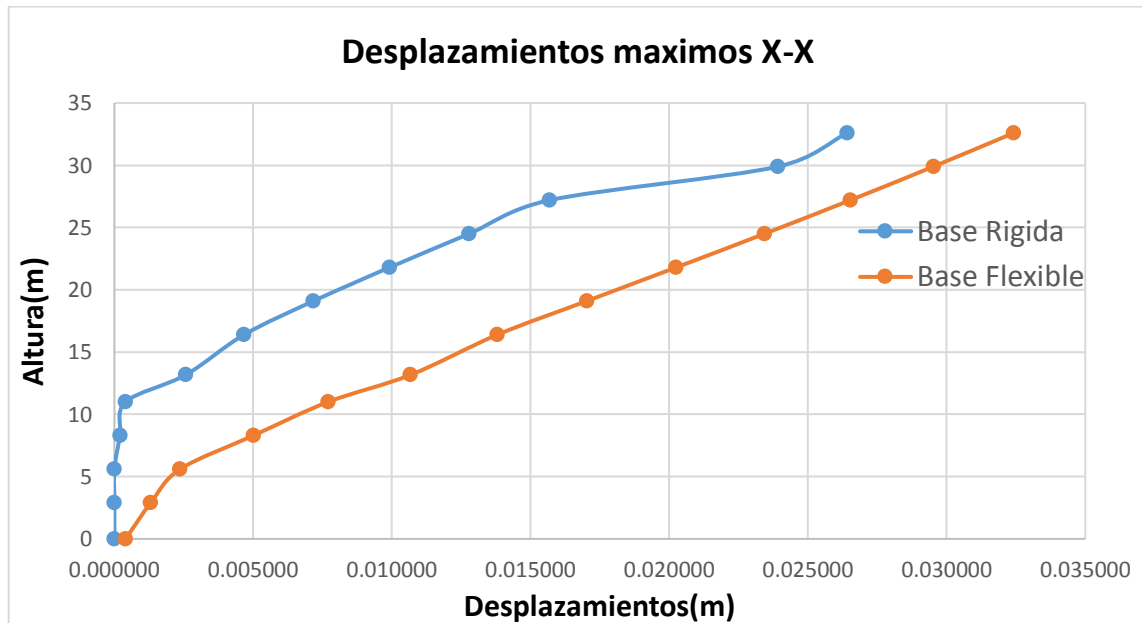


Figura 56. Diagrama de comparación entre los desplazamientos en base rígida y flexible en X.

Como se puede observar, los desplazamientos laterales máximos se han incrementado en casi todos los niveles de la edificación, para el piso 1, piso 2 y piso 3 el incremento fue de 95%, 95% y 81% respectivamente en la dirección Y.

Tabla 45. Comparación de desplazamiento máximos laterales en la dirección Y.

PISOS	Altura	Base Rígida	Base Flexible	drift $\Delta\%$
		Desplazamientos MAX en Y (m)	Desplazamientos MAX en Y (m)	
Piso 10	32.6	0.027418	0.031963	14%
Piso 9	29.9	0.024760	0.029076	15%
Piso 8	27.2	0.015850	0.026042	39%
Piso 7	24.5	0.012690	0.022868	45%
Piso 6	21.8	0.009566	0.019578	51%
Piso 5	19.1	0.006597	0.016219	59%
Piso 4	16.4	0.003936	0.012866	69%
Piso 3	13.17	0.001780	0.009615	81%
Piso 2	11	0.000345	0.006588	95%
Piso 1	8.3	0.000184	0.003941	95%
Sótano 1	5.6	0.000000	0.00175	100%
Sótano 2	2.9	0.000000	0.001364	100%
Base	0	0.000000	0.000883	100%

Fuente: Propia

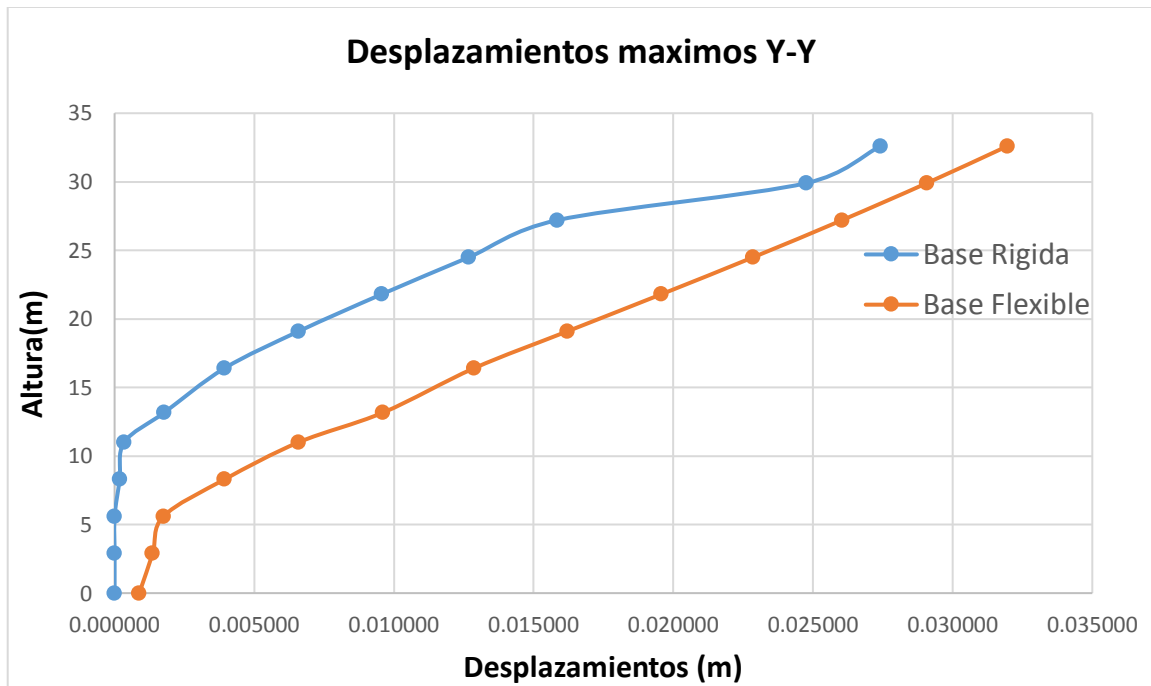


Figura 57. Diagrama de comparación entre los desplazamientos en base rígida y flexible en Y.

V. DISCUSIÓN

Este proyecto de investigación tuvo como objetivo Analizar la influencia de La Interacción Suelo Estructura en el Diseño Sísmico Estructural del edificio de 10 pisos y 2 sótanos en Ate, Lima 2021. Para esto se propuso dos modelos de análisis de interacción suelo estructura ente ellos el modelos dinámico del NIST GCR 12-917-21 y ASCE 7-16, con la finalidad de comparar su respuesta sísmica en cuanto a periodos de vibración, esfuerzos internos y Desplazamientos laterales respecto al modelo de análisis con base rígida de la Norma E.030 , es preciso mencionar que antes de aplicar los modelos de interacción suelo estructura es importarte evidenciar el fenómeno para verificar que estos efectos serán significativos en la respuesta de la estructura.

Según lo mencionado en la hipótesis general se ha asumido que los efectos de interacción suelo estructura influyen significativamente en el Diseño Sísmico Estructural del edificio de 10 pisos y 2 sótanos en Ate, Lima 2021. En base a nuestros resultados obtenidos, queda confirmanda puesto que para ambos modelos de ISE, se ha evidenciado una variación en los periodos de vibración, esfuerzos internos y desplazamiento de la estructura.

Los resultados obtenidos mediante la comparación de los dos modelos demuestran que los periodos de vibración generados considerando los efectos de interacción suelo estructura se incrementado en 19%, 34% y 28% en el modo 1 en Y, modo 2 en X y modo 3 en Z respectivamente con respecto al análisis con base rígida de la norma E0.30. Esto confirma lo que menciona Zúñiga (2017), en su tesis “Revisión de la respuesta sísmica con o sin efectos de interacción suelo – estructura de un edificio a base de concreto reforzado para el almacenamiento de archivos”, en la cual concluye que los edificios altos, pero rígidos tienden a aumentar sus periodos de vibración, y adicionalmente tienden a reducir los costos en el diseño puestos que los esfuerzos de diseño también tienden a disminuir.

Según los resultados la tesis de Quintana (2019), los esfuerzos cortantes en el modelo de Barckan – Savanov disminuyen en un 82.20 % en el eje X y en un 56.03 % en el eje Y, con el modelo de Sargsian las fuerzas cortantes se aminoran en 74.27 % en el eje X y hasta un 37.49 en el eje Y. Esto confirma los resultados obtenidos por nuestra investigación ya que los esfuerzos cortantes para el modelo del NIST GCR 12-917-21 se han reducidos hasta 70% y 24% en la dirección X y Y respectivamente, así mismo, para el método del ASCE/SEI 7-16 también se han reducido hasta en 71% y 26% en X y Y respectivamente.

Según los resultados obtenidos en la tesis de Muriel (2018), los desplazamientos laterales se incrementaron 37% y 23.8% en X y Y respectivamente. Esto confirma los resultados obtenidos en nuestra investigación, ya que los desplazamientos laterales para el modelo del NIST GCR 12-917-21, se incrementaron en casi todos los niveles de la edificación, para el piso 1, piso 2 y piso 3 el incremento fue de 96%, 95%, 76% y 95%, 95%, 81% en la dirección X y Y, por otra parte, para el modelo del ASCE/SEI 7-16 se incrementaron en 96%, 95%, 74% y 95%, 94%, 79% en la dirección X y Y, esto sucede debido a los grados de libertad asignados en la cimentación, de forma que el suelo se desplaza, por consecuencia el incremento de desplazamientos en la estructura.

Las causas del incremento en las respuestas dinámicas de la estructura, tanto en los esfuerzos internos, periodo de vibración y desplazamientos son generadas principalmente por el reajuste en las coordenadas espectral o las asignación de los coeficiente de amortiguamiento en la base de la cimentación debido al amortiguamiento de suelo de fundación conocido como interacción inercial (amortiguamiento por radiación y amortiguamiento histérico del suelo), ya que esto generara un incremento o disminución en la ordenada espectral donde en algunos casos se puede evidenciar.

VI. CONCLUSIONES

Se determino que los periodos de vibración fundamentales para los modelos dinámicos de interacción suelo estructura del NIST GCR 12-917-21 y el ASCE/SEI 7-16 considerando la base flexible respecto al modelo de base empotrada de la Norma E.030 se ha incrementado en 19%, 34% y 28% en el modo 1 en Y, modo 2 en X y modo 3 en Z respectivamente.

Se determino que para ambos modelos de interacción suelo estructura las derivas no has superado el drift máximo permisible de 0.007 que te exige la Norma E0.30, por lo que no será necesario rigidizar la edificación.

Se concluyo que los esfuerzos cortantes para el caso del modelo ASCE/SEI 7-16 con respecto al modelo de la Norma E.030 con base rígida se han reducido en un 71% y 26% en la dirección X y Y respectivamente. De la misma forma para el modelo del NIST GCR 12-917-2, los esfuerzos cortantes se han reducido en 70% y 24% en la dirección X y Y, con respeto al modelo con base rígida.

Se concluyo que los momentos flectores para el caso del modelo ASCE/SEI 7-16 con respecto al modelo de la Norma E.030 con base rígida se han reducido hasta en un 26% y 22% en la dirección X y Y, para el caso de los sótanos se observó un incremento de hasta un 116% en los sótanos para la dirección Y. De la misma forma para el modelo del NIST GCR 12-917-21 los momentos flectores se han reducido en 24% y 24% en la dirección X y Y, para el caso de los sótanos hubo un incremento de hasta 14% y 133% en la dirección X y Y respectivamente.

Se concluyo que los Desplazamientos Laterales máximos del modelo del ASCE/SEI 7-16 con respecto al modelo de la Norma E.030 con base rígida se han incrementado. Para el piso 1, piso 2 y piso 3 en 96%, 95% y 74% respectivamente en la dirección X, así también en un 95%, 94% y 79% respectivamente en la dirección Y. De la misma forma para modelo del NIST GCR 12-917-21 los desplazamientos se han incrementado con respecto al modelo de la Norma E.030 con base rígida se han incrementado. Para el piso 1, piso 2 y piso 3 en 96%, 95% y 76% respectivamente en la dirección X, así también en un 95%, 95% y 81% respectivamente en la dirección Y.

VII. RECOMENDACIONES

Se recomienda fomentar la investigación de los fenómenos de interacción suelo estructura en el estado peruano, con la finalidad de actualizar las normas sismorresistentes actuales y obtener resultados más acordes a la realidad.

Se recomienda utilizar modelos matemáticos para evidencia los fenómenos de interacción antes de considerar sus efectos y asignar una base flexible en el modelado, esto se debe a que en algunos casos es posible que los fenómenos no se manifiestan de manera significativa en la estructura, por lo que un modelado con base empotrada sería suficiente para el análisis estructural.

Se recomienda para posteriores estudios de interacción suelo estructura, realizar ensayos geotécnicos y geofísicos para obtener respuestas más confiables y reales en el análisis y diseño estructural.

REFERENCIAS

- Abanto Oblitas, R., Ciseneros Meneses, L., Gomez Cordova, G., Díaz Esquivel, C. M., & Rojas Peralta, P. A. (2020). Propuesta preliminar de método de análisis de interacción suelo-estructura para suelos peruanos. Lima. Recuperado el 17 de Mayo de 2021, de <http://tesis.pucp.edu.pe>
- Al Heib, M., Emeriault, F., & Luyen Nghiem, H. (2020). On the use of 1g physical models for ground movements and soil-structure interaction problems. doi:<https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2019.07.006>
- Angulo Luna, L. J. (2017). Análisis sísmico de un edificio de siete pisos con sótano utilizando interacción suelo - estructura en el distrito de San Juan de Lurigancho, Lima, 2017. Lima, Perú. Recuperado el 17 de Mayo de 2021, de <https://hdl.handle.net/20.500.12692/9925>
- Araca Llanos, F. H., Gómez Catacora, L., & Cahui Galarza, A. (Agosto de 2020). Influencia de la interacción suelo-estructura en el comportamiento de las viviendas aporricadas con zapatas aisladas en la ciudad de Juliaca. 7(2). doi:<https://doi.org/10.18004/ucsa/2409-8752/2020.007.02.070>
- ASCE/SEI 41-13. (2019). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of civil Engineers. doi:<http://dx.doi.org/10.1061/9780784412855>.
- Bonilla Tumbaco, R. A. (2019). "Análisis sismo resistente mediante la interacción sísmica suelo-estructura de un bloque de aulas en la facultad de ciencias económicas". manabí. recuperado el 16 de abril de 2021, de <http://repositorio.unesum.edu.ec>
- Borja S, M. (2016). Metodología de la investigación científica para ingenieros. Chiclayo. Recuperado el 10 de Mayo de 2021, de <https://www.academia.edu>
- Chipana Mamani, E. M., & Huillca Huillca, E. C. (2019). "Análisis y diseño del edificio montoya salazar de concreto armado de 1 semisótano + 6 pisos en

arequipa interactuando los programas revit y robot analysis". Arequipa.
recuperado el 16 de abril de 2021, de
<http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/unsa/10268>

Christie Poffan, M. J. (2017). Estudio del fenómeno de interacción dinámica de suelo-estructura y su influencia en la demanda sísmica estructural. Chile.
recuperado el 16 de abril de 2021, de <http://hdl.handle.net/11673/20142>

Dennis Ortiz, R. (2017). Análisis sísmico de un edificio de doce pisos de la ciudad de Manta considerando interacción suelo estructura . Recuperado el 16 de Mayo de 2021, de <https://journal.espe.edu.ec>

Dong Van Nguyen, D. K. (2020). Dynamic Soil-structure interaction analysis in time domain based on a modified version of perfectly matched discrete layers. doi:<http://doi.org/10.1016/j.jimge.2019.06.006>

Ege, N., Erbas, B., Chorooglou, A., Kaplunov, J., & Prikazchikov, D. (2017). On surface wave fields arising in soil-structure interaction problems. doi:[10.1016/j.proeng.2017.09.253](https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.09.253)

Eser, M., Aydemir, C., & Ekiz, I. (2011). Effects of Soil Structure Interaction on Strength Reduction Factors. doi:[10.1016/j.proeng.2011.07.213](https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.213)

FEMA 440. (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. 10. Recuperado el 15 de Mayo de 2021, de <https://mitigation.eeri.org>

Garay Chávez, R. K. (2017). Influencia de la interacción suelo - estructura en el comportamiento sísmico de un edificio de 7 niveles del proyecto "Multifamiliar los balcones del Valle" barrio Columbo-Cajamarca. Cajamarca, Perú. Recuperado el 18 de Mayo de 2021, de <http://repositorio.unc.edu.pe/handle/UNC/1022>

Gonzales Acosta , J. L., Vardon, P. J., & Hicks, M. A. (2021). Study of landslides and soil-structure interaction problems using the implicit material point method. doi:<http://doi.org/10.1016/j.enggeo.2021.106043>

- Grange, S., Kotronis, P., & Mazars, J. (2008). A macro-element for a shallow foundation to simulate Soil-Structure Interaction considering uplift. doi:10.1016/j.crme.2008.10.002
- Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C., & Baptista Lucio, M. D. (2014). Metodología de la investigación Sexta edición. Mexico: Mc Graw Hill Education. Recuperado el 12 de Mayo de 2021, de <http://observatorio.epacartagena.gov.co>
- Ibrahim, Y. E., & Nabil, M. (2021). Finite element analysis of multistory structures subjected to train-induced vibrations considering soil-structure interaction. doi:<http://doi.org/10.1016/j.cscm.2021.e00592>
- Jines Cabezas , R. M. (2017). Interacción sísmica suelo - estructura en edificaciones de sistema dual en la ciudad de Moquegua. Tacna, Perú. Recuperado el 18 de Mayo de 2021, de <http://repositorio.upt.edu.pe/handle/UPT/412>
- Katzenbach, R., Leppla, S., Vogler, M., Seip, M., & Kurze, S. (2013). Soil-Structure-Interaction of Tunnels and Superstructures During Construction and Service Time . doi:10.1016/j.proeng.2013.04.007
- Kechidi, S., Colaco, A., Alves Costa, P., Castro, J., & Marques, M. (2021). Modelling of soil-structure interaction in OpenSees: A practical approach performan based seismic design. doi:<https://doi.org/10.1016/j.istru.2021.01.006>
- Li, M., Lu, X., Lu, X., & Ye, L. (2014). Influence of soil structure interaction on seismic collapse resistance of super-tall buildings. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.jrmge.2014.04.006>
- López Campos, W. O. (2019). Revisión sistemática: "Comportamiento estructural considerando la interacción suelo - estructura de una edificación". Cajamarca, Perú. Recuperado el 18 de Mayo de 2021, de <http://hdl.handle.net/11537/21000>

- Lyasse Laloui, C. G. (2021). Soil-structure interaction of surface footings.
doi:<http://doi.org/10.1016/j.compgeo>
- Mahoney , M., & Hanson , R. D. (2020). A Practical Guide to soil-Structure Interaction. Washington, D.C: ATCouncil. Recuperado el 16 de Mayo de 2021, de <https://www.fema.gov>
- Matinmanesh, H., & Saleh Asheghabadi, M. (2011). Seismic Analysis on Soil-Structure Interaction of Buildings over Sandy Soil.
doi:[doi:10.1016/j.proeng.2011.07.218](https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.218)
- Muriel Pinto , C. R. (2018). "Análisis y diseño estructural con interacción sísmica suelo-estructura para una edificación multifamiliar en jayllihuaya-puno, para un sismo moderado, considerando amortiguamiento de 6%". Juliaca. recuperado el 16 de abril de 2021, de <http://respositorio.uancv.edu.pe/handle/uancv/2973>
- Oz, I., Murat Senel, S., Palanci, M., & Kalkan, A. (2020). Effect of Soil-Structure Interaction on the Seismic Response of Existing Low and Mid-Rise RC Buildings. doi:[doi:10.3390/app10238357](https://doi.org/10.3390/app10238357)
- Panagiotis , M., Damoun, T., Eleni , C., & Jan , L. (2015). A centrifuge-based experimental verification of Soil-Structure Interaction.
doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.09.005>
- Papadopoulos, M., Van Beeumen, R., Franc Ois, S., Degrande, G., & Lombaert, G. (2017). Computing the modal characteristics of structures considering soil-structure interaction effects. doi:[10.1016/j.proeng.2017.09.296](https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.09.296)
- Picón Santamaría, A. T., & Pando López, M. Á. (2019). Análisis del problema de interacción suelo-estructura para un pórtico 2D en suelos granulare. Lima. Recuperado el 16 de Abril de 2021, de <http://hdl.handle.net/20.500.12404/14314>
- Pinto Vega, F., & Ledezma , C. (22 de Marzo de 2019). Interacción suelo-estructura en edificios de gran altura con subterráneos en Santiago, Chile. doi:<http://dx.doi.org/10.4067/S0718-28132019000100066>

- Pique Del Pozo, J. (12 de Febrero de 2019). Norma Técnica E.030 Diseño Sismo Resistente. Recuperado el 16 de Mayo de 2021, de <http://saludydesastres.info>
- Quintana Leandro, J. D. (2019). "Análisis de la interacción suelo-estructura y su influencia en el diseño estructural/sísmico para una edificación de 6 pisos-Jauja-2018". Lima. Recuperado el 16 de Abril de 2021, de <https://hdl.handle.net/20.500.12692/54080>
- Quintana, Leandro, J. D. (2019). "Análisis de la interacción suelo - estructura y su influencia en el diseño estructural/sísmico para una edificación de 6 pisos-Jauja-2018". Lima, Perú. Recuperado el 17 de Mayo de 2021, de <https://hdl.handle.net/20.500.12692/54080>
- Saeed Ramezani, M., & S.A.A Hosseini, A. G. (2017). New mathematical model for computing natural frequencies of retaining walls considering soil-structure interaction. 179-191. doi:<http://dx.doi.org/10.1016/j.apm.2016.12.019>
- Shakib, H., & Atefatdoost, G. R. (2011). Effect of Soil-Structure Interaction on Torsional Response of Asymmetric Wall Type Systems . 1729-1736. doi:[doi:10.1016/j.proeng.2011.07.217](https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.217)
- Sucasaca Collanqui, H., & Mamani Vargas , J. H. (2017). Evaluación de los efectos de interacción suelo - estructura en el estadio universitario UNA-Puno. Puno, Perú. Recuperado el 17 de Mayo de 2021, de <http://repositorio.unap.edu.pe/handle/UNAP/4975>
- Tomeo, R., Bilotta, A., Pitilakis, D., & Nigro, E. (2017). Soil-structure interaction effects on the seismic performances of reinforced concrete moment resisting frames . doi:[10.1016/j.proeng.2017.09.006](https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.09.006)
- Villareal Castro , G. (2009). Suelo-Estructura en edificios altos. Lima. Recuperado el 15 de Mayo de 2021, de <https://www.academia.edu>
- Yalcin Mengi , S. K. (2000). A simple soil-structure interaction model. doi:<http://doi.org/607.635/j.compgeo>

Zuchowski, L., Brun, M., & De Martin, F. (2018). Co-simulation coupling spectral/finite elements for 3D soil/structure interaction problems. doi:<http://doi.org/10.1016/j.crme.2018.02.001>

Zuñiga Ontiveros, M. D. (2017). Revisión de la respuesta sísmica con y sin efectos de interacción suelo-estructura de un edificio a base de muros de concreto reforzado para el almacenamiento de archivos . ciudad de Mexico. recuperado el 16 de abril de 2021, de <https://repositorio.unam.mx>

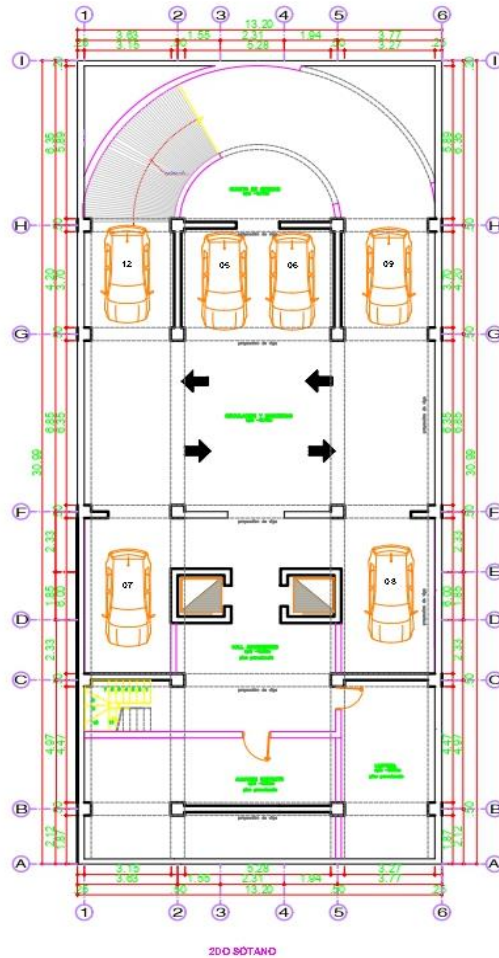
ANEXOS

Matriz de Consistencia

TÍTULO: Análisis de Interacción Suelo Estructura para el Diseño Sísmico Estructural del edificio de 10 pisos-2 sótanos, Ate, Lima 2021.								
PROBLEMA General	OBJETIVO General	HIPÓTESIS General	VARIABLE INDEPENDIENTE	DIMENSIONES	INDICADORES	MÉTODO	POBLACIÓN	
¿Cómo influye el Análisis de la Interacción Suelo Estructura en el Diseño Sísmico estructural del edificio de 10 pisos-2 sótanos en Ate, Lima 2021?	Analizar la influencia de La Interacción Suelo Estructura en el Diseño Sísmico Estructural del edificio de 10 pisos y 2 sótanos en Ate, Lima 2021.	El Análisis de la Interacción Suelo Estructura influye significativamente en el Diseño Sísmico Estructural del edificio de 10 pisos y 2 sótanos en Ate, Lima 2021.	Interacción Suelo - Estructura	Modelo Dinámico NIST GCR 12-917-21	Coeficientes de Rigidez Dinámica	METODO Cuantitativo	POBLACIÓN NO PROBABILISTICA Todas las edificaciones de 10 pisos-2 sótanos en Ate -Lima.	
					Coeficientes de Amortiguamiento			
Problemas Específicos	Objetivos Específicos	Hipotesis Específicos		Modelo Dinámico ASCE/SEI 7-16	Coeficientes de Rigidez Dinámica			TIPO Aplicada
¿Cómo influye la Interacción Suelo Estructura en los Esfuerzos Internos del edificio de 10 pisos y 2 sótanos en Ate, Lima 2021?	Determinar La Interacción Suelo Estructura y su influencia en los Esfuerzos Internos del edificio de 10 pisos y 2 sótanos en Ate, Lima 2021.	La Interacción Suelo Estructura genera Esfuerzos Internos inferiores con respecto al Análisis con base fija del edificio de 10 pisos y 2 sótanos en Ate, Lima 2021.			Factor de ajuste del espectro de respuesta			
¿De qué manera la Interacción Suelo Estructura afectaría en el Periodo de Vibración del edificio de 10 pisos y 2 sótanos en Ate, Lima 2021?	Determinar La Interacción Suelo Estructura y su influencia en el Periodo de Vibración del edificio de 10 pisos y 2 sótanos en Ate, Lima 2021.	La Interacción Suelo Estructura produce un Periodo de Vibración superior respecto al Análisis con base fija del edificio de 10 pisos y 2 sótanos en Ate, Lima 2021.	VARIABLE DEPENDIENTE	Esfuerzos Internos	Esfuerzos Cortantes	DISEÑO No-Experimental / Descriptivo	NO PROBABILISTICA Es la Edificación de 10 pisos-2 sótanos Ubicado en la Asociación Virgen de Chapi, Zona Z, Lt 9, Huaycán- Ate.	
			Diseño Sísmico Estructural		Momentos Flectores			
¿De qué manera el Análisis de la Interacción Suelo Estructura influiría en los Desplazamientos Laterales del edificio de 10 pisos y 2 sótanos en Ate, Lima 2021?	Analizar La Interacción Suelo Estructura y su influencia en el Desplazamiento Lateral del edificio de 10 pisos y 2 sótanos en Ate, Lima 2021.	La Interacción Suelo Estructura genera un Desplazamiento Lateral mayor respecto al Análisis con base fija del edificio de 10 pisos y 2 sótanos en Ate, Lima 2021.		Periodo de Vibración	Aceleración Espectral			
				Desplazamientos Laterales	Derivas de Entrepisos			

Matriz de Operacionalización

VARIABLE	DEFENICIÓN CONCEPTUAL	DEFICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	MEDICIÓN	RANGO
Interacción Suelos-Estructura	<p>“La interacción suelo-estructura (ISE) se puede definir como cambios el movimiento y la configuración del suelo (en la parte inferior de la estructura) debido a la presencia de una estructura. Así mismo se presencia un incremento en la interacción entre el suelo y la estructura a medida que la presencia estructura tiende a influir cada vez más en el movimiento de suelo. Por lo tanto, la interacción suelo-estructura se centra en el estudio de las deformaciones que se presentan en el terreno de la cimentación cuando éste se ve afectado por la presencia y rigidez de la Estructura” (Bonilla, 2019).</p>	<p>Se determinará las propiedades dinámicas del suelo para evidenciar los mecanismos de respuesta en la estructura, considerando los modelos de interacción suelo estructura propuestos por el NIST GCR 12-917-21 y el código ASCE/SEI 7-16, estos procedimientos toman en consideración la rigidez dinámica y el amortiguamiento del suelo para considerar una base flexible, para ello se hará uso de los siguientes softwares: Etabs 2019.</p>	Modelo Dinámico NIST GCR 12-917-21	Coefficientes de Rigidez Dinámica	<p>%</p> <p>Tn/m</p> <p>s*Tn*m/rad</p>	$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-v} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$ $\beta_{SSI} = \frac{\beta}{\beta_f + \frac{(\bar{T}/T)_{eff}^2}{\beta}}$ ≤ 0.20 $B_{SSI} = 4/[5.6 - \ln(100\beta_0)]$
				Coefficiente de Amortiguamiento		
			Modelo Dinámico ASCE/SEI 7-16	Coefficientes de Rigidez Dinámica		
				Factor de ajuste del espectro de respuesta		
Diseño Sísmico Estructural	<p>“El Diseño Sísmico Estructural de edificios debe seguir lo dispuesto por el reglamento o código de construcciones que aplique en la localidad donde se construirá. Para esto, los reglamentos alrededor del mundo ponen al alcance del analista espectros o coeficientes de diseño sísmico que sirven como base para el cálculo de las fuerzas sísmicas. Dichos reglamentos suponen un comportamiento elástico lineal para las edificaciones como simplificación clave para encontrar los elementos mecánicos presentes” (Zúñiga, 2017).</p>	<p>Sera puesta a prueba y controlado mediante los parámetros de la Norma Técnica Peruana.</p>	Esfuerzos Internos	Momentos Flectores	<p>T</p> <p>Tn*m</p> <p>m/s2</p> <p>mm</p>	$\phi V_n \geq V_u$ $S_a = \frac{ZUCS_x g}{R}$ $T = hn/Ct$ $\Delta_\theta = \delta_i - \delta_{i-1}$
				Esfuerzos Cortantes		
			Periodo de Vibración	Aceleración Espectral		
			Desplazamientos	Derivas de Entrepiso		



PROYECTO:
EDIFICIO
MULTIFAMILIAR

PROPIETARIO:
DEYBI ESTACIO
SANCHEZ

ESPECIALIDAD:
ARQUITECTURA

PROFESIONAL:
ARQ. JUSTO VICTOR
QUILLCA MAYO
C.A.P. 4640

PLANO:
PLANTA 2DO
SOTANO

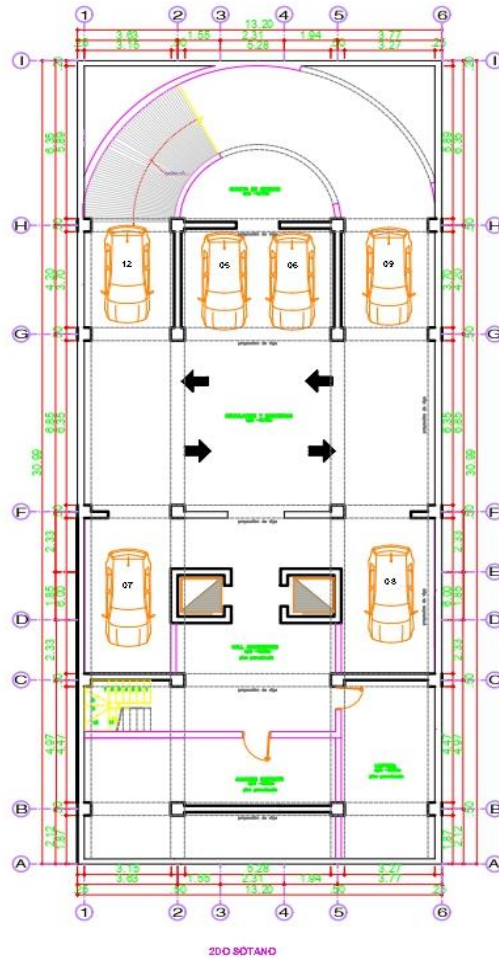
ESCALA: 1:50

FECHA:
DICIEMBRE 2021

UBICACION:
DPTO: LIMA
PROV: LIMA
DISTRITO: HUAYCAN
ASOC: Virgen de chapi

LAMINA:
A-01
1 de 6

Plano de Arquitectura del Edificio.



PROYECTO:
EDIFICIO
MULTIFAMILIAR

PROPIETARIO:
DEYBI ESTACIO
SANCHEZ

ESPECIALIDAD:
ARQUITECTURA

PROFESIONAL:
ARQ. JUSTO VICTOR
QUILLCA MAYO
C.A.P. 4640

PLANO:
PLANTA 2DO
SOTANO

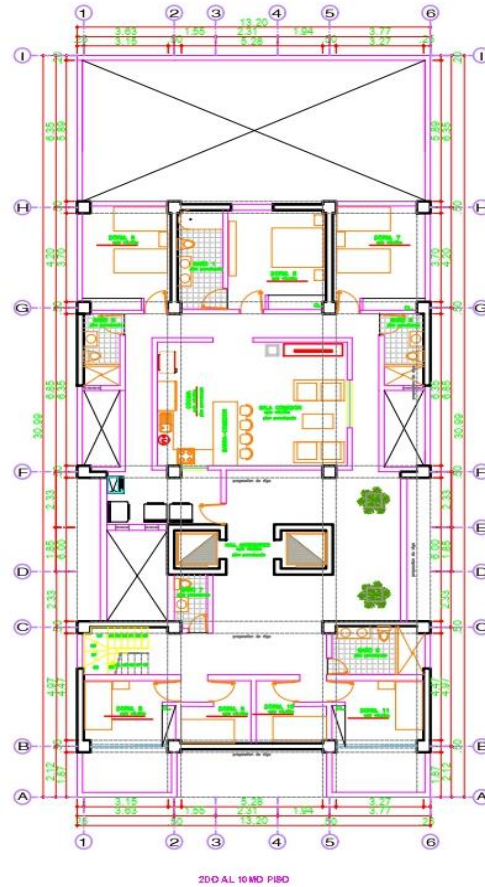
ESCALA: 1:50

FECHA:
DICIEMBRE 2021

UBICACION:
DPTO: LIMA
PROV: LIMA
DISTRITO: HUAYCAN
ASOC: Virgen de chapi

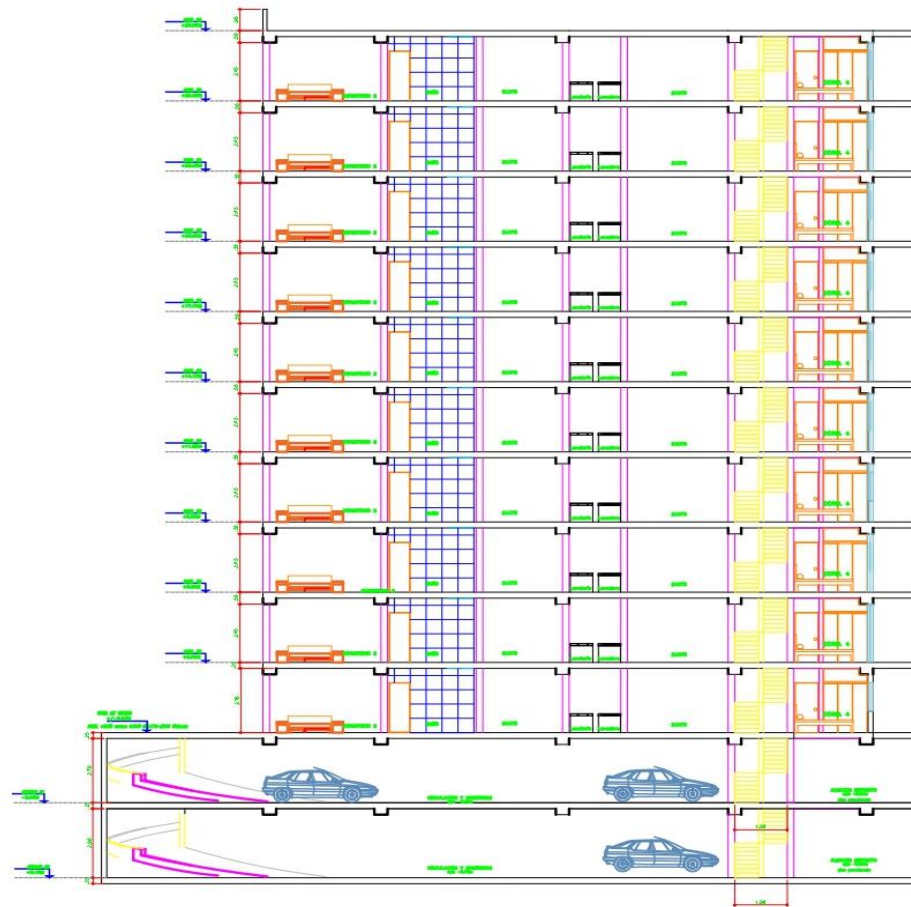
LAMINA:
A-01
1 de 6

Plano de Arquitectura del Edificio.



PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR
PROPIETARIO: DEYBI ESTACIO SANCHEZ
ESPECIALIDAD: ARQUITECTURA
PROFESIONAL: ARQ. JUSTO VICTOR QUILLCA MAYO C.A.P. 4640
PLANO: PLANTA DEL 2DO AL 10MO NIVEL
ESCALA: 1:50
FECHA: DICIEMBRE 2021
UBICACION: DPTO: LIMA PROV: LIMA DISTRITO: HUAYCAN ASOC: Virgen de chapi
LAMINA: A-04 1 de 6

Plano de Arquitectura del Edificio.



CORTE A-A

PROYECTO:
EDIFICIO
MULTIFAMILIAR

PROPIETARIO:
DEYBI ESTACIO
SANCHEZ

ESPECIALIDAD:
ARQUITECTURA

PROFESIONAL:
ARQ. JUSTO VICTOR
QUILLCA MAYO
C.A.P 4640

PLANO:
CORTE A-A

ESCALA: 1:50

FECHA:
DICIEMBRE 2021

UBICACION:
DPTO: LIMA
PROV: LIMA
DISTRITO: HUAYCAN
ASOC: Virgen de chapi


LAMINA:
A-06
1 de 6

Plano de Arquitectura del Edificio

Realizando Calicata para Estudio Geotécnicos del suelo



Validación del Instrumento por el Ingeniero Civil Mg Huaynalaya Rashuaman Max C.I.P 189142

 UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Observaciones (precisar si hay suficiencia): SI HAY SUFICIENCIA

Opinión de aplicabilidad: Aplicable / Aplicable después de corregir [] / No aplicable []


Apellidos y nombres del juez validador. Dr./ Mg: HUAYNALAYA RASHUMAN MAX DNI: 43420112


Especialidad del validador: INGENIERO DE CONTROL DE CALIDAD

*Pertinencia: El ítem corresponde al concepto técnico formulado.
*Relevancia: El ítem es apropiado para representar al componente o dimensión específica del constructo
*Claridad: Se entiende sin dificultad alguna el enunciado del ítem, es conciso, exacto y directo

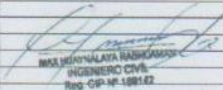
Nota: Suficiencia, se dice suficiencia cuando los ítems planteados son suficientes para medir la dimensión

LIMA 12 de JULIO del 2021


 MAX HUAYNALAYA RASHUMAN
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 189142
 Firma del Experto Informante.


 UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

N°	VARIABLES DIMENSIONES E INDICADORES	Pertinencia		Relevancia		Claridad		Sugerencias
		Si	No	Si	No	Si	No	
	VARIABLES INDEPENDIENTE: Interacción Suelo-Estructura							
	DIMENSION 1: Modelo Dinámico NIST 12-917-21							
1	Rigideces Dinámicas	✓		✓		✓		
2	Coefficientes de amortiguamiento	✓		✓		✓		
	DIMENSION 2: Modelo Dinámico ASCE/SEI 7-16							
3	Rigideces Dinámicas	✓		✓		✓		
4	Factor de reajuste de espectro de diseño	✓		✓		✓		
	VARIABLES DEPENDIENTE: Diseño sísmico Estructural							
	DIMENSION 1: Esfuerzos Internos							
5	Esfuerzos Cortantes	✓		✓		✓		
6	Momentos Flectores	✓		✓		✓		
	DIMENSION 2: Periodo de Vibración							
7	Aceleración espectral	✓		✓		✓		
	DIMENSION 3: Desplazamientos Laterales							
8	Derivas de entrepiso	✓		✓		✓		


 MAX HUAYNALAYA RASHUMAN
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 189142

Ficha de Recolección de Datos

Ficha de Recoleccion de Datos					
PROYECTO: "Análisis de Interacción Suelo-Estructura para el Diseño Sísmico Estructural del edificio de 10 pisos-2 sótanos, Ate - Lima 2021.					
AUTORES: TENORIO BULEJE, JUAN CARLOS - TRUJILLO CASAVILCA, ALEX SANDRO					
I. INFORMACION GENERAL					
Ubicación:		ASOCIACION VIRGEN DE CHAPI ZONA Z LT9, HUAYCAN ATE			
Distrito:	ATE	Altitud promedio:	541 msnm		
Provincia:	LIMA	Latitud sur:	12°12'52.67"		
Region:	LIMA	Longitud oeste:	76°47'53.25"		
II. MODELO DINÁMICO NIST GCR 12-917-21.					
Coeficiente de Amortiguamiento (s.kg/m)	Rigides Dinamica (kg/m)	Dimensiones de Losa de cimentación, Vigas y Columnas			
		Área (m ²)	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)
III. MODELO DINÁMICO DEL ASCE/SEI 7-16					
Rigides Dinamica (kg/m)	Factor de Reajuste de espectro de diseño	Dimensiones de Losa de cimentación, Vigas y Columnas			
		Área (m ²)	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)
IV. MODELO CONVENCIONAL					
Capacidad de carga ultima (kg/cm ²)	Presion de contacto (kg/cm ²)	Dimensiones de Losa de cimentación, Vigas y Columnas			
		Área (m ²)	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)
V. VIGAS					
V. por Flexion (kg)	V. por Cortante (kg)	V. por Desplazamiento (mm)	V. de P.V (s)		
VI. COLUMNAS					
V. por Flexion (kg)	V. por Cortante (kg)	V. por Desplazamiento (mm)	V. de P.V (s)		
VII. LOSA DE CIMENTACIÓN					
V. por Flexion (kg)	V. por Cortante (kg)	V. por Desplazamiento (mm)	V. de P.V (s)		
NOMBRE Y APELLIDO	HUAYNALAYA RASHUAMAN MAX				
PROFESION:	INGENIERO CIVIL				
RÉGISTRO CIP N°:	C.I.P 189142				
CORREO	HUAYNALAYA.MAX@gmail.com				
CELULAR	976506267				


 MAX HUAYNALAYA RASHUAMAN
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 189142

Validación del Instrumento por el Ingeniero Civil Mg/ Marco Antonio Tejada Silva C.I.P 238900

Observaciones (precisar si hay suficiencia): Si hay Suficiencia

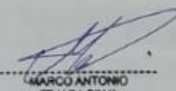
Opinión de aplicabilidad: Aplicable Aplicable después de corregir No aplicable


Apellidos y nombres del juez validador. Dr./ Mg: Tejada Silva Marco Antonio DNI: 4220524


Especialidad del validador: Concreto, agregados y Cementos

¹Pertinencia: El ítem corresponde al concepto teórico formulado.
²Relevancia: El ítem es apropiado para representar al componente o dimensión específica del constructo
³Claridad: Se entiende sin dificultad alguna el enunciado del ítem, es conciso, exacto y directo


Nota: Suficiencia, se dice suficiencia cuando los ítems planteados son suficientes para medir la dimensión


 MARCO ANTONIO
 TEJADA SILVA
 Ingeniero Civil
 CIP N° 238900

12 de Julio del 2021

 Firma del Experto Informante.


 **UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

N°	VARIABLES DIMENSIONES E INDICADORES	Pertinencia		Relevancia		Claridad		Sugerencias
		Si	No	Si	No	Si	No	
	VARIABLES INDEPENDIENTE: Interacción Suelo-Estructura							
	DIMENSION 1: Modelo Dinámico NIST 12-917-21	Si	No	Si	No	Si	No	
1	Rigideces Dinámicas	✓		✓		✓		
2	Coefficientes de amortiguamiento	✓		✓		✓		
	DIMENSION 2: Modelo Dinámico ASCE/SEI 7-16	Si	No	Si	No	Si	No	
3	Rigideces Dinámicas	✓		✓		✓		
4	Factor de reajuste de espectro de diseño	✓		✓		✓		
	VARIABLES DEPENDIENTE: Diseño sísmico Estructural	Si	No	Si	No	Si	No	
	DIMENSION 1: Esfuerzos Internos	Si	No	Si	No	Si	No	
5	Esfuerzos Cortantes	✓		✓		✓		
6	Momentos Flectores							
	DIMENSION 2: Periodo de Vibración	Si	No	Si	No	Si	No	
7	Aceleración espectral	✓		✓		✓		
	DIMENSION 3: Desplazamientos Laterales	Si	No	Si	No	Si	No	
8	Derivas de entrepiso	✓		✓		✓		


 MARCO ANTONIO
 TEJADA SILVA
 Ingeniero Civil
 CIP N° 238900

Ficha de recolección Datos

Ficha de Recoleccion de Datos					
PROYECTO: "Análisis de Interacción Suelo-Estructura para el Diseño Sísmico Estructural del edificio de 10 pisos-2 sótanos, Ate - Lima 2021.					
AUTORES: TENORIO BULEJE, JUAN CARLOS - TRUJILLO CASAVILCA, ALEX SANDRO					
I. INFORMACION GENERAL					
Ubicación:	ASOCIACION VIRGEN DE CHAPI ZONA 2 LT9, HUAYCAN ATE				
Distrito:	ATE	Altitud promedio:	541 msnm		
Provincia:	LIMA	Latitud sur:	12°12'52.67"		
Region:	LIMA	Longitud oeste:	76°47'53.25"		
II. MODELO DINÁMICO NIST GCR 12-917-21.					
Coeficiente de Amortiguamiento (s.kg/m)	Rigides Dinamica (kg/cm2)	Dimensiones de Losa de cimentación, Vigas y Columnas			
		Área (m2)	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)
III. MODELO DINÁMICO DEL ASCE/SEI 7-16					
Rigides Dinamica (kg/cm2)	Factor de Reajuste de espectro de diseño	Dimensiones de Losa de cimentación, Vigas y Columnas			
		Área (m2)	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)
IV. MODELO CONVENCIONAL					
Capacidad de carga ultima (kg/cm2)	Presion de contacto (kg/cm2)	Dimensiones de Losa de cimentación, Vigas y Columnas			
		Área (m2)	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)
V. VIGAS					
V. por Flexion (kg)	V. por Cortante (kg)	V. por Desplazamiento (mm)	V. de P.V (s)		
VI. COLUMNAS					
V. por Flexion (kg)	V. por Cortante (kg)	V. por Desplazamiento (mm)	V. de P.V (s)		
VII. LOSA DE CIMENTACIÓN					
V. por Flexion (kg)	V. por Cortante (kg)	V. por Desplazamiento (mm)	V. de P.V (s)		
NOMBRE Y APELLIDO	TEJADA SILVA MARCO ANTONIO				
PROFESION:	INGENIERO CIVIL				
REGISTRO CIP N°:	C.I.P. 238900				
CORREO	Mtejadas@uni.edu.pe				
CELULAR	998779666				


 MARCO ANTONIO
 TEJADA SILVA
 Ingeniero Civil
 CIP N° 238900

Validación del Instrumento por el Ingeniero Civil Mg/ Carlos Villegas Martines C.I.P 109051

Observaciones (precisar si hay suficiencia): Si hay suficiencia

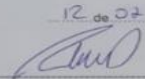
Opinión de aplicabilidad: Aplicable / Aplicable después de corregir [] / No aplicable []

Apellidos y nombres del juez validador: Dr/ Mg CARLOS VILLEGAS MARTINEZ DNI: 08584295


Especialidad del validador: Dir. CONTROL DE CALIDAD / Docente Depto. Construcción UNI-FIC

*Pertinencia: El ítem corresponde al concepto técnico formulado.
*Relevancia: El ítem es apropiado para representar al componente o dimensión específica del constructo.
*Claridad: Se entiende sin dificultad alguna el enunciado del ítem, es conciso, exacto y directo.

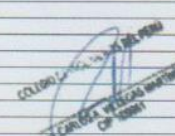
Nota: Suficiencia, se dice suficiencia cuando los ítems planteados son suficientes para medir la dimensión

12 de 07 del 2021

Firma del Experto Informante.

COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERU
ING. CARLOS A. VILLEGAS MARTINEZ
CIP 109051

 **UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

N°	VARIABLES DIMENSIONES E INDICADORES	Pertinencia		Relevancia		Claridad		Sugerencias
		Si	No	Si	No	Si	No	
	VARIABLES INDEPENDIENTE: Interacción Suelo-Estructura							
	DIMENSION 1: Modelo Dinámico NIST 12-917-21	Si	No	Si	No	Si	No	
1	Rigideces Dinámicas	✓		✓		✓		
2	Coefficientes de amortiguamiento	✓		✓		✓		
	DIMENSION 2: Modelo Dinámico ASCE/SEI 7-16	Si	No	Si	No	Si	No	
3	Rigideces Dinámicas	✓		✓		✓		
4	Factor de reajuste de espectro de diseño	✓		✓		✓		
	VARIABLES DEPENDIENTE: Diseño sísmico Estructural	Si	No	Si	No	Si	No	
	DIMENSION 1: Esfuerzos Internos	Si	No	Si	No	Si	No	
5	Esfuerzos Cortantes	✓		✓		✓		
6	Momentos Flectores	✓		✓		✓		
	DIMENSION 2: Periodo de Vibración	Si	No	Si	No	Si	No	
7	Aceleración espectral	✓		✓		✓		
	DIMENSION 3: Desplazamientos Laterales	Si	No	Si	No	Si	No	
8	Derivas de entrepiso	✓		✓		✓		


COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERU
ING. CARLOS A. VILLEGAS MARTINEZ
CIP 109051

Ficha de Recolección de Datos

Ficha de Recoleccion de Datos					
PROYECTO: "Análisis de Interacción Suelo-Estructura para el Diseño Sísmico Estructural del edificio de 10 pisos-2 sótanos, Ate - Lima 2021.					
AUTORES: TENORIO BULEJE, JUAN CARLOS - TRUJILLO CASAVILCA, ALEX SANDRO					
I. INFORMACION GENERAL					
Ubicación:	ASOCIACION VIRGEN DE CHAPI ZONA Z LT9, HUAYCAN ATE				
Distrito:	ATE	Altitud promedio:	541 msnm		
Provincia:	LIMA	Latitud sur:	12°12'52.67"		
Region:	LIMA	Longitud oeste:	76°47'53.25"		
II. MODELO DINÁMICO NIST GCR 12-917-21.					
Coeficiente de Amortiguamiento (s.kg.m/rad)	Rigides Dinamica (kg/m)	Dimensiones de Losa de Cimentación, Vigas y Columnas			
		Área (m2)	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)
III. MODELO DINÁMICO DEL ASCE/SEI 7-16					
Rigides Dinamica (kg/m)	Factor de Reajuste de espectro de diseño	Dimensiones de Losa de Cimentación, Vigas y Columnas			
		Área (m2)	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)
IV. MODELO CONVENSIONAL					
Capacidad de carga ultima (kg/cm2)	Prestion de contacto (kg/cm2)	Dimensiones de Losa de Cimentación, Vigas y Columnas			
		Área (m2)	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)
V. VIGAS					
	V. por Flexion (kg)	V. por Cortante (kg)	V. por Desplazamiento (mm)	V. de P.V (s)	
VI. COLUMNAS					
	V. por Flexion (kg)	V. por Cortante (kg)	V. por Desplazamiento (mm)	V. de P.V (s)	
VII. LOSA DE CIMENTACIÓN					
	V. por Flexion (kg)	V. por Cortante (kg)	V. por Desplazamiento (mm)	V. de P.V (s)	
NOMBRE Y APELLIDO	CARLOS A. VILLEGAS MARTINEZ				
PROFESION:	INGENIERO CIVIL				
REGISTRO CIP N°:	C.I.P 109061				
CORREO	carlosvillegasma@yahoo.es				
CELULAR	979903936				


 COLEGIO CONSULTORES DEL PERÚ
 ING. CARLOS A. VILLEGAS MARTINEZ
 CIP 109061

Carta de autorización



CARTA DE AUTORIZACION

Lima 18 de Noviembre del 2021

Yo Alejandro Alberto Huaman Carlos con DNI..... 10600011

Domicilio..... Asociación Virgen de Chapi Zona Z Lt 14

Representante legal del terreno ubicado en..... Asociación los Girasoles 4ta etapa
Zona Z Lt 9 Huaycan, Distrito de ATE Vitarte.....

Por medio de la presente carta autorizo a los Sres. Alex Sandro Trujillo Casavilca con DNI 77498391 y Juan Carlos Tenorio Buleje con DNI 44800647 que puedan realizar estudios de ensayos geofísicos y geotécnicos para su proyecto de investigación titulado ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO SÍSMICO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE 10 PISOS ,2 SÓTANOS, ATE -LIMA 2021, así mismo se les brindara los planos de arquitectura de dicha edificación para desarrollar un Análisis Sísmico.

Atentamente.

Firma

Nombre y Apellido..... Alejandro Alberto Huaman Carlos

Resultados de Laboratorio de suelos



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA Nº 020857

Facultad de Ingeniería Civil
Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S21 - 486-1-1

SOLICITANTE : JUAN CARLOS TENORIO BULEJE
PROYECTO : ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO SISMICO
ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE 10 PISOS - 2 SÓTANOS, ATE - LIMA 2021
UBICACIÓN : HUAYCÁN, ZONA Z, ASOCIACIÓN VIRGEN DE CHAPI, LTE. 9 - ATE - LIMA
FECHA : 24 DE SEPTIEMBRE 2021

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : C-1
Prof. (m.) : 0.00 - 3.00

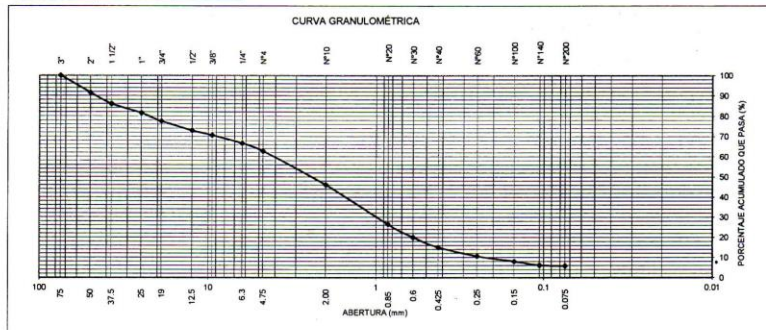
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - REFERENCIA ASTM D6913 / D6913M
Procedimiento interno AT-PR.4 - Método "A"

Tamiz	Abertura (mm)	(%) Parcial Retenido	(%) Retenido	Pasa
3"	75.000	-	-	100
2"	50.000	8	8	92
1 1/2"	37.500	6	14	86
1"	25.000	5	18	82
3/4"	19.000	4	22	78
1/2"	12.500	5	27	73
3/8"	9.500	2	29	71
1/4"	6.300	4	33	67
N°4	4.750	4	37	63
N°10	2.000	17	54	46
N°20	0.850	20	74	26
N°30	0.600	6	80	20
N°40	0.425	5	85	15
N°60	0.250	4	89	11
N°100	0.150	3	92	8
N°140	0.106	2	94	6
N°200	0.075	0	94	6
FONDO		6		

% Grava	: 37
% Arena	: 57
% Finos	: 6

LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Procedimiento interno AT-PR.5	
Límite Líquido	: NP
Límite Plástico	: NP
Índice Plástico	: NP

Clasificación SUCS ASTM D2487 : SW-SM



Nota:
Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.
Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Téc. J. Huambo Ch.
Aprobación : Ing. H. Espinoza C.



ING. HECTOR ESPINOZA CCENTE
JEFE (R) LABORATORIO N° 02 MECANICA
DE SUELOS Y PAVIMENTOS UNI-FIC

Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
www.lms.uni.edu.pe, e-mail: lms_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering
Technology
Accreditation
Commission



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA N° 020856

Facultad de Ingeniería Civil

Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S21 - 486-1-1

SOLICITANTE : JUAN CARLOS TENORIO BULEJE
PROYECTO : ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO SISMICO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE 10 PISOS - 2 SÓTANOS, ATE - LIMA 2021
UBICACIÓN : HUAYCÁN, ZONA Z, ASOCIACIÓN VIRGEN DE CHAPI, LTE. 9 - ATE - LIMA
FECHA : 24 DE SEPTIEMBRE 2021

ENSAYO DE CORTE DIRECTO - REFERENCIA ASTM D3080

Procedimiento interno AT-PR.9

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Calicata : C-1
Prof. (m.) : 0.00 - 3.00

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.40	6.40	6.40
Altura Inicial de la muestra (cm)	2.64	2.64	2.64
Densidad húmeda inicial (g/cm ³)	1.679	1.679	1.679
Densidad seca inicial (g/cm ³)	1.665	1.665	1.665
Cont. de humedad inicial (%)	0.8	0.8	0.8
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	2.60	2.58	2.56
Altura final de la muestra (cm)	2.59	2.57	2.54
Densidad húmeda final (g/cm ³)	2.049	2.057	2.068
Densidad seca final (g/cm ³)	1.698	1.710	1.729
Cont. de humedad final (%)	20.7	20.3	19.6
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte máximo (kg/cm ²)	0.330	0.654	0.984

Angulo de fricción interna : 33.2 °
Cohesión (kg/cm²) : 0.00

Nota:

Los especímenes se remoldearon con una densidad seca adecuada entre las densidades máxima - mínima y la humedad natural de la muestra.

Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra que fueron proporcionadas por el cliente.

Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Téc. J. Huambo Ch.

Aprobación : Ing. H. Espinoza C.



ING. HECTOR ESPINOZA CCENTE
JEFE (e) LABORATORIO N° 02 MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS UNI-FIC

Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
www.lms.uni.edu.pe, e-mail: lms_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering
Technology
Accreditation
Commission



Facultad de Ingeniería Civil

Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S21 - 486-1-1

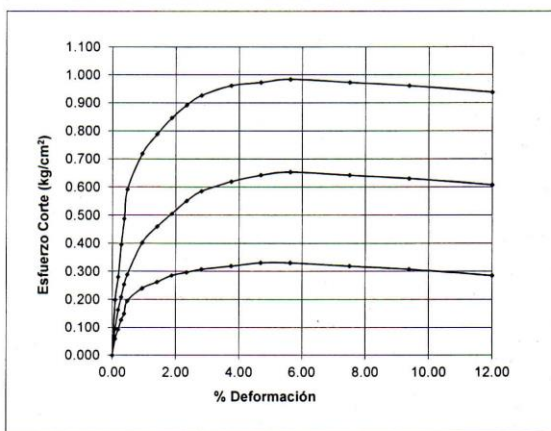
SOLICITANTE : JUAN CARLOS TENORIO BULEJE
PROYECTO : ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO SISMICO
ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE 10 PISOS - 2 SÓTANOS, ATE - LIMA 2021
UBICACIÓN : HUAYCÁN, ZONA Z, ASOCIACIÓN VIRGEN DE CHAPI, LTE. 9 - ATE - LIMA
FECHA : 24 DE SEPTIEMBRE 2021

ENSAYO DE CORTE DIRECTO - REFERENCIA ASTM D3080

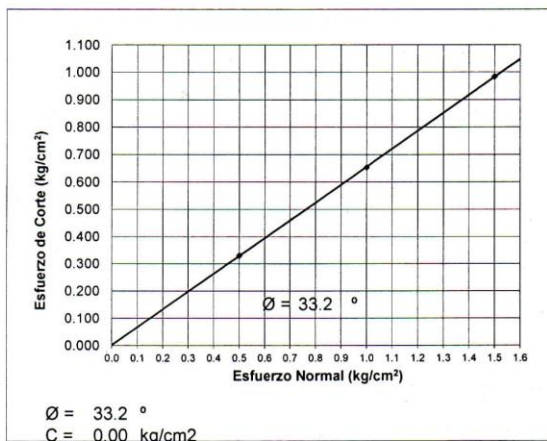
Procedimiento interno AT-PR.9

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Calicata : C-1
Prof. (m.) : 0.00 - 3.00

% DEFORMACIÓN TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



Signature of Ing. Hector Espinoza Ccente
ING. HECTOR ESPINOZA CCENTE
JEFE (a) LABORATORIO N° 02 MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS - UNI-FIC

Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
www.lms.uni.edu.pe, e-mail: lms_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA N° 020854

Facultad de Ingeniería Civil

Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S21 - 486-1-2

SOLICITANTE : JUAN CARLOS TENORIO BULEJE
PROYECTO : ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO SISMICO
ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE 10 PISOS - 2 SÓTANOS, ATE - LIMA 2021
UBICACIÓN : HUAYCÁN, ZONA Z, ASOCIACIÓN VIRGEN DE CHAPI, LTE. 9 - ATE - LIMA
FECHA : 24 DE SEPTIEMBRE 2021

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : C-1
Prof. (m.) : 0.00 - 3.00

GRAVEDAD ESPECIFICA RELATIVO DE SOLIDOS - REFERENCIA ASTM D854

Procedimiento interno AT-PR.3 - Método "A"

Gravedad Especifica Relativo de Sólidos a Temperatura de Ensayo	:	2.723
Temperatura de Ensayo (°C)	:	17.5
Gravedad Especifica Relativo de Sólidos a 20 °C	:	2.724

Nota:

Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.

Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Téc. J. Huambo Ch.

Aprobación : Ing. H. Espinoza C.




ING. HECTOR ESPINOZA CCENTE
JEFE (R) LABORATORIO N° 02 MECANICA
DE SUELOS Y FUNDACIONES - UNI-FIC

Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
www.lms.uni.edu.pe, e-mail: lms_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering
Technology
Accreditation
Commission



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA N° 020853

Facultad de Ingeniería Civil

Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S21 - 486-1-3

SOLICITANTE : JUAN CARLOS TENORIO BULEJE
PROYECTO : ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO SISMICO
ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE 10 PISOS - 2 SÓTANOS, ATE - LIMA 2021
UBICACIÓN : HUAYCÁN, ZONA Z, ASOCIACIÓN VIRGEN DE CHAPI, LTE. 9 - ATE - LIMA
FECHA : 24 DE SEPTIEMBRE 2021

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : C-1
Prof. (m.) : 0.00 - 3.00

MATERIAL QUE PASA LA MALLA N° 4

DENSIDAD MAXIMA NLT-205

Densidad máxima (g/cm³) : 2.028

DENSIDAD MINIMA NLT-204

Densidad mínima (g/cm³) : 1.473

Nota:

Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.
Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Téc. J. Huambo Ch.

Aprobación : Ing. H. Espinoza C.



ING. HECTOR ESPINOZA CCENTE
JEFE (a) LABORATORIO N° 02 MECANICA
DE SUELOS Y FUNDAMENTOS UN-FC

Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
www.lms.uni.edu.pe, e-mail: lms_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering
Technology
Accreditation
Commission



Facultad de Ingeniería Civil
Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S21 - 486-2-1

SOLICITANTE : JUAN CARLOS TENORIO BULEJE
 PROYECTO : ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO SISMICO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE 10 PISOS - 2 SÓTANOS, ATE - LIMA 2021
 UBICACIÓN : HUAYCÁN, ZONA Z, ASOCIACIÓN VIRGEN DE CHAPI, LTE. 9 - ATE - LIMA
 FECHA : 24 DE SEPTIEMBRE 2021

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : C-2
 Prof. (m.) : 0.00 - 3.00

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - REFERENCIA ASTM D6913 / D6913M

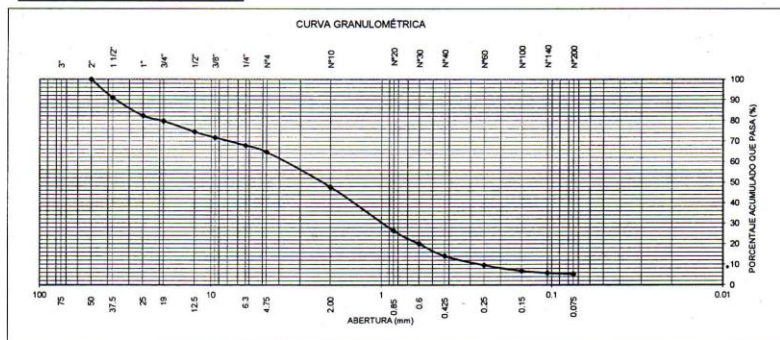
Procedimiento interno AT-PR.4 - Método "A"

Tamiz	Abertura (mm)	(%)	
		Parcial Retenido	(%) Acumulado Retenido / Pasa
3"	75.000	-	-
2"	50.000	-	100
1 1/2"	37.500	9	91
1"	25.000	9	82
3/4"	19.000	3	80
1/2"	12.500	5	74
3/8"	9.500	3	72
1/4"	6.300	4	68
N°4	4.750	3	65
N°10	2.000	17	52
N°20	0.850	21	74
N°30	0.600	6	80
N°40	0.425	6	86
N°60	0.250	4	90
N°100	0.150	3	93
N°140	0.106	1	94
N°200	0.075	1	95
FONDO		5	

% Grava	: 35
% Arena	: 59
% Finos	: 5

LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Procedimiento interno AT-PR.5	
Límite Líquido	: NP
Límite Plástico	: NP
Índice Plástico	: NP

Clasificación SUCS ASTM D2487 : SP-SM



Nota:
 Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.
 Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Téc. J. Huambo Ch.
 Aprobación : Ing. H. Espinoza C.



ING. HECTOR ESPINOZA CCENTE
 JEFE (a) LABORATORIO N° 02 MECÁNICA
 DE SUELOS Y FUNDACIONES - UNI - FIQ

Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
 Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
 www.lms.uni.edu.pe, e-mail: lms_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering
 Technology
 Accreditation
 Commission



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA Nº 020851

Facultad de Ingeniería Civil

Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S21 - 486-2-1

SOLICITANTE : JUAN CARLOS TENORIO BULEJE
PROYECTO : ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO SISMICO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE 10 PISOS - 2 SÓTANOS, ATE - LIMA 2021
UBICACIÓN : HUAYCÁN, ZONA Z, ASOCIACIÓN VIRGEN DE CHAPI, LTE: 9 - ATE - LIMA
FECHA : 24 DE SEPTIEMBRE 2021

ENSAYO DE CORTE DIRECTO - REFERENCIA ASTM D3080

Procedimiento interno AT-PR.9

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Calicata : C-2
Prof. (m.) : 0.00 - 3.00

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.40	6.40	6.40
Altura Inicial de la muestra (cm)	2.64	2.64	2.64
Densidad húmeda inicial (g/cm ³)	1.694	1.694	1.694
Densidad seca inicial (g/cm ³)	1.667	1.667	1.667
Cont. de humedad inicial (%)	1.6	1.6	1.6
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	2.60	2.58	2.56
Altura final de la muestra (cm)	2.59	2.57	2.54
Densidad húmeda final (g/cm ³)	2.054	2.057	2.065
Densidad seca final (g/cm ³)	1.700	1.710	1.731
Cont. de humedad final (%)	20.8	20.3	19.3
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte máximo (kg/cm ²)	0.326	0.650	0.974
Angulo de fricción interna :	32.9 °		
Cohesión (kg/cm ²) :	0.00		

Nota:

Los especímenes se remoldearon con una densidad seca adecuada entre las densidades máxima - mínima y la humedad natural de la muestra.

Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra que fueron proporcionadas por el cliente.

Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Téc. J. Huambo Ch.

Aprobación : Ing. H. Espinoza C.



ING. HECTOR ESPINOZA COENTE
JEFE (e) LABORATORIO N°02 MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS UNI-FIC

Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
www.lms.uni.edu.pe, e-mail: lms_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering
Technology
Accreditation
Commission



INFORME N° S21 - 486-2-1

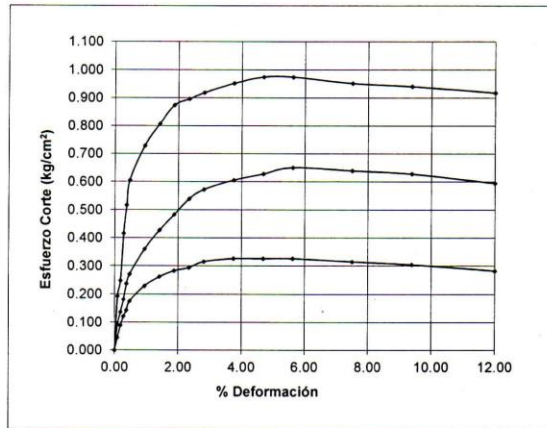
SOLICITANTE : JUAN CARLOS TENORIO BULEJE
PROYECTO : ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO SISMICO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE 10 PISOS - 2 SÓTANOS, ATE - LIMA 2021
UBICACIÓN : HUAYCÁN, ZONA Z, ASOCIACIÓN VIRGEN DE CHAPI, LTE. 9 - ATE - LIMA
FECHA : 24 DE SEPTIEMBRE 2021

ENSAYO DE CORTE DIRECTO - REFERENCIA ASTM D3080

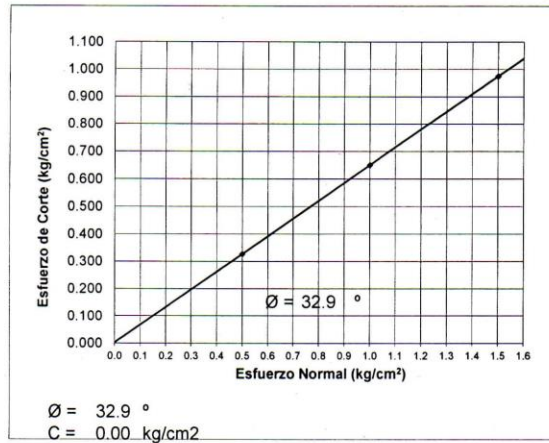
Procedimiento interno AT-PR.9

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Calicata : C-2
Prof. (m.) : 0.00 - 3.00

% DEFORMACIÓN TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ING. HECTOR ESPINOZA CCENTE
JEFE (s) LABORATORIO N° 02 MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS - UNI - FIC
Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por

Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
www.lms.uni.edu.pe, e-mail: lms_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe



Engineering
Technology
Accreditation
Commission



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA N° 020849

Facultad de Ingeniería Civil

Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S21 - 486-2-2

SOLICITANTE : JUAN CARLOS TENORIO BULEJE
PROYECTO : ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO SISMICO
ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE 10 PISOS - 2 SÓTANOS, ATE - LIMA 2021
UBICACIÓN : HUAYCÁN, ZONA Z, ASOCIACIÓN VIRGEN DE CHAPI, LTE. 9 - ATE - LIMA
FECHA : 24 DE SEPTIEMBRE 2021

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : C-2
Prof. (m.) : 0.00 - 3.00

GRAVEDAD ESPECIFICA RELATIVO DE SÓLIDOS - REFERENCIA ASTM D854

Procedimiento interno AT-PR.3 - Método "A"

Gravedad Especifica Relativo de Sólidos a Temperatura de Ensayo : 2.750
Temperatura de Ensayo (°C) : 17.6
Gravedad Especifica Relativo de Sólidos a 20 °C : 2.751

Nota:

Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.

Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Téc. J. Huambo Ch.

Aprobación : Ing. H. Espinoza C.



[Handwritten Signature]
ING. HECTOR ESPINOZA OCENTE
JEFE (a) LABORATORIO N° 02 MECÁNICA
DE SUELOS Y PAVIMENTOS UNI - FI

Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
www.lms.uni.edu.pe, e-mail: lms_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering
Technology
Accreditation
Commission



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA N° 020848

Facultad de Ingeniería Civil

Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S21 - 486-2-3

SOLICITANTE : JUAN CARLOS TENORIO BULEJE
PROYECTO : ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO SISMICO
ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE 10 PISOS - 2 SÓTANOS, ATE - LIMA 2021
UBICACIÓN : HUAYCÁN, ZONA Z, ASOCIACIÓN VIRGEN DE CHAPI, LTE. 9 - ATE - LIMA
FECHA : 24 DE SEPTIEMBRE 2021

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : C-2
Prof. (m.) : 0.00 - 3.00

MATERIAL QUE PASA LA MALLA N° 4

DENSIDAD MAXIMA NLT-205

Densidad máxima (g/cm³) : 2.020

DENSIDAD MINIMA NLT-204

Densidad mínima (g/cm³) : 1.487

Nota:

Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.
Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Téc. J. Huambo Ch.

Aprobación : Ing. H. Espinoza C.




ING. HECTOR ESPINOZA COENTE
JEFE (a) LABORATORIO N° 02 MECANICA
DE SUELOS Y PAVIMENTOS - UNI-PU

Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
www.lms.uni.edu.pe, e-mail: lms_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering
Technology
Accreditation
Commission



Facultad de Ingeniería Civil
Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S21 - 486-3-1

SOLICITANTE : JUAN CARLOS TENORIO BULEJE
PROYECTO : ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO SISMICO
ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE 10 PISOS - 2 SÓTANOS, ATE - LIMA 2021
UBICACIÓN : HUAYCÁN, ZONA Z, ASOCIACIÓN VIRGEN DE CHAPI, LTE. 9 - ATE - LIMA
FECHA : 24 DE SEPTIEMBRE 2021

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : C-3
Prof. (m.) : 0.00 - 3.00

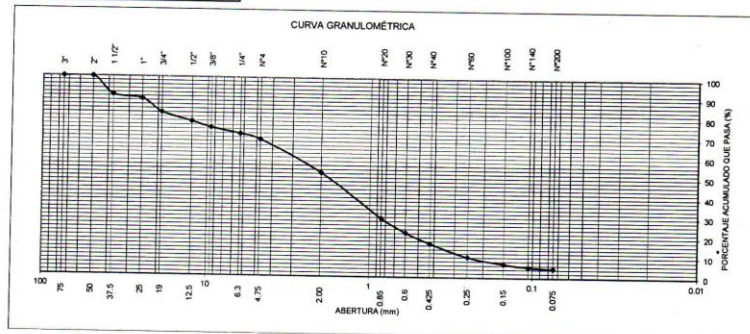
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - REFERENCIA ASTM D6913 / D6913M
Procedimiento interno AT-PR.4 - Método "A"

Table with 5 columns: Tamiz, Abertura (mm), (%) Parcial Retenido, (%) Acumulado Retenido, Pasa. Rows include various sieve sizes from 3" down to FONDO.

Summary table: % Grava : 31, % Arena : 64, % Finos : 5

LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318
Procedimiento interno AT-PR.5
Limite Líquido : NP
Limite Plástico : NP
Indice Plástico : NP

Clasificación SUCS ASTM D2487 : SW-SM



Nota:
Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.
Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Téc. J. Huambo Ch.
Aprobación : Ing. H. Espinoza C.



ING. HECTOR ESPINOZA CCENTE
JEFE (a) LABORATORIO N° 02 MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS UNI - P.I.C.





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA N° 020846

Facultad de Ingeniería Civil

Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S21 - 486-3-1

SOLICITANTE : JUAN CARLOS TENORIO BULEJE
PROYECTO : ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO SISMICO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE 10 PISOS - 2 SÓTANOS, ATE - LIMA 2021
UBICACIÓN : HUAYCÁN, ZONA Z, ASOCIACIÓN VIRGEN DE CHAPI, LTE. 9 - ATE - LIMA
FECHA : 24 DE SEPTIEMBRE 2021

ENSAYO DE CORTE DIRECTO - REFERENCIA ASTM D3080

Procedimiento interno AT-PR.9

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Calicata : C-3
Prof. (m.) : 0.00 - 3.00

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.40	6.40	6.40
Altura Inicial de la muestra (cm)	2.64	2.64	2.64
Densidad húmeda inicial (g/cm ³)	1.673	1.673	1.673
Densidad seca inicial (g/cm ³)	1.643	1.643	1.643
Cont. de humedad inicial (%)	1.8	1.8	1.8
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	2.60	2.58	2.56
Altura final de la muestra (cm)	2.59	2.57	2.55
Densidad húmeda final (g/cm ³)	2.053	2.057	2.059
Densidad seca final (g/cm ³)	1.677	1.687	1.703
Cont. de humedad final (%)	22.4	22.0	20.9
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte máximo (kg/cm ²)	0.326	0.656	0.985
Angulo de fricción interna :	33.4 °		
Cohesión (kg/cm ²) :	0.00		

Nota:

Los especímenes se remoldearon con una densidad seca adecuada entre las densidades máxima - mínima y la humedad natural de la muestra.

Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra que fueron proporcionadas por el cliente.

Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Téc. J. Huambo Ch.

Aprobación : Ing. H. Espinoza C.



ING. HECTOR ESPINOZA CCENTE
JEFE (e) LABORATORIO N° 02 MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTACIÓN

Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
www.lms.uni.edu.pe, e-mail: lms_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering
Technology
Accreditation
Commission



Facultad de Ingeniería Civil

Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S21 - 486-3-1

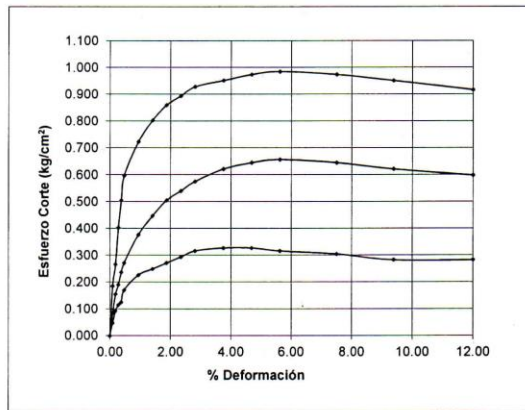
SOLICITANTE : JUAN CARLOS TENORIO BULEJE
PROYECTO : ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO SISMICO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE 10 PISOS - 2 SÓTANOS, ATE - LIMA 2021
UBICACIÓN : HUAYCÁN, ZONA Z, ASOCIACIÓN VIRGEN DE CHAPI, LTE. 9 - ATE - LIMA
FECHA : 24 DE SEPTIEMBRE 2021

ENSAYO DE CORTE DIRECTO - REFERENCIA ASTM D3080

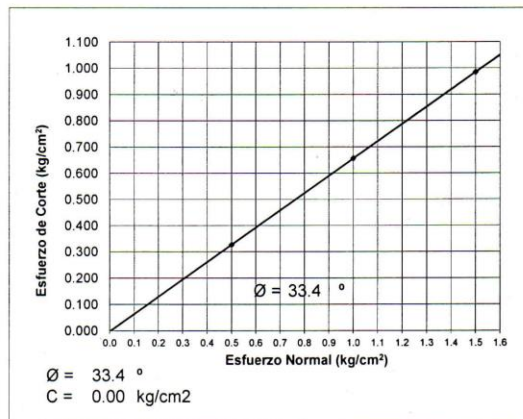
Procedimiento interno AT-PR.9

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Calicata : C-3
Prof. (m.) : 0.00 - 3.00

% DEFORMACIÓN TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
www.lms.uni.edu.pe, e-mail: lms_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe

ING. HECTOR ESPINOZA CCENTE
JEFE (H) LABORATORIO N° 02 MECANICA DE SUELOS Y FUNDACIONES UNI-FIC
Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering
Technology
Accreditation
Commission



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA N° 020844

Facultad de Ingeniería Civil

Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S21 - 486-3-2

SOLICITANTE : JUAN CARLOS TENORIO BULEJE
PROYECTO : ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO SISMICO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE 10 PISOS - 2 SÓTANOS, ATE - LIMA 2021
UBICACIÓN : HUAYCÁN, ZONA Z, ASOCIACIÓN VIRGEN DE CHAPI, LTE. 9 - ATE - LIMA
FECHA : 24 DE SEPTIEMBRE 2021

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : C-3
Prof. (m.) : 0.00 - 3.00

GRAVEDAD ESPECIFICA RELATIVO DE SÓLIDOS - REFERENCIA ASTM D854
Procedimiento interno AT-PR.3 - Método "A"

Gravedad Especifica Relativo de Sólidos a Temperatura de Ensayo : 2.730
Temperatura de Ensayo (°C) : 16.5
Gravedad Especifica Relativo de Sólidos a 20 °C : 2.732

Nota:

Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.
Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.
Ejecución : Téc. J. Huambo Ch.
Aprobación : Ing. H. Espinoza C.




ING. HECTOR ESPINOZA CCENTE
JEFE (a) LABORATORIO N° 02 MECANICA DE SUELOS Y PAUNENTOS UNI - PI

Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
www.lms.uni.edu.pe, e-mail: lms_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering
Technology
Accreditation
Commission



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA N° 020843

Facultad de Ingeniería Civil

Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos

INFORME N° S21 - 486-3-3

SOLICITANTE : JUAN CARLOS TENORIO BULEJE
PROYECTO : ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO SISMICO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE 10 PISOS - 2 SÓTANOS, ATE - LIMA 2021
UBICACIÓN : HUAYCÁN, ZONA Z, ASOCIACIÓN VIRGEN DE CHAPI, LTE. 9 - ATE - LIMA
FECHA : 24 DE SEPTIEMBRE 2021

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : C-3
Prof. (m.) : 0.00 - 3.00

MATERIAL QUE PASA LA MALLA N° 4

DENSIDAD MAXIMA NLT-205
Densidad máxima (g/cm³) : 2.001

DENSIDAD MINIMA NLT-204
Densidad mínima (g/cm³) : 1.456

Nota:

Los resultados de los ensayos corresponden a la muestra proporcionada por el cliente.
Los datos del solicitante, proyecto, procedencia e identificación fueron indicados por el cliente.

Ejecución : Téc. J. Huambo Ch.
Aprobación : Ing. H. Espinoza C.




ING. HECTOR ESPINOZA CCENTI
JEFE (e) LABORATORIO N° 02 MECANICA
DE SUELOS Y PAVIMENTOS - UNI - PE

Av. Túpac Amaru 210, Lima 25, Apartado 1301 - Perú
Teléfono: (511) 381-3842, Central Telefónica: 481-1070 Anexo 4019
www.lms.uni.edu.pe, e-mail: lms_fic@uni.edu.pe, lms.servicios@uni.edu.pe

Carrera de Ingeniería Civil Acreditada por



Engineering
Technology
Accreditation
Commission

ENSAYO DE REFRACCION SISMICA



Geosignal Ingenieros SAC
Javier.hernandez@geosignal.pe
www.geosignal.pe

Dir.: Jr. La Punta 143 – La Molina – Lima
Tel.: 999-952-962 / 987-758-160
RUC: 20601539366

INFORME FINAL

SERVICIO DE ENSAYOS GEOFÍSICOS PARA DESARROLLO DE TESIS: ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA PARA DISEÑO SÍSMICO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE 10 PISOS – 2 SÓTANOS, ATE – LIMA 2021, INTEGRANTES: TENORIO BULEJE JUAN CARLOS, TRUJILLO CASAVILCA ALEX SANDRO

Preparado para:

TENORIO BULEJE JUAN CARLOS
TRUJILLO CASAVILCA ALEX SANDRO

Hecho por:

GEOSIGNAL INGENIEROS

Revisión	Fecha	Elaborado por:	Revisado por:	Firma	Aprobado por:	Firma
0	20-11-2021	Javier Hernández M. DNI: 07965777 CIP: 33448	Javier Hernández M. DNI: 07965777 CIP: 33448		Javier Hernández M. DNI: 07965777 CIP: 33448	



1. INTRODUCCIÓN

La Empresa Geosignal Ingenieros S.A.C a solicitud de los tesisistas Tenorio Buleje Juan Carlos y Trujillo Casavilca Alex Sandro ha realizado el estudio de Prospección Sísmica por el método de sísmica de refracción, MASW-MAM y Microtremor-HVSR en una zona comprendida en el sector de Huaycán del distrito de Ate Vitarte, con la finalidad de obtener un perfil de velocidades de ondas V_p de sísmica de refracción, velocidades de corte V_s unidimensional y además obtener el periodo fundamental del suelo mediante el método de Cociente Espectral Nakamura. La información que se ha obtenido durante el procesamiento e interpretación de los resultados servirá como parte integrante del Proyecto de Tesis que vienen preparando ambos tesisistas.

Los métodos geofísicos empleados para realizar el estudio en mención fueron los siguientes:

- Sísmica de refracción
- MASW-MAM (Multichannel Analysis of Surface Waves).
- HVSR – Método de Nakamura

1.1 ENSAYOS GEOFÍSICOS

Los ensayos geofísicos procesados en este informe son los siguientes:

ENSAYO	UNIDAD	CANTIDAD	DESCRIPCIÓN
MASW-01	Pto.	01	01 punto
MAM-01	Pto.	01	01 punto
SÍSMICA DE REFRACCIÓN	Mt	01	75 m.
MICROTREMOR	Pto.	01	01 punto

Tabla 01. Resumen de ensayos geofísicos desarrollados.

1.2 OBJETIVO DEL ESTUDIO:

El objetivo del presente estudio es la realización de las investigaciones geofísicas con la finalidad de conocer el perfil de velocidades unidimensionales.

1.3 EVALUACION PREVIA DE INFORMACION GEOLOGICO Y GEOTECNICA

Antes de realizar el estudio geofísico se procedió a evaluar la información geológica y geotécnica existente en la zona de estudio. Se procedió a evaluar la información geológica concerniente al Cuadrángulo de Lima, así como también información del Centro de Estudios y Prevención de Desastres – PREDES.

- Cuadrángulo de Lima, Lurín, Chancay y Chosica. Boletín N° 43 – Setiembre 1992 INGEMMET.

- Diseño de Escenario sobre el Impacto de un Sismo de gran Magnitud en Lima Metropolitana y Callao, Perú – abril 2009 - PREDES

1.4 UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO Y ACCESOS

La zona de estudio está ubicada en el distrito de Ate Vitarte en el sector denominado como Huaycán. El acceso desde la ciudad de Lima es mediante la Carretera Central. La altitud promedio es de 541 msnm. La zona en estudio está ubicada en una zona transitada por mototaxis y autos.



Figura 01. Ubicación general de la zona de estudio en el distrito de Referencia: Google Earth.

1.5 UBICACIÓN DE ENSAYOS

CUADRO DE COORDENADAS DE LOS ENSAYOS SÍSMICOS		
ENSAYOS	ESTE	NORTE
MASW-01		
MAM-01	304208	8671198
MT-01		

Tabla 02. Coordenadas del punto de MASW-MAM y microtremores

CUADRO DE COORDENADAS DE LOS ENSAYOS SÍSMICOS DE REFRACCIÓN		
ENSAYOS	INICIO	FINAL
LS-01	304224 / 8671167	304179 / 8671226

Tabla 03. Coordenadas de la línea sísmica de refracción.

1.6 CONDICIONES DE CAMPO

Podemos mencionar como condiciones existentes en la zona en evaluación lo siguiente:

- Paso frecuente de mototaxis y autos durante la adquisición de la data sísmica.

2. FUNDAMENTOS DE LOS ENSAYOS GEOFÍSICOS

2.1 FUNDAMENTOS DE LA SISMICA DE REFRACCION

El ensayo de refracción sísmica es un método de exploración geofísica no destructivo que permite determinar la estratigrafía del subsuelo en forma indirecta, basándose en el cambio de las propiedades dinámicas de los materiales que lo conforman. Este método consiste en la medición de los tiempos de viaje de las ondas de compresión (Ondas P) y algunas veces de las ondas de corte (Ondas S) generadas por una fuente de energía impulsiva a unos puntos localizados a distancias predeterminadas a lo largo de un eje sobre la superficie del terreno, según se observa en la Figura 04.

La energía, que se propaga en forma de ondas, es detectada, amplificada y registrada de tal manera que puede determinarse su tiempo de arribo de la onda P en cada punto.

El tiempo cero o inicio de la grabación es generado por un dispositivo de arranque o "trigger" que activa el sistema de adquisición de datos al momento de producirse el impacto o explosión. La diferencia entre el tiempo de arribo y el tiempo cero (llegada de la onda P) permite evaluar el tiempo de propagación de las ondas desde la fuente de energía hasta el lugar en que éstas son registradas.

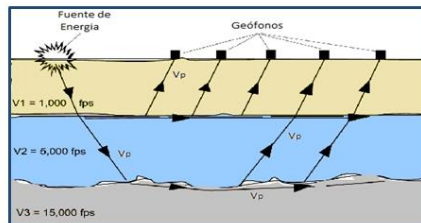


Figura 02. El ensayo de Refracción Sísmica nos permite determinar las velocidades de propagación de ondas P a través de los diferentes estratos de suelos y rocas.

Los datos de tiempo y distancia obtenidos para diferentes ubicaciones del punto de aplicación de la energía (shot point), nos permite determinar las velocidades de propagación de ondas P a través de los diferentes estratos de suelos y rocas cuya estructura, geometría y continuidad son investigadas.

En este método, la profundidad de investigación (h) es directamente proporcional a la longitud de la línea extendida (L) en el terreno, con una relación de aproximadamente 1/3 a 1/4. Las ondas grabadas son producto de refracciones de

discontinuidades del medio. Una condición importante para la aplicación y validez del método es que la velocidad de propagación de las ondas aumente con la profundidad ($V_1 < V_2 < V_3 \dots$).

2.2 FUNDAMENTOS DEL MASW

Los sondeos MASW o Análisis de Ondas Superficiales en Arreglo Multicanal consisten en la interpretación de las ondas superficiales (Ondas Rayleigh principalmente) de un registro en arreglo multicanal, generadas por una fuente de energía impulsiva en puntos localizados a distancias predeterminadas a lo largo de un eje sobre la superficie del terreno, obteniéndose el perfil de velocidades de ondas de corte (V_s) para el punto central de dicha línea.

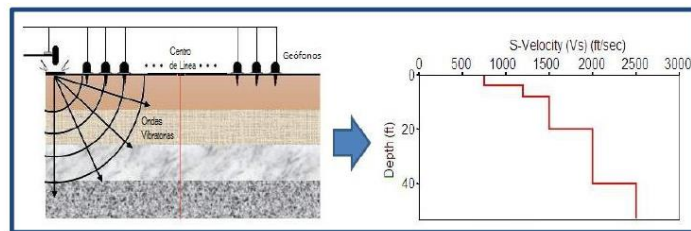


Figura 03. Ensayo MASW nos permite determinar un perfil de velocidades V_s con bastante precisión para los primeros 30 m.

Los métodos de análisis multicanal de ondas superficiales MASW, nos permite obtener un perfil de velocidades del suelo bastante confiable hasta los 30 m.

La interpretación de los registros consiste en obtener de ellos una curva de dispersión (un trazado de la velocidad de fase de las ondas superficiales versus la frecuencia), filtrándose solamente las ondas superficiales ya que la velocidad de fase se aproxima en un 90% a 95% del valor de V_s , y luego mediante un cálculo inverso iterativo (método de inversión) se obtiene el perfil V_s desde la curva de dispersión calculada para cada punto de estudio.

Esta técnica se ha venido utilizando con bastante frecuencia en la exploración geotécnica para la cimentación de puentes, presas de tierra, presas de relaves y pads de lixiviación, obteniéndose buenas correlaciones con los perfiles estratigráficos del suelo en los casos donde se han realizados perforaciones diamantinas, así como con los resultados de los ensayos SPT, por lo que tiene una buena confiabilidad y constituye una alternativa muy económica para la evaluación de los parámetros elásticos del suelo de fundación.

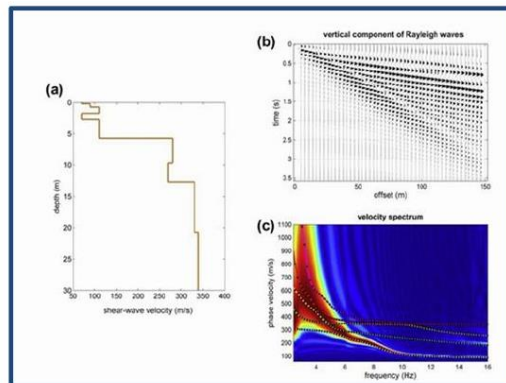


Figura 04. Ensayo MASW 1D. (b) Trazas obtenidas de las componentes verticales de las ondas Rayleigh, (c) Espectro de velocidades luego de inversión, (a) Perfil de velocidades y determinación de los parámetros geotécnicos y Vs30.

Nota: El MASW no es influenciado por una mayor cantidad de geófonos involucrados en la adquisición de data; a mayor cantidad de geófonos no significa mejor trabajo (caso contrario a la sísmica de refracción). En la figura 06 podemos ver como a diferentes dataset de cantidades de trazas generan un idéntico espectro de velocidades:

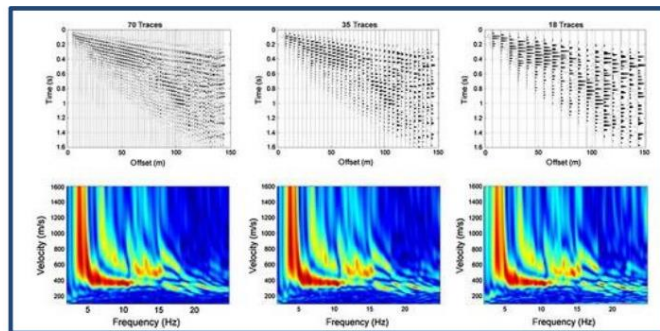


Figura 05. De izquierda a derecha, podemos ver un dataset con 70 trazas (obtenida de 70 geófonos), dataset de 35 trazas, dataset de 18 trazas. Todos los dataset obtienen espectros de velocidades idénticos.

2.3 MICROTREPIDACIONES EN ARREGLO MULTICANAL – MAM

Por su parte, los sondeos MAM o Análisis de Microtrepidaciones en Arreglo Multicanal, consiste en monitorear vibraciones ambientales del lugar en donde se realiza la adquisición de datos en arreglos predeterminados y mediante el análisis de dispersión de éstas, determinar el perfil de velocidades de ondas Vs a profundidades mayores a 30m.

La combinación de los métodos MASW y MAM permite obtener perfiles de ondas Vs hasta profundidades promedio de hasta 100 m según el objetivo.

Los ruidos ambientales o Microtrepidaciones tienen frecuencias que van desde 1 – 30 Hz y cuyas longitudes de ondas van desde unos kilómetros (fuentes naturales), hasta unas pocas decenas o cientos de metros (fuentes artificiales), permitiendo obtener perfiles de la velocidad de onda de corte Vs a mayor profundidad.

En ambos métodos, la interpretación de los registros consiste en obtener de ellos una curva de dispersión (un trazado de la velocidad de fase de las ondas superficiales versus la frecuencia), filtrándose solamente las ondas superficiales ya que la velocidad de fase se aproxima en un 90% a 95% del valor de Vs, y luego mediante un cálculo inverso iterativo (método de inversión) se obtiene el perfil Vs desde la curva de dispersión calculada para cada punto de estudio.

Para ejecutar este ensayo no se requiere utilizar ninguna fuente de energía para provocar ondas ya que este ensayo consiste solamente en registrar las vibraciones ambientales en arreglos predeterminados y mediante el análisis de dispersión de ondas de superficie determinar el perfil de velocidades de ondas S (Vs).

2.4 MICROTREMORES – HVSR

El método HVSR (Método de Nakamura o Razón Espectral H/V) es un ensayo no intrusivo basado en la recolección y análisis de micro vibraciones ambientales en la superficie del terreno; en direcciones ortogonales Norte - Sur, Este – Oeste y Vertical.

Usualmente la interpretación de los registros de Microtrepidaciones se ejecuta a través del análisis de amplitudes espectrales.

Este procedimiento consiste en la toma de datos de micro vibraciones mediante un velocímetro. En gabinete estas mediciones son procesadas mediante un software que aplica la transformada de Fourier para así obtener el periodo predominante del suelo estudiado, el cual presenta la mayor amplitud espectral.

Nakamura (1989) propone que para eliminar el efecto de la fuente de generación de las vibraciones propone evaluar la relación espectral H/V, es decir determinar la relación de espectros Fourier de los componentes horizontales entre la componente vertical (relación H/V), la cual representa mejor el comportamiento dinámico del perfil del suelo.

Este ensayo geofísico ya es ampliamente aceptado y utilizado en el mundo como una forma de determinar el Periodo Fundamental del Suelo. Este parámetro es muy útil en la geotecnia ya que permite saber el periodo de vibración del suelo y evitar que durante un sismo cualquier estructura natural o construida por el hombre entre en resonancia con el sismo.

Este ensayo HVSR para microzonificación sísmica consiste en la toma de datos de vibración ambiental mediante un velocímetro triaxial. La toma de datos de vibración ambiental en el campo recomendada es de 20 minutos por punto.

Para la obtención del cociente espectral se han utilizado las componentes horizontales por separado y también utilizando la combinación de estas; tal como se muestra en las siguientes ecuaciones:

$$H/V = S_{NS}/S_V \quad H/V = S_{EW}/S_V \quad H/V = \sqrt{(S_{NS}^2 + S_{EW}^2)}/S_V$$

H/V = Cociente espectral HV

S_{NS} = Transformada de Fourier en eje horizontal Norte

S_{EW} = Transformada de Fourier en eje horizontal Este.

S_V = Transformada de Fourier en eje vertical.

2.5 PARAMETROS DINAMICOS

2.5.1 MÓDULO DE YOUNG DINÁMICO (E)

El módulo de Young o de elasticidad longitudinal (E) es un parámetro que caracteriza el comportamiento de un material elástico, considerando la dirección en la cual se aplica una fuerza. Para un material elástico, lineal e isótropo, el módulo de Young tiene el mismo valor para una tracción que para una compresión, siendo una constante independiente del esfuerzo siempre que no exceda de un valor máximo denominado límite elástico, y es siempre mayor que cero. Si se tracciona una barra, aumenta de longitud, no disminuye. Tanto el módulo de Young como el límite elástico son distintos para los diversos materiales. El módulo de elasticidad es una constante elástica que, al igual que el límite elástico, puede encontrarse empíricamente con base al ensayo de tracción del material.

Si se asume que el material es incompresible, entonces la relación entre el módulo de Young y el coeficiente de Poisson es:

$$E = 2G(1 + \nu)$$

2.5.2 RELACIÓN DE POISSON

El coeficiente de Poisson es una constante elástica y que proporciona una medida del estrechamiento de sección de una partícula de material elástico lineal e isótropo cuando se estira longitudinalmente y se adelgaza en las direcciones perpendiculares a la de estiramiento. Es un parámetro fundamental, el cual es difícil de medir. Por lo general en ingeniería se suele estimar. Para suelos el coeficiente de Poisson varía entre 0.2 a 0.5. Para materiales isotrópicos existe una relación entre el coeficiente de Poisson, el Módulo de Corte y el Módulo de Young.

$$\nu = -\frac{\epsilon_v}{\epsilon_u}$$

2.5.3 MÓDULO DE POISSON

Esta dada por la relación de los cambios unitarios de área de la sección transversal y la deformación longitudinal.

La velocidad de propagación de las ondas sísmicas, están relacionadas con las propiedades elásticas del medio de propagación.

$$\nu = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2(V_p/V_s)^2 - 2}$$

2.5.4 MÓDULO DE CORTE O RIGIDEZ (G)

Es la relación entre el esfuerzo transversal unitario y el desplazamiento relativo de los planos de deslizamiento.

Está definida por la siguiente ecuación:

$$G = \rho V_s^2$$

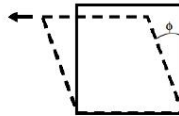


Figura 06. Módulo de corte o rigidez (G)

2.5.5 MÓDULO DE BULK O COMPRESIÓN (K)

Es la relación entre la presión hidrostática y el cambio de volumen unitario incompresibilidad volumétrica; y se determina evaluando la siguiente expresión:

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)}$$

2.5.6 MÓDULO DE LAMÉ

En elasticidad lineal, los parámetros de Lamé son dos constantes elásticas que caracterizan por completo el comportamiento elástico lineal de un sólido isótropo en pequeñas deformaciones.

$$LAME = G \frac{E - 2G}{3G - E}$$

2.5.7 VELOCIDAD VS Y VP

Las ondas secundarias Vs se propagan en un medio mediante la generación de desplazamientos transversales a la velocidad de su propagación. La velocidad de corte Vs es menor que la velocidad Vp y se obtiene mediante ensayos de ondas superficiales.

Las velocidades de propagación de las ondas de cuerpo están reguladas por los módulos elásticos K y G que representan las medidas cuantitativas de la capacidad de los materiales geológicos para resistir el cambio de volumen y forma cuando se someten a cambios de esfuerzos.

La velocidad de corte Vs en medios isótropos y homogéneos depende del módulo G y de la densidad del material (ρ).

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

La velocidad Vp está determinada por la siguiente relación.

$$V_p = \sqrt{\frac{K}{\rho}}$$

3. CRITERIO DE ANÁLISIS

Los criterios de análisis para la interpretación fueron tomados bajo tablas efectuados por diversos autores o identidades prestigiosas, las cuales presentan correlaciones de velocidad de ondas P y S asociados a depósitos de suelos y roca.

Descripción	Vp (m/s)
Suelo de cobertura	<1000
Roca muy fracturada o aluvión compacto	1000 – 2000
Roca fracturada o aluvión muy compacto	2000 – 4000
Roca ligeramente fracturada	4000 – 5000
Roca Firme	>5000

Tabla 04. Arce Helberg (1990)

Descripción	Vp (m/s)
Aire	310 – 360
Suelo vegetal	100 – 500
Grava, cascajo, arena seca	100 – 600
Arena húmeda	300 – 900
Depósitos aluvionales	500 – 2010
Morrena fluvio – glacial	1200 – 2700
Arcilla	1200 – 2800
Agua	1430 – 1530
Arenisca friable	1500 – 2500
Arenisca compacta	1800 – 4000
Esquisto arcilloso	2700 – 4800
Caliza, dolomita compacta	2500 – 6000
Marga	2000 – 3500
Anhidrita, yeso	4500 – 6500
Hielo	3100 – 4200
Sal de Roca	4200 – 5500
Tufo-brecha	4000 – 4900
Granito	4000 – 5700
Diorita	5950 – 6500
Granodiorita	5700 – 6400
Rocas metamórficas	4600 – 6800
Anfibolita	6500 - 7200

Tabla 05. Curvich J. (1975); Dobrin, Milton (1961); NB (1976); Savicha y Satonov VA (1979)

Descripción	Vp (m/s)
Suelo meteorizado	204 – 610
Grava o arena seca	460 – 915
Arena saturada	1220 – 1830
Roca metamórfica	3050 – 7000

Tabla 06: ASTM D5777-9

Descripción	Vp (m/s)	
	Natural	Saturada
Turba	90	250
Arcilla	350	1350
Grava	650	2250

Tabla 07. Martínez del Rosario J. (1997)

Tipo de Perfil de Suelo	Nombre del perfil de suelo	Propiedades promedio en los 30 primeros metros (Site classification ASCE/SEI 7-10)		
		Velocidad de ondas de corte $\bar{V}_s \left(\frac{m}{s}\right)$	Resistencia a la penetración estándar, \bar{N}	Resistencia al corte no drenado, \bar{S}_u (psf)
A	Roca muy dura	$\bar{V}_s > 1500$	N/A	N/A
B	Roca	$760 < \bar{V}_s < 1500$	N/A	N/A
C	Suelo muy denso o roca blanda	$360 < \bar{V}_s < 760$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u > 2000$
D	Suelo rígido	$180 < \bar{V}_s < 360$	$15 < \bar{N} < 50$	$1000 < \bar{S}_u < 2000$
E	Suelo blando	$\bar{V}_s < 180$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 1000$
E	-	Cualquier perfil de suelo con más de 3m de espesor que tenga las siguientes características: <ol style="list-style-type: none"> Índice de plasticidad (IP) > 20 Contenido de humedad (w) \geq 40% Resistencia al corte no drenado $\bar{S}_u < 500$ 		
F	-	Cualquier perfil de suelo que contenga una o más de las siguientes características: <ol style="list-style-type: none"> Suelos vulnerables a una posible fractura o colapso bajo efecto sísmico, por ejemplo: suelos licuables, arcillas altamente sensibles y suelos débilmente cementados. Turbas y/o arcillas altamente orgánicas (H>3m de turba y/o arcillas altamente orgánicas H=espesor del suelo). Arcillas de muy alta plasticidad (H>7.6 m con índice de plasticidad IP>75). Arcillas gruesas suaves a medias (H>36m). 		

Tabla 08: Clasificación de sitio (IBC, 2012)

Tipo de perfil de suelo	Nombre del perfil de suelo	Propiedades promedio en los 30 primeros metros (Clasificación de los perfiles de suelo E.30, 2016)		
		Velocidad de ondas de corte $\bar{V}_{s30} \left(\frac{m}{s}\right)$	Resistencia a la penetración estándar, \bar{N}_{60}	Resistencia al corte no drenado, \bar{S}_u (kPa)
S0	Roca dura	$\bar{V}_s > 1500$	-	-
S1	Roca o suelo muy rígido	$500 < \bar{V}_s < 1500$	>50	>100
S2	Suelo intermedio	$180 < \bar{V}_s < 500$	15 a 50	50 a 100
S3	Suelo blando	$\bar{V}_s < 180$	< 15	25 a 50
S4	Condiciones excepcionales	Clasificación basada en el EMS		

Tabla 09: Clasificación de sitio (Norma Técnica E.30 "Diseño sismorresistente" del reglamento nacional de edificaciones).

4. PROCEDIMIENTO Y METODOLOGÍA DE TRABAJO DE CAMPO

4.1 PARÁMETROS DE CAMPO DE SÍSMICA DE REFRACCIÓN

CUADRO DE PARÁMETROS DE CAMPO	
PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN
Tiempo	0.25 seg.
Muestreo	5000 mxs / 0.2 ms
Formato	sgy / .dat / .drm
Canales	24
Geófonos	24
Espaciamiento	3 m
Offset	+ 3 m, -3 m (de distancia a partir del último y primer geófono)
Fuente de energía	Comba de 20 lb.

Tabla 10. Parámetros de adquisición de campo.

4.2 PARÁMETROS DE CAMPO DE MASW

CUADRO DE PARÁMETROS DE CAMPO	
PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN
Tiempo	1 seg.
Muestreo	2000 mxs / 0.5 ms
Formato	sgy / .dat / .drm
Canales	24
Geófonos	24
Espaciamiento	3 m
Offset	+ 3 m; +6 m, -3 m, - 6 m (de distancia a partir del último y primer geófono)
Fuente de energía	Comba de 20 lb.

Tabla 11. Parámetros de adquisición de campo.

4.3 PARÁMETROS DE CAMPO DE MAM

CUADRO DE PARÁMETROS DE CAMPO	
PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN
Tiempo	20 x 30 seg.
Muestreo	200 mxs
Formato	sgy / .dat / .drm
Canales	24
Geófonos	24
Espaciamiento	3 m
Offset	-
Fuente de energía	-

Tabla 12. Parámetros de adquisición de campo.

4.4 PARÁMETROS DE CAMPO DE MICROTREMOR

CUADRO DE PARÁMETROS DE CAMPO	
PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN
Tiempo	20 min.
Muestreo	200 mxs
Formato	sgy / .dat / .drm
Canales	3
Velocímetro	Geojar - SARA

Tabla 13. Parámetros de adquisición de campo.

4.5 EQUIPO DE ADQUISICIÓN DE DATOS

El equipo utilizado durante el trabajo de campo cuenta con todos los certificados de calibración y es el siguiente:

- 01 equipo sísmico de refracción Telemétrico 24 bit DOREMI de 24 canales independientes de digitalización directa en el canal.
- Velocímetro triaxial Geojar - Sara
- 24 geófonos de 4.5 Hz vertical.
- 24 geófonos de 10 Hz vertical.
- 01 GPS Garmin.
- 01 cámara fotográfica.
- 01 laptop.
- 01 comba de 10 kg.
- 01 plato de polietileno.
- 01 cinta métrica de 100 m.



Figura 07. Equipo DOREMI – Sara Electronics.

5. PROCESAMIENTO DE LA SISMICA DE REFRACCION, MASW, MAM Y MICROTREMOR

En la zona de estudio se ha realizado una línea sísmica de refracción, un punto de MASW-MAM y un punto de microtremores.

El procesamiento de la data sísmica de refracción ha sido realizado mediante el software RAYFRACT. Asimismo, el procesamiento de la data de MASW y MAM fue realizado con el software WINMASW ACHADEMY. Este software ha sido desarrollado por el Dr. Giancarlo Dal Moro, especialista reconocido en el campo de la investigación geotécnica en Italia y Europa. El software maneja herramientas avanzadas para el procesamiento de vibraciones ambientales a fin de caracterizar el suelo investigado. Su uso se ha generalizado en todo el mundo debido a su confiabilidad en el procesamiento de la data. Para el procesamiento de la data de microtremores fue utilizado el software Geoplotter-HVSR

Para la obtención de la data de campo para la sísmica de refracción, MASW y MAM fue utilizado un equipo sísmico digital de marca italiana, DOREMI de SARA INSTRUMENTS. Para la obtención de la data de microtremores fue utilizado el GEOJAR de la marca Sara Instrument.

5.1 SOFTWARE RAYFRACT

El procesamiento de los resultados de sísmica de refracción se ha realizado utilizando el Software RAYFRACT

El método interpretativo utilizado en el presente trabajo fue el de Tomografía Sísmica ya que este método permite detallar un mayor número de capas y, en consecuencia, permite ver más detalladamente las variaciones laterales y en profundidad las velocidades compresionales, lo que a su vez permite ver mucho mejor las anomalías que se pueden correlacionar con discontinuidades de cualquier tipo.

El software Rayfract es un software que permite imágenes muy fiables del subsuelo en perfiles de velocidad V_p con modelamiento de la propagación de las ondas sísmicas. El sistema de inversión del Rayfract nos permite tener perfiles fiables incluso en lugares con topografía agreste y fuerte variación lateral de velocidades.

Redefiniendo el modelo inicial (1D DeltaV) con el método de inversión WET Wavepath Eikonal Travelttime que permite multiplicar las señales de propagación de onda.

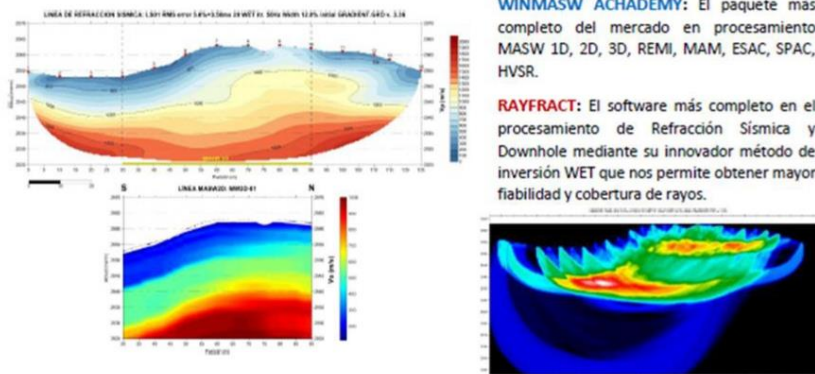


Figura 8. Ejemplo de procesamiento de sísmica de refracción y sus múltiples ventanas de control de calidad de procesamiento.

5.2 SOFTWARE: WINMASW ACADEMY

WinMASW es un software de análisis de data sísmica en conjunto, diseñado para conseguir perfiles de velocidades Vs de alta confiabilidad, MASW, HVSR.

Los diferentes métodos que el software puede realizar son:

- MASW, análisis considerando las ondas Rayleigh y Loves.
- MFA (Multiple Filter Analysis) considerando grupo de velocidades Rayleigh y Loves.
- Factores de calidad y análisis de atenuación de las ondas Rayleigh.
- Modelamiento 1D.
- Método ReMi o MAM.
- Método pasivo bidimensional ESAC.
- Método HVSR.
- Sismogramas sintéticos e inversión de Espectro de velocidades completo.

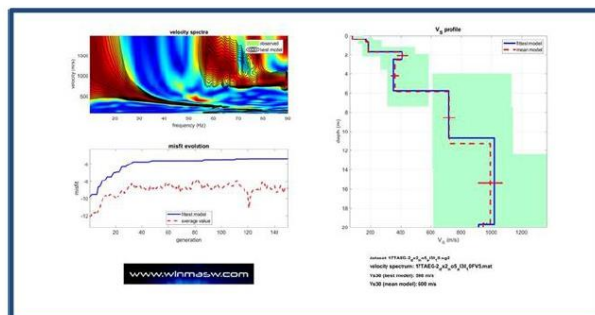


Figura 09. Ejemplo de procesamiento de MASW y generación de modelo sintético.

5.3 SOFTWARE: GEOEXPLORER – HVSR – MICROTREMOR

Desarrollado por la firma italiana Sara Instruments. Este software ha sido desarrollado específicamente para el procesamiento de datos de microtremores obtenidos en todo tipo de suelos o rocas. Está provisto de herramientas para procesar vibraciones ambientales con caracterización de sitio.

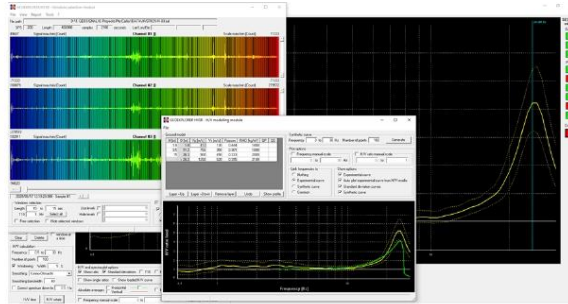


Figura 10. Pantallas de procesamiento de HVSR en Geoexplorer HVSR.

6. INTERPRETACION DE LA SISMICA DE REFRACCION, MASW-MAM Y MICROTREMOR

6.1 INTREPRETACION DE LA SISMICA DE REFRACCION LS-01

Esta línea sísmica tiene una longitud de 75.00 m. Al procesar esta línea sísmica (ver anexo 01) se ha podido determinar la presencia de tres capas bien definidas y cuya velocidad de ondas (V_p) es creciente hacia la base del intervalo.

La primera capa considerando la clasificación hecha por Arce Helberg (1990) estaría compuesta principalmente por suelo de cobertura mayormente gravo arenoso la cual presenta velocidades de onda V_p menores a 1000 m/s. Al inicio de la línea sísmica el espesor determinado considerando la sísmica de refracción es de 10.00 m. En su parte media el espesor de esta capa es de 6.50 m. Hacia el final de la línea sísmica este suelo de cobertura tiene un espesor de 3.00 m.

La segunda capa presenta velocidades de ondas V_p que varían entre 1000 m/s hasta 1500 m/s y considerando la clasificación hecha por Arce Helberg (1990) estaría caracterizando a aluviones compactos gravo arenosos y/o roca muy fracturada. Al inicio de la línea sísmica el espesor determinado considerando la sísmica de refracción es de 6.00 m. En su parte media el espesor de esta capa es de 4.00 m. Hacia el final de la línea sísmica este suelo de cobertura tiene un espesor de 7.00 m.

La tercera capa presenta velocidades de onda Vp que varían desde 1500 m/s hasta 4000 m/s. En la parte inicial de esta línea sísmica el tope de este material se encuentra a una profundidad de 16.00 m. En la parte central su tope se encuentra a 10.50 m. Hacia el final de la línea sísmica de refracción su tope se encuentra a una de 10.00 m. Estas velocidades de ondas Vp observadas según la clasificación de Arce Helber (1990) estarían caracterizando hacia el tope a roca muy fracturada y/o aluviones compactos y hacia la base a rocas fracturadas y/o aluviones muy compactos. Asimismo, teniendo en cuenta a la geología local de la zona estas velocidades de ondas Vp estarían clasificando a rocas intrusivas del Batolito de la Costa las cuales se encontrarían muy fracturadas a muy meteorizadas.

6.2 CUADRO RESUMEN DE LINEA SISMICA DE REFRACCION Y RIPABILIDAD

La velocidad sísmica de las rocas es una característica propia de cada una de ellas. Por esta razón es posible clasificarlas por su dureza. Asimismo, este dato permite clasificarlas por su ripabilidad o grado de excavabilidad. A pesar de que este parámetro es muy significativo, sin embargo, no puede tomarse como un único parámetro, por lo tanto, se deben considerar también las características geomecánicas del macizo rocoso para determinar su ripabilidad. La velocidad con la que se transmiten las ondas sísmicas está relacionada a su módulo de elasticidad. Cuanto más dura es la roca, mayor será su módulo de elasticidad y mayor su velocidad.

La compañía Caterpillar tiene publicados tablas de ripabilidad para sus diferentes modelos de tractores. Considerando la tabla de Caterpillar para un bulldozer modelo D8R/D8T, la facilidad del ripado se determina de acuerdo con el siguiente criterio, en función de las velocidades Vp:

Área	Capa Sísmica	Vp (m/s)	Profundidad de base (m)	Descripción
Zona Huaycán	1	100 - 1000	10 – 6.5 – 3.0	Cobertura gravo arenoso.
	2	1000 - 1500	16 – 10.5 - 10	Roca fracturada.
	3	1500 - 4000	-	Roca fracturada a sana.

Tabla 14. Tabla resumen de la velocidad de onda Vp.

VELOCIDAD DE ONDAS Vp m/s	RIPABILIDAD
Vp < 900	Excavable
900 < Vp < 1800	Ripable
1800 < Vp < 2400	Marginal
Vp > 2400	No ripable

Tabla 15. Tabla de ripabilidad en función de la velocidad de onda Vp. Según Handbook of Ripping Caterpillar.

Área	LS	Capa	Vp (m/s)	Espesor (m)	Ripabilidad
ZONA HUAYCAN	LS - 01	1	< 900	8.5 – 5.5 - 2	EXCAVABLE
		2	900 - 1800	12 – 8 - 11	RIPABLE
		3	1800 – 2400	7 – 10 - 8	MARGINAL
		4	> 2400	>30	NO RIPABLE

Tabla 16. Tabla de ripabilidad encontrada según tabla de Handbook of Ripping Caterpillar.

6.3 INTERPRETACIÓN DEL MASW-MAM

En el Anexo 02 se presenta el perfil del ensayo de MASW-MAM realizado en el lugar de trabajo el cual ha sido procesado en conjunto. En este perfil se muestra la curva de dispersión, el perfil sísmico unidimensional y la tabla de velocidades de ondas de corte promedio para los primeros 30 m de profundidad de investigación (Vs30). Estas velocidades obtenidas después del procesamiento de la data de campo han sido comparadas con la clasificación propuesta por el International Building Code (IBC 2012) a fin de relacionarlo al tipo de perfil y características del suelo del área en estudio.

Los resultados obtenidos a partir del MASW y MAM realizado en la zona de estudio son confiables hasta una profundidad máxima de 30 m.

Se ha podido determinar mediante el ensayo de MASW-MAM la presencia de tres capas bien definidas considerando la velocidad de corte Vs.

La primera capa va desde la superficie hasta los 2.20 m de profundidad. En esta capa se observa una velocidad de corte que varía de 104 m/s y 143 m/s. Este intervalo, considerando la geología local de la zona estaría compuesto probablemente por gravas en matriz arenosa y sueltas. Según la clasificación de sitio del IBC 2012 estos suelos estarían comprendidos como suelos tipo E, es decir suelos blandos. Según la norma peruana E.030 estos suelos están clasificados como suelos del Tipo S3 es decir suelos blandos.

La segunda capa determinada en el perfil del MASW va desde los 2.20 m hasta los 5.40 m de profundidad. Las velocidades de corte en este intervalo van desde los 241 m/s hasta 276 m/s. Esta capa considerando la geología local de la zona de estudio estaría compuesto por gravas en matriz arenosa densas. Según el IBC 2012 a estas velocidades de corte le corresponden suelos del tipo D, es decir suelos rígidos. Según la norma técnica peruana E.030 estos suelos están considerados como suelos del Tipo S2 es decir suelos Intermedios.

La tercera capa va desde los 5.40 m hasta la profundidad de 11.10 m y presenta velocidades de onda de corte que van desde los 406 m/s hasta los 464 m/s. Esta capa según el IBC 2012 le corresponde un tipo de suelo C es decir suelo muy denso y/o roca blanda. Según la norma peruana E.030 le corresponde un tipo de suelo S2 y lo clasifica como suelos intermedios.

La cuarta capa va desde los 11.10 m hasta la profundidad de 36.00 m. Las velocidades observadas en esta sección van desde los 832 m/s hasta 1607 m/s. Estas velocidades de ondas según el IBC 2012 estarían caracterizando a Rocas y Roca Dura es decir del Tipo B y Tipo A. La roca va desde 11.100 m hasta la profundidad de 29.80 m y las velocidades observadas van desde 832 m/s hasta 1318 m/s. La norma E030 clasifica a estos suelos que presentan estas velocidades de ondas de corte como suelos del Tipo S1 es decir Roca y/o suelos muy rígidos. La roca dura (Tipo A) se observa desde la profundidad de 29.80 m hasta la base del intervalo. La norma E030 clasifica a estas velocidades como representativas de Perfil Tipo S0 es decir Roca Dura.

La velocidad de corte Vs30 determinada en el presente estudio de MASW es de 495 m/s. Esta velocidad de ondas de corte está caracterizando según el IBC 2012 a un suelo del Tipo C. La norma peruana E030 clasifica a estas velocidades de ondas de corte como pertenecientes a suelos del Tipo S2 es decir suelos intermedios.

En la tabla mostrada se describe los resultados obtenidos en el perfil sísmico de MASW.

Área	Ensayo MASW	Capa Sísmica	Vs (m/s)	Profundidad (m)	Descripción
Zona Huaycán	MASW - 01	1	104 - 143	0.0 – 2.20	Suelo aluvional con gravas arenosas. Seltas.
		2	241 - 276	2.20 – 5.40	Suelo aluvional con gravas arenosas. Densas.
		3	406 - 464	5.40 – 11.10	Suelo muy denso y/o roca blanda
		4	832 - 1607	11.10 – 36.00	Roca y Roca Dura (Rocas intrusivas del Batolito de la Costa).

Tabla 17. Se muestra la Vs a diferentes profundidades. Para este caso se considera la tabla de: Norma Técnica E.30 "Diseño Sismorresistente" del Reglamento Nacional de Edificaciones).

Ensayo MASW	Vs30 (m/s)	Tipo de suelo IBC	Tipo de suelo Norma Peruana (E.030)
MASW - 01	495	C	S2

Tabla 18. Tipo de suelo en función a la velocidad de corte obtenida con el MASW.

6.4 PARÁMETROS DINÁMICOS DE MASW-01

Capa	V _s (m/s)	V _p (m/s)	Espesor	Profundidad Tope (mts)	ρ (kg/m ³)	k	Mod. Poisson	Mod. Young (MPa)	Mod. Corte (MPa)	Mod. Lamé λ (MPa)	Mod. Compresion (MPa)
1	104	200	1.1	0.0	1117	1.92	0.31	31.8	12.1	20.5	28.6
2	143	350	1.1	1.1	1284	2.45	0.40	73.5	26.3	104.8	122.3
3	241	500	1.1	2.2	1404	2.07	0.35	220.0	81.6	187.9	242.3
4	276	600	2.1	3.3	1470	2.17	0.37	305.8	112.0	305.2	379.8
5	406	800	2	5.4	1579	1.97	0.33	690.7	260.3	490.1	663.7
6	464	1000	3.7	7.4	1670	2.16	0.36	980.0	359.5	950.9	1,190.6
7	832	1500	3.7	11.1	1848	1.80	0.28	3,269.5	1,279.3	1,599.7	2,452.6
8	995	2000	7.3	14.8	1986	2.01	0.34	5,251.8	1,966.2	4,011.6	5,322.3
9	1318	2500	7.7	22.1	2100	1.90	0.31	9,539.3	3,647.8	5,828.8	8,260.7
10	1607	3000		29.8	2198	1.87	0.30	14,743.5	5,675.8	8,429.0	12,212.8

V _{s30} (m/s)	495
Clasificación de suelos NEHRP:	C (SUELO MUY DENSO O ROCA BLANDA)
Clasificación de perfil de suelos E.030:	S2 (SUELOS INTERMEDIOS)

Tabla 19: Cálculo de los módulos dinámicos, los módulos fueron obtenidos del software WinMASW (Dr. Giancarlo Dal Moro).

6.5 INTERPRETACION DEL MT-01

En el presente estudio se ha realizado un punto de medición de microtremores denominado MT-01 y estuvo ubicado sobre el punto de MASW-MAM realizado en la zona de trabajo.

Este punto de medición fue realizado sobre sedimentos cuaternarios del tipo de suelos aluvionales mayormente gravo arenosos.

El periodo fundamental obtenido en el MT-01 es de 0.107 seg y la frecuencia predominante fue de 9.329 Hz. Este valor obtenido considerando a la clasificación de Komak Panah et al (2002) correspondería a rocas débiles y/o suelos duros. El pico de la frecuencia predominante no es bien característico y más bien la forma de este pico nos estaría indicando la presencia del basamento rocoso a poca profundidad. Este ensayo de microtremores esta correlacionando con lo obtenido en la prueba de MASW-MAM.

7. CONCLUSIONES

- Los ensayos de sismica de refracción, MASW-MAM y de microtemores fueron realizados el distrito de Ate-Vitarte y en la zona denominada Huaycán. La zona de estudio se encuentra ubicado sobre sedimentos cuaternarios aluviales. Infrayaciendo a estos depósitos aluviales se encuentra el basamento rocoso conformado por rocas intrusivas las cuales hacia el tope se encuentran muy fracturadas y meteorizadas. Esto es concordante con la geología regional de Lima la cual ha sido estudiada por el INGEMMET, tal como ha sido publicado en el Boletín N° 043 Serie A: Carta Geológica Nacional, Geología de los Cuadrángulos de Lima, Lurín, Chancay y Chosica.
- El perfil de velocidades obtenido en la zona de estudio mediante la sismica de refracción ha permitido determinar tres estratos bien definidos en cuanto a sus velocidades de ondas Vp. Estas velocidades estarían indicando suelos gravo arenosos hacia el tope con incremento de su compactación y rigidez hacia la base del intervalo debido a la misma sobrecarga de los sedimentos. El basamento rocoso considerando las velocidades de ondas Vp observadas en el presente estudio en su margen izquierda estaría a la profundidad de 16.00 m. En el centro de la línea sísmica el tope del basamento rocoso estaría a la profundidad de 10.50 m. Al final de la línea sísmica el tope de este basamento rocoso estaría a 10.00 m de profundidad. Cabe mencionar que el tope del basamento estaría muy fracturado y meteorizado. Hacia la base del intervalo las velocidades de ondas Vp se incrementan mejorando la calidad de la roca.
- Considerando el perfil del MASW-MAM el primer estrato va desde la superficie hasta una profundidad de 2.20 m en donde la velocidad de corte Vs va desde 104 m/s hasta 143 m/s. Según la norma peruana E.030 le corresponde una clasificación de suelos blandos es decir del Tipo S3. El segundo estrato va desde los 2.20 m hasta la profundidad de 5.40 m y presenta velocidades de corte que van desde 241 m/s hasta 276 m/s. A este suelo le correspondería una clasificación de Suelos Tipo S2, es decir suelos intermedios. El tercer estrato va desde los 5.40 m hasta la profundidad de 11.10 m y presenta velocidades de corte Vs que van desde los 404 m/s hasta los 464 m/s. Según la norma peruana E.030 estos suelos están clasificados como suelos del Tipo S2 es decir suelos intermedios. El basamento rocoso en la zona de estudio considerando las velocidades de ondas de corte Vs estaría determinado a la profundidad de 11.10 m.
- Mediante el presente estudio se ha logrado determinar que la Vs30 en el área estudiada es de 495 m/s. A estas velocidades le corresponderían la clasificación de suelo S2 según la Norma Técnica Peruana E030 y recientemente modificada con Decreto Supremo N° 003-2016-Vivienda, vale decir están considerados como suelos intermedios. Considerando al IBC del 2012 estos suelos le corresponden una clasificación de suelo C, lo cual estaría indicando suelos muy densos y/o roca blanda.

- Asimismo, se observa que la velocidad de las ondas primarias y secundarias se van incrementando con la profundidad.
- El periodo fundamental del suelo determinado por el método de Nakamura fue de 0.107 seg y con una frecuencia de 9.329 Hz. Este periodo es característico de zonas con suelos muy rígidos y/o con basamento rocoso no muy profundo. Este valor correlaciona con lo obtenido con el MASW al determinar al basamento rocoso a una profundidad probable de 11.10 m.

8. RECOMENDACIONES

Considerando el presente estudio se recomienda que para efectos constructivos y de cimentación sea tomado en cuenta el valor de Vs30 obtenidos en el presente estudio.

9. ANEXOS

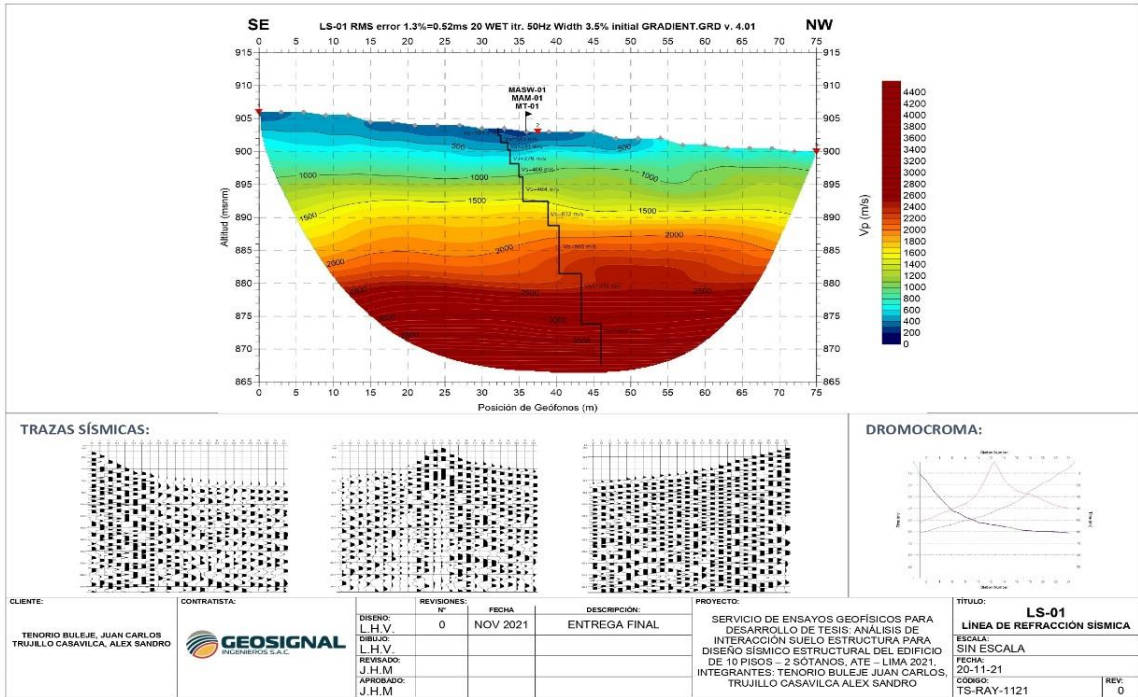
- 9.1 ANEXO 01: PROCESAMIENTO DE PUNTOS MASW-MAM.**
- 9.2 ANEXO 02: PROCESAMIENTO DE LINEA DE REFRACCION.**
- 9.3 ANEXO 03: PROCESAMIENTO DE MICROTREMOR**
- 9.4 ANEXO 04: GALERÍA DE FOTOS.**
- 9.5 ANEXO 05: CERTIFICACIÓN DE EQUIPOS.**

10. REFERENCIAS

- **Astier, J., L. (1975)**, “Geofísica Aplicada a la Hidrogeología”, PARANINFO, Madrid, España.
- **A&E GREX S.A.C., 2011**, “Evaluación Geológica-Geotécnica de Grietas Transversales y Grieta Longitudinal entre las Progresivas Km 171 y Km 172, Vía Autopista Cerro Azul – Ica”, Red Vial N° 6, Departamento de Ica.
- **Ayashi, K (2003)**, “Data Acquisition and Analysis of Active and Passive Surface Wave Methods”. Short Course - SAGEEP 2003.
- **Figuerola, J., C. (1974)**, “Tratado de Geofísica Aplicada”, LITOPRINT, Madrid.
- **Lankston, R. W.**, “High Resolution Refraction Data Acquisition and Interpretation”, Geo-Compu-Graph, Inc., U.S.A.
- **López J., Carlos (2000)**. Manual de Túneles y Obras Subterráneas. Madrid, España: Gráficas Arias Montano S.A.
- **Luengo R., Francisco J. y González S., Salvador (2004)**. Definición Racional de Ripabilidad de los Macizos Rocosos. Factores Económicos y Técnicos. Oviedo, España: Unión Española de Explosivos S.A.
- **Miller, R. D., Pullan, S.E., Waldner, J. S., Haeni, F. P., (1986)**, “Field comparison of shallow seismic sources”, Geophysics, Vol. 51, N° 11, Pag. 2067 – 2092, U.S.A.
- **Milsom, John (2003)**, “Field Geophysics”
- **NEHRP**, NEHRP disposiciones recomendadas para normativa sísmica para los nuevos edificios y otras estructuras, Parte 1: Disposiciones, Edificio del Consejo de Seguridad Sísmica, Washington, DC, EE.UU., 1997.
- **Park, C., Miller, R. y Xía, J. 1999**, “Multichannel analysis of surface waves”. Geophysics. Vol. 64. N° 3. p: 800-808.
- **Park., C.B., R. D. Miller, and J. Xia, Julian M.(1999)**, Multichannel Analysis of Surface Waves to Map Bedrock, Kansas Geological Survey, Lawrence, Kansas, U.S.
- **Park, C., Miller, R., Xia, J., & Ivanov, J. 2001^a**. “Seismic characterization of geotechnical sites by Multichannel Analysis of Surfaces Waves (MASW) method”. Tenth International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering (SDEE), Philadelphia.
- **Redpath, B., B. (1973)**, “Seismic Refraction Exploration for Engineering Site Investigations”, Explosive Excavation Research Laboratory Livermore, California, U.S.A.
- **U. S. Army Corps of Engineers, (1995)**, “Geophysical Exploration for Engineering and Environmental Investigations”, Engineer Manual 1110-1-1802, Washington, U. S. A.
- **Underwood, D.; Hayashi, K. (2006)**, Surface Wave data Acquisition and Field Methods, Geometrics Inc, U.S



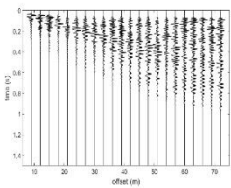
ANEXO 01



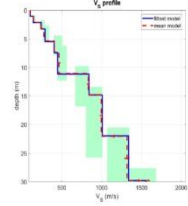


ANEXO 02

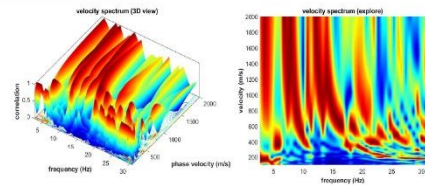
1. TRAZAS SISMICAS MASW:



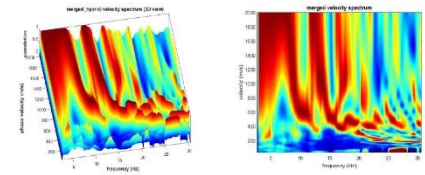
4. INVERSIÓN – PERFIL VS:



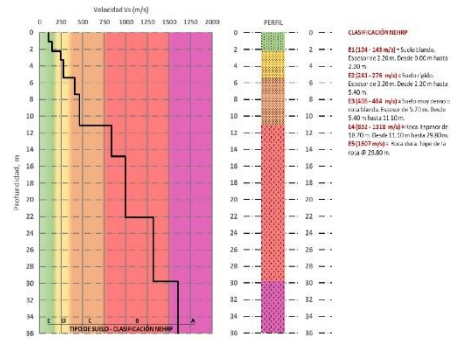
2. ESPECTRO DE VELOCIDADES MASW:



3. ESPECTRO DE VELOCIDADES MAM-MASW:



5. RESULTADOS:



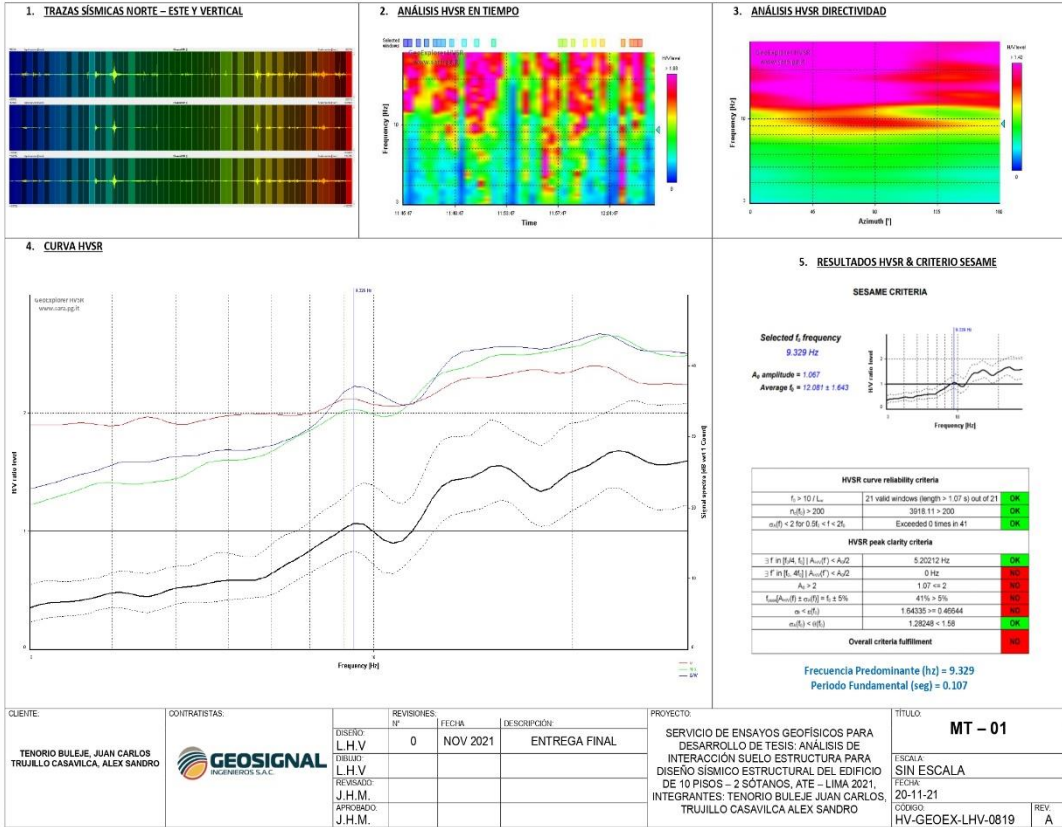
Capa	Vs (m/s)	Vp (m/s)	Espesor	Profundidad Topo (m)	ρ (kg/m ³)	k	Mod. Poisson	Mod. Young (MPa)	Mod. Comp. (MPa)	Mod. Limit. (MPa)	Mod. Compresión (MPa)
1	354	370	1.1	0.0	1217	1.52	0.31	31.4	12.1	26.5	26.8
2	143	850	1.1	1.1	1284	2.45	0.40	74.5	28.3	104.6	122.3
3	231	500	1.1	2.2	1864	2.67	0.38	224.0	81.5	337.8	242.1
4	276	670	1.1	3.3	1870	2.17	0.37	305.0	112.0	395.2	370.8
5	306	800	1.1	4.4	2279	1.97	0.35	699.0	266.0	896.2	842.7
6	364	1000	1.7	7.4	2570	2.40	0.36	1040.0	355.0	1292.0	1260.0
7	832	1200	3.7	11.1	1848	1.40	0.28	1.039.0	1.379.0	1.989.0	2.452.0
8	885	2000	1.8	14.8	2386	2.48	0.34	5.514.0	1.966.0	4.811.0	5.322.0
9	1018	2000	1.7	22.1	2100	1.90	0.31	5.838.0	1.847.0	5.503.0	6.262.0
10	1007	3000	29.8	27.88	2788	1.87	0.30	14.745.0	3.671.0	8.476.0	12.112.0

Vs (m/s)	495
Clasificación de suelos REMP:	C (BUELO MUY DENSO O ROCA BLANDA)
Clasificación de perfil de suelos E.A.D.	S2 (TRILLOS INTERMEDIOS)

CLIENTE:	CONTRATISTA:	REVISIONES:	PROYECTO:	TITULO:
TENORIO BULEJE, JUAN CARLOS TRUJILLO CASAVILCA, ALEX SANDRO	GEOSIGNAL INGENIEROS S.A.C.	DISEÑO: L.H.V. DIBUJO: L.H.V. REVISADO: J.H.M. APROBADO: J.H.M.	SERVICIO DE ENSAYOS GEOFÍSICOS PARA DESARROLLO DE TESIS: ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURAL PARA DISEÑO SÍSMICO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE 10 PISOS – 2 SOTANOS, ATE – LIMA 2021. INTEGRANTES: TENORIO BULEJE, JUAN CARLOS TRUJILLO CASAVILCA, ALEX SANDRO	MASW-01 PROCESADO CON MAM-01
		FECHA: NOV 2021	DESCRIPCIÓN: ENTREGA FINAL	
		N°: 0	ESCALA: SIN ESCALA	
			FECHA: 20-11-21	
			CODIGO: TS-MW01-WIN-1121	
			REV: 0	



ANEXO 03



CLIENTE:
TENORIO BULEJE, JUAN CARLOS
TRUJILLO CASAVILCA, ALEX SANDRO

CONTRATISTAS:

REVISIONES	FECHA	DESCRIPCION
Nº 0	NOV 2021	ENTREGA FINAL

PROYECTO:
SERVICIO DE ENSAYOS GEOFÍSICOS PARA DESARROLLO DE TESIS: ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA PARA DISEÑO SISMICO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE 10 PISOS - 2 SOTANOS, ATE - LIMA 2021.
INTEGRANTES: TENORIO BULEJE, JUAN CARLOS, TRUJILLO CASAVILCA ALEX SANDRO

TITULO:
MT - 01

ESCALA: SIN ESCALA
FECHA: 20-11-21
CODIGO: HV-GEOEX-LHV-0819

REV: A



ANEXO 04

GALERÍA DE FOTOS:



Foto 01: Tendido de línea de refracción sísmica 01.



Foto 02: Adquisición de datos de MASW-01



Foto 03: Tendido de línea MAM-01.



Foto 04: Adquisición de datos MT-01



ANEXO 05

CERTIFICADO DE EQUIPOS:

DECLARATION OF CONFORMITY and QUALITY

The manufacturer: SARA electronic instruments s.r.l.
Via Mercuri 4 - 06129 PERUGIA – ITALY
Codice Fiscale e Partita IVA Nr. IT00380320549
N.Reg.RAEE: IT0802000001128
Telefono +39 075 5051014 – Fax +39 075 5006315
email: info@sara.pg.it URL:www.sara.pg.it

under his own responsibility declare the product identified as:

model	DOREMI	serials nr.	Master s/n 589+Booster s/n 590,591 channels from 7952 to 7975
-------	--------	-------------	--

 it has been designed, manufactured and/or tested according to the following EU/EN harmonized standards:
2014/30/EU (EMC)
2014/53/EU (RED) for devices equipped with GPS

Referring norms: EN 61000-3, EN 61000-4, EN 61000-6 (immunity)
EN 61000-6-x (emissions)

In devices equipped with GPS receiver L1 C/A Code the applicable norm is:
EN 303-413

 The product it is compliant with ROHS directive 2011/65/UE.

It is specified the product is subjected to the RAEE directive and at end of life must be disposed accordingly to the local regulation for dangerous pollutants.
Ask information to the manufacturer if necessary.

 Before delivery, the instrument has been tested and resulted fully functional for the applicable SARA electronics instruments's standards.

It is recommended a periodic calibration and functional check every 4 years from the issuing date.

Technical director: Mauro Mariotti


Perugia 28/09/2021



INNOVA Electronics SAC

Equipment, Instruments & Support

CERTIFICADO DE OPERATIVIDAD DE EQUIPOS

N° 0110211

EQUIPO : GEÓFONOS
MARCA : GEOSPAC / SARA / PASSI
MODELO : 10 Hz / 4.5 Hz
SERIE : #Serie interna
CLIENTE : Geosignal Ingenieros S.A.C.
FECHA : Lima, viernes 01 de octubre de 2021

El presente Certificado de Operatividad constata el normal y correcto funcionamiento del equipo (s) y sus partes.

I. PRUEBAS DE FUNCIONAMIENTO:

Geófonos 10 Hz					
Geófono	RPS	F(Hz)	mV	Marca	Estado
#01	289	271.7	59	Geospace	Operativo
#02	273	252.5	63	Geospace	Operativo
#03	289	270.2	68	Geospace	Operativo
#04	282	267.3	68	Geospace	Operativo
#05	281	263.1	61	Geospace	Operativo
#06	281	264.5	62	Geospace	Operativo
#07	276	256.4	61	Geospace	Operativo
#08	279	265.9	59	Geospace	Operativo
#09	298	289	79	Geospace	Operativo
#10	293	274.7	63	Geospace	Operativo
#11	280	261.7	64	Geospace	Operativo
#12	279	263.1	67	Geospace	Operativo
#13	278	260.4	67	Geospace	Operativo
#14	272	253.8	65	Geospace	Operativo
#15	279	264.5	64	Geospace	Operativo
#16	268	255.1	59	Geospace	Operativo
#17	264	247.5	60	Geospace	Operativo
#18	274	255.1	58	Geospace	Operativo
#19	268	265.9	59	Geospace	Operativo
#20	271	263.1	60	Geospace	Operativo
#21	276	270.2	60	Geospace	Operativo
#22	277	263.1	61	Geospace	Operativo
#23	267	255.1	61	Geospace	Operativo
#24	272	253.8	59	Geospace	Operativo
#25	264	251.2	60	Geospace	Operativo

www.innovaelectronicsperu.com

INNOVA Electronics SAC

Equipment, Instruments & Support

Geófonos 4.5 Hz					
Geófono	RPS	F(Hz)	mV	Marca	Estado
#26	296	276.2	204	SARA	Operativo
#27	304	290.7	206	SARA	Operativo
#28	297	280.9	222	SARA	Operativo
#29	284	264.5	194	SARA	Operativo
#30	288	274.7	202	SARA	Operativo
#31	297	279.3	186	SARA	Operativo
#32	293	276.2	190	SARA	Operativo
#33	296	279.3	190	SARA	Operativo
#34	292	274.7	214	SARA	Operativo
#35	291	276.2	192	SARA	Operativo
#36	287	271.1	200	SARA	Operativo
#37	282	267.3	186	SARA	Operativo
#38	285	265.9	194	SARA	Operativo
#39	291	274.7	202	PASI	Operativo
#40	293	274.7	210	PASI	Operativo
#41	294	274.7	210	PASI	Operativo
#42	290	277.7	188	PASI	Operativo
#43	291	270.2	190	PASI	Operativo
#44	280	264.5	180	PASI	Operativo
#45	281	261.7	196	PASI	Operativo
#46	284	270.2	186	PASI	Operativo
#47	278	263.1	178	PASI	Operativo
#48	278	265.1	180	PASI	Operativo
#49	277	263.1	176	PASI	Operativo
#50	285	271.1	186	PASI	Operativo

II. PATRÓN DE MEDICIÓN:

Osciloscopio Siglent SDS1102CML+
Mesa de Vibraciones MVG2020

Geófono de referencia		
10 Hz		
RPS	F(Hz)	mV
260-300	250-295	50-80

Geófono de referencia		
4.5 Hz		
RPS	F(Hz)	mV
260-300	250-295	160-230

III. RESULTADOS Y OBSERVACIONES:

Se realizaron las pruebas de los geófonos en el laboratorio de Electrónica de Innova Electronics S.A.C; los resultados son óptimos y dentro del rango que se establece en el patrón de medición en frecuencia (Hz) y amplitud (mV). Por lo tanto, los geófonos presentados en la tabla antecedente (I) muestran un correcto funcionamiento.

www.innovaelectronicsperu.com



INNOVA Electronics SAC

Equipment, Instruments & Support

El Departamento Técnico deja constancia de que los 50 geófonos se encuentran operativos y cumplen con las condiciones normales de trabajo.

Atentamente,

Andrew Vásquez M.
Jefe del Departamento Técnico
INNOVA Electronics SAC

GEOSIGNAL
INGENIEROS SAC

www.innovaelectronicsperu.com