



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**Evaluación del comportamiento sísmico de un edificio con
modelo interacción suelo – estructura, con fines de ampliación,
Huamanga – Ayacucho.**

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

AUTORES:

Cruz Fernández, Marcelino (ORCID: 0000-0002-0297-0284)

Huaraca Avendaño, Raúl (ORCID: 0000-0002-2513-4705)

ASESOR:

Mg. Castillo Chávez, Juan Humberto (ORCID: 0000-0002-4701-3074)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

DISEÑO SÍSMICO Y ESTRUCTURAL

TRUJILLO – PERÚ

2021

Dedicatoria

A mi esposa Roció, mis dos hijos Christopher Rafael, Gabriel Steben, a mis padres y familiares por su apoyo incondicional para el desarrollo del Proyecto de tesis.

Cruz Fernández, Marcelino.

A mi esposa, mi hijo Thiago Benjamín, a mis padres y familiares por su apoyo incondicional.

Huaraca Avendaño, Raúl.

Agradecimiento

A la universidad César Vallejo por la acogida y apoyo en la obtención del Título profesional como ingeniería civil.

Al asesor de la tesis a Msc. Ing. Castillo Chávez, Juan Humberto de la escuela profesional de ingeniería civil, por su colaboración intelectual y apoyo durante el tiempo dedicado a la presentación de esta tesis.

Cruz Fernández, Marcelino.

Huaraca Avendaño, Raúl.

Índice de contenidos

Dedicatoria	ii
Agradecimiento	iii
Índice de contenidos	iv
Índice de tablas	vii
Índice de figuras	xii
Resumen	xiv
Abstract	xv
I. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Realidad problemática	1
1.2. Trabajos previos	2
1.3. Teorías relacionadas al tema	6
1.3.1. Análisis estructural	6
1.3.2. Estudio sísmico mediante acelerogramas	6
1.3.3. Sistemas estructurales	6
1.3.4. Categoría de las edificaciones	7
1.3.5. Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes	8
1.3.6. Análisis dinámico modal espectral	9
1.3.7. Esquematación de las fundaciones en el comportamiento estructural	11
1.3.8. Interacción suelo - estructura	11
1.3.9. Modelos para la interacción suelo – estructura	12
1.4. Formulación y sistematización del problema	18
1.5. Justificación del estudio	18
1.5.1. Justificación práctica	18
1.5.2. Justificación metodológica	18
1.6. Hipótesis	19
1.7. Objetivos	19
1.7.1. Objetivo general	19
1.7.2. Objetivos específicos	19
II. MARCO METODOLÓGICO	20

2.1. Tipo y diseño de la investigación	20
2.1.1. Tipo de investigación	20
2.1.2. Diseño de la investigación	20
2.2. Variables y operacionalización	21
2.2.1. Variable	21
2.2.2. Operacionalización de la variable	21
2.3. Población y muestra	22
2.3.1. Población	22
2.3.2. Muestra	22
2.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos	22
2.5. Método de análisis de datos	23
2.5.1. Procedimiento de la investigación	23
2.6. Aspectos éticos	39
III. RESULTADOS	40
3.1. Análisis sísmico de manera convencional	40
3.1.1. Comportamiento sísmico de la edificación con 3 pisos	40
3.1.2. Comportamiento sísmico de la edificación con 5 pisos	42
3.1.3. Comportamiento sísmico de la edificación con 9 pisos	45
3.2. Análisis sísmico considerando la interacción suelo estructura	48
3.2.1. Comportamiento sísmico de la edificación de 3 pisos con la interacción suelo estructura	48
3.2.2. Comportamiento sísmico de la edificación de 5 pisos con la interacción suelo estructura	50
3.2.3. Comportamiento sísmico de la edificación de 9 pisos con la interacción suelo estructura	53
3.3. Comparación de los modelamientos convencional y la interacción suelo estructura	56
3.3.1. Comparación del comportamiento estructural de la edificación de 3 pisos	57
3.3.2. Comparación del comportamiento estructural de la edificación de 5 pisos	60

3.3.3. Comparación del comportamiento estructural de la edificación de 9 pisos	64
IV. DISCUSIONES	70
V. CONCLUSIONES	72
VI. RECOMENDACIONES	73
REFERENCIAS	74
ANEXO	82

Índice de tablas

Tabla 1. Consideraciones del análisis estático.	9
Tabla 2. Consideraciones del análisis dinámico.	10
Tabla 3. Tabla del módulo de balasto obtenido por Nelson Mórrison.	13
Tabla 4. Valores de C_0 , en diferentes tipos de suelos.	16
Tabla 5. Predimensionamiento de vigas principales.	23
Tabla 6. Predimensionamiento de vigas secundarias.	24
Tabla 7. Metrado de cargas.	25
Tabla 8. Área tributaria por tipo de columna y piso.	26
Tabla 9. Carga por piso y por tipo de columna.	26
Tabla 10. Criterios de dimensionamiento para columnas.	26
Tabla 11. Área calculada por tipo de columna.	27
Tabla 12. Dimensiones asumidas por tipo de columna.	27
Tabla 13. Dimensiones de la zapata Z1.	27
Tabla 14. Dimensiones de la zapata Z2.	28
Tabla 15. Dimensiones de la zapata Z3.	28
Tabla 16. Parámetros para la determinación de las rigideces del suelo en la zapata Z1.	29
Tabla 17. Parámetros para la determinación de las rigideces del suelo en la zapata Z2.	29
Tabla 18. Parámetros para la determinación de las rigideces del suelo en la zapata Z3.	30
Tabla 19. Resumen de rigideces del suelo en las zapatas de la estructura.	30
Tabla 20. Modos de vibración de la edificación con 3 pisos sin ISE.	40
Tabla 21. Derivas de la edificación con 3 pisos por el sismo estático X sin ISE.	40
Tabla 22. Derivas de la edificación con 3 pisos por el sismo estático Y sin ISE.	41
Tabla 23. Fuerzas internas de la edificación con 3 pisos por el sismo estático X sin ISE.	41

Tabla 24. Fuerzas internas de la edificación con 3 pisos por el sismo estático Y sin ISE.	41
Tabla 25. Derivas de la edificación con 3 piso por el sismo dinámico X sin ISE.	41
Tabla 26. Derivas de la edificación con 3 piso por el sismo dinámico Y sin ISE.	41
Tabla 27. Fuerzas internas de la edificación con 3 pisos por el sismo dinámico X sin ISE.	42
Tabla 28. Fuerzas internas de la edificación con 3 pisos por el sismo dinámico Y sin ISE.	42
Tabla 29. Modos de vibración de la edificación con 5 pisos sin ISE.	42
Tabla 30. Derivas de la edificación con 5 pisos por el sismo estático X sin ISE.	43
Tabla 31. Derivas de la edificación con 5 pisos por el sismo estático Y sin ISE.	43
Tabla 32. Fuerzas internas de la edificación con 5 pisos por el sismo estático X sin ISE.	43
Tabla 33. Fuerzas internas de la edificación con 5 pisos por el sismo estático Y sin ISE.	43
Tabla 34. Derivas de la edificación con 5 pisos por el sismo dinámico X sin ISE.	44
Tabla 35. Derivas de la edificación con 5 piso por el sismo dinámico Y sin ISE.	44
Tabla 36. Fuerzas internas de la edificación con 5 pisos por el sismo dinámico X sin ISE.	44
Tabla 37. Fuerzas internas de la edificación con 5 pisos por el sismo dinámico Y sin ISE.	44
Tabla 38. Modos de vibración de la edificación con 9 pisos sin ISE.	45
Tabla 39. Derivas de la edificación con 9 pisos por el sismo estático X sin ISE.	45
Tabla 40. Derivas de la edificación con 9 pisos por el sismo estático Y sin ISE.	46

Tabla 41. Fuerzas internas de la edificación con 9 pisos por el sismo estático X sin ISE.	46
Tabla 42. Fuerzas internas de la edificación con 9 pisos por el sismo estático Y sin ISE.	46
Tabla 43. Derivas de la edificación con 9 pisos por el sismo dinámico X sin ISE.	47
Tabla 44. Derivas de la edificación con 9 piso por el sismo dinámico Y sin ISE.	47
Tabla 45. Fuerzas internas de la edificación con 9 pisos por el sismo dinámico Y sin ISE.	47
Tabla 46. Fuerzas internas de la edificación con 9 pisos por el sismo dinámico X sin ISE.	48
Tabla 47. Modos de vibración de la edificación con 3 pisos considerando ISE.	48
Tabla 48. Derivas de la edificación con 3 pisos por el sismo estático X considerando ISE.	49
Tabla 49. Derivas de la edificación con 3 pisos por el sismo estático Y considerando ISE.	49
Tabla 50. Fuerzas internas de la edificación con 3 pisos por el sismo estático X considerando ISE.	49
Tabla 51. Fuerzas internas de la edificación con 3 pisos por el sismo estático Y considerando ISE.	49
Tabla 52. Derivas de la edificación con 3 pisos por el sismo dinámico X considerando ISE.	49
Tabla 53. Derivas de la edificación con 3 pisos por el sismo dinámico Y considerando ISE.	50
Tabla 54. Fuerzas internas de la edificación con 3 pisos por el sismo dinámico X considerando ISE.	50
Tabla 55. Fuerzas internas de la edificación con 3 pisos por el sismo dinámico Y considerando ISE.	50
Tabla 56. Modos de vibración de la edificación con 5 pisos considerando ISE.	51

Tabla 57. Derivas de la edificación con 5 pisos por el sismo estático X considerando ISE.	51
Tabla 58. Derivas de la edificación con 5 pisos por el sismo estático Y considerando ISE.	51
Tabla 59. Fuerzas internas de la edificación con 5 pisos por el sismo estático X considerando ISE.	52
Tabla 60. Fuerzas internas de la edificación con 5 pisos por el sismo estático Y considerando ISE.	52
Tabla 61. Derivas de la edificación con 5 pisos por el sismo dinámico X considerando ISE.	52
Tabla 62. Derivas de la edificación con 5 pisos por el sismo dinámico Y considerando ISE.	52
Tabla 63. Fuerzas internas de la edificación con 5 pisos por el sismo dinámico X considerando ISE.	53
Tabla 64. Fuerzas internas de la edificación con 5 pisos por el sismo dinámico Y considerando ISE.	53
Tabla 65. Modos de vibración de la edificación con 9 pisos considerando ISE.	53
Tabla 66. Derivas de la edificación con 9 pisos por el sismo estático X considerando ISE.	54
Tabla 67. Derivas de la edificación con 9 pisos por el sismo estático Y considerando ISE.	54
Tabla 68. Fuerzas internas de la edificación con 9 pisos por el sismo estático X considerando ISE.	55
Tabla 69. Fuerzas internas de la edificación con 9 pisos por el sismo estático Y considerando ISE.	55
Tabla 70. Derivas de la edificación con 9 pisos por el sismo dinámico X considerando ISE.	55
Tabla 71. Derivas de la edificación con 9 pisos por el sismo dinámico Y considerando ISE.	55
Tabla 72. Fuerzas internas de la edificación con 9 pisos por el sismo dinámico X considerando ISE.	56

Tabla 73. Fuerzas internas de la edificación con 5 pisos por el sismo dinámico Y considerando ISE.	56
Tabla 74. Comparación de los periodos de la edificación con 3 pisos.	57
Tabla 75. Comparación de las derivas por sismo dinámico X de la edificación con 3 pisos.	57
Tabla 76. Comparación de las derivas por sismo dinámico Y de la edificación con 3 pisos.	58
Tabla 77. Comparación de las fuerzas cortantes por sismo dinámico X de la edificación con 3 pisos.	59
Tabla 78. Comparación de las fuerzas cortantes por sismo dinámico Y de la edificación con 3 pisos.	60
Tabla 79. Comparación de los periodos de la edificación con 5 pisos.	61
Tabla 80. Comparación de las derivas por sismo dinámico X de la edificación con 5 pisos.	61
Tabla 81. Comparación de las derivas por sismo dinámico Y de la edificación con 5 pisos.	62
Tabla 82. Comparación de las fuerzas cortantes por sismo dinámico X de la edificación con 5 pisos.	63
Tabla 83. Comparación de las fuerzas cortantes por sismo dinámico Y de la edificación con 5 pisos.	64
Tabla 84. Comparación de los periodos de la edificación con 9 pisos.	64
Tabla 85. Comparación de las derivas por sismo dinámico X de la edificación con 9 pisos.	65
Tabla 86. Comparación de las derivas por sismo dinámico Y de la edificación con 9 pisos.	66
Tabla 87. Comparación de las fuerzas cortantes por sismo dinámico X de la edificación con 9 pisos.	67
Tabla 88. Comparación de las fuerzas cortantes por sismo dinámico Y de la edificación con 9 pisos.	68

Índice de figuras

Figura 1. Sistemas estructurales.	7
Figura 2. Categorías de las edificaciones.	8
Figura 3. Esquemas de los modelos convencional (a) y el de la interacción suelo – estructura (b).	11
Figura 4. Curva esfuerzo – deformación, para determinar el coeficiente de balasto.	13
Figura 5. Modelo de rigidez de balasto.	13
Figura 6. Esquema para el predimensionamiento de columnas – primer nivel.	24
Figura 7. Esquema para el predimensionamiento de columnas – segundo, tercero, cuarto y quinto nivel.	25
Figura 8. Esquema de distribución de la cimentación de la edificación.	29
Figura 9. Asignación de los materiales.	31
Figura 10. Asignación de las secciones estructurales.	31
Figura 11. Vista de una de las columnas consideradas en el modelamiento.	32
Figura 12. Definición de grillas para el dibujo de la estructura.	32
Figura 13. Vista en tres dimensiones de la estructura.	33
Figura 14. Asignación de las cargas consideradas en el modelamiento.	33
Figura 15. Asignación de las cargas en la estructura.	34
Figura 16. Definición del espectro de respuesta.	34
Figura 17. Generación del sismo espectral.	35
Figura 18. Asignación de restricciones.	35
Figura 19. Asignación del diafragma rígido.	36
Figura 20. Vista del primer modo de vibración.	36
Figura 21. Vista del segundo modo de vibración.	37
Figura 22. Vista del tercer modo de vibración.	37
Figura 23. Asignación de propiedades a los springs.	38
Figura 24. Valores de los springs en la zapata 3.	38

Figura 25. Vista de la asignación de las rigideces en la base de la estructura.	39
Figura 26. Comparación de los periodos de la edificación con 3 pisos.	57
Figura 27. Comparación de las derivas para la edificación de 3 pisos con el sismo dinámico X.	58
Figura 28. Comparación de las derivas para la edificación de 3 pisos con el sismo dinámico Y.	59
Figura 29. Comparación de las fuerzas cortantes por sismo dinámico X de la edificación con 3 pisos.	59
Figura 30. Comparación de las fuerzas cortantes por sismo dinámico Y de la edificación con 3 pisos.	60
Figura 31. Comparación de los periodos de la edificación con 5 pisos.	61
Figura 32. Comparación de las derivas para la edificación de 5 pisos con el sismo dinámico X.	62
Figura 33. Comparación de las derivas para la edificación de 5 pisos con el sismo dinámico Y.	62
Figura 34. Comparación de las fuerzas cortantes por sismo dinámico X de la edificación con 5 pisos.	63
Figura 35. Comparación de las fuerzas cortantes por sismo dinámico Y de la edificación con 5 pisos.	64
Figura 36. Comparación de los periodos de la edificación con 9 pisos.	65
Figura 37. Comparación de las derivas para la edificación de 9 pisos con el sismo dinámico X.	66
Figura 38. Comparación de las derivas para la edificación de 9 pisos con el sismo dinámico Y.	67
Figura 39. Comparación de las fuerzas cortantes por sismo dinámico X de la edificación con 9 pisos.	68
Figura 40. Comparación de las fuerzas cortantes por sismo dinámico Y de la edificación con 9 pisos.	69

Resumen

La presente tesis tuvo como objetivo principal evaluar el comportamiento sísmico de un edificio con interacción suelo – estructura, con fines de ampliación en la provincia de Huamanga ubicada en la región de Ayacucho, para ello se consideró la aplicación de la metodología establecida por Barkan para la determinación de los coeficientes de rigidez del suelo, para posteriormente utilizar estos valores en el modelamiento, en ETABS, de una edificación de uso común. También se realizó un estudio de suelos con el que se pudo determinar que la edificación se clasifica como un suelo intermedio (S2).

También se consideró el modelamiento de la edificación con 3 ,5 y 9 pisos para determinar si mediante una ampliación de la edificación la interacción suelo – estructura incrementa el comportamiento sísmico de la edificación.

Como resultados se obtuvo que la aplicación de la interacción suelo – estructura varía hasta en 0.329 % el periodo de la estructura, en 0.843 % las derivas y disminuye las fuerzas internas, esto debido principalmente a las condiciones de suelo, uso y zona sísmica de la edificación; concluyendo finalmente que el comportamiento sísmico de una edificación multifamiliar ubicada en la provincia de Huamanga – Ayacucho, mediante la interacción del suelo – estructura; incrementa el periodo de vibración y las derivas; mientras que las fuerzas internas disminuyen.

Palabras clave: Interacción suelo – estructura, comportamiento sísmico, vivienda multifamiliar.

Abstract

The main objective of this thesis was to evaluate the seismic behavior of a building with soil-structure interaction, for expansion purposes in the province of Huamanga located in the region of Ayacucho. For this purpose, the application of the methodology established by Barkan for the determination of soil stiffness coefficients was considered, to later use these values in the modeling, in ETABS, of a building of common use. A soil study was also carried out to determine that the building is classified as an intermediate soil (S2).

The modeling of the building with 3, 5 and 9 stories was also considered in order to determine if the soil-structure interaction increases the seismic behavior of the building through an extension of the building.

As results it was obtained that the application of the soil - structure interaction varies up to 0.329 % the period of the structure, 0.843 % the drifts and decreases the internal forces, this mainly due to the soil conditions, use and seismic zone of the building; finally concluding that the seismic behavior of a multifamily building located in the province of Huamanga - Ayacucho, through the interaction of soil - structure; increases the period of vibration and drifts; while the internal forces decrease.

Keywords: Soil-structure interaction, seismic behavior, multifamily housing.

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad problemática

Los problemas estructurales en edificaciones han tenido muchas causalidades, las cuales se han basado netamente al estudio de la superestructura; sin embargo, se ha dejado de lado la repercusión que tiene el tipo de suelo y como esta interactúa con la edificación (Ghandil y Behnamfar, 2017), lo que ha generado problemas cuando se producen desplazamiento debido a acciones sísmicas o de otra índole (Ghosh y Debbarma, 2019).

A nivel internacional, en normativas como la NSR-10 de Colombia ya han empezado a reconocer la importancia que tienen las propiedades del suelo en la respuesta sísmica estructural; sin embargo, estas aún no se encuentran normadas (Mejía, 2018), tal como sucede en gran parte de los países latinoamericanos. Esta deficiencia ha conllevado a un mal diseño de los elementos estructurales, generando un mal comportamiento ante acciones sísmicas (Gong et al., 2020).

En el Perú, como se ha mencionado, la normatividad no da alcances precisos de la aplicación de la interacción suelo-estructura (Anyaipoma, 2019). Esto ha limitado la forma del modelamiento de las edificaciones de gran importancia como colegios, hospitales y viviendas multifamiliares; lo cual ha repercutido en la generación de fallas y colapsos de sus componentes ante la ocurrencia de los fuertes sismos que ocurren a nivel nacional de manera frecuente (Liang et al., 2018).

Según la norma E.030, gran parte del territorio Ayacuchano se encuentra distribuido entre las zonas sísmicas 3 y 4 del Perú, esto implica que las estructuras de gran importancia que se construyan deben tener un modelamiento estructural lo más cercano posible a la realidad, en la que se debería considerar la influencia de las propiedades del suelo en el comportamiento sísmico; sin embargo, al no existir una normativa vigente, los diseños de los elementos estructurales generalmente son subestimados y no reflejan un comportamiento real, notándose dicha variación en edificios de grandes alturas (Liu et al., 2019). Ante esta situación el modelo de interacción suelo – estructura, surge como una alternativa de mejorar la forma de diseño mediante una mejor esquematización y mayor aproximación a la realidad

(Ma, Gao y Liu, 2017), debido a que el suelo deja de ser un elemento rígido, y se le asigna propiedades de amortiguamiento, lo cual modifica todos los esfuerzos y derivas, que se obtiene con los modelos establecidos por la normativa actual (Ghandil y Aldaikh, 2016).

Con base a lo mencionado, la presente investigación buscará establecer la incidencia de los modelos de interacción suelo - estructura en el comportamiento sísmico de una edificación. Además, se pretenderá establecer una altura en la que los modelos interacción suelo – estructura tenga variaciones significativas con respecto a lo establecido en la normativa vigente del Reglamento Nacional de Edificaciones, para así poder establecer parámetros precisos que ayuden a mejorar los modelamientos estructurales.

1.2. Trabajos previos

Castro y Pérez (2020) realizaron la investigación “Análisis de la interacción suelo – estructura estática para una edificación regular de hormigón armado y 3 tipos de suelos”, donde el objetivo que plantearon fue desarrollar un modelo estructural considerando la interacción sísmica de una estructura bajo suelos A, C y E, además de comparar el comportamiento de los elementos estructurales con un modelo estructural de empotramiento perfecto. Para ello utilizaron el programa Robot Structural Analysis.

En cuanto a los resultados que obtuvieron, se resalta que, la deformación en la estructura es mayor con el modelo de interacción suelo – estructura, siendo en un suelo tipo A una variación de 2.78 %, en un tipo C de 3.08 % y en el tipo C de 32.38 % y en cuanto a los esfuerzos, con el modelo de interacción suelo – estructura presentó una diferencia de 32.38 % a comparación del modelo con empotramiento.

Llegando así a la concluir que, en el modelo de interacción suelo – estructura no influye en el comportamiento de estructuras sobre suelos de buena calidad tipo A en comparación del modelo con empotramiento; no obstante, en los suelos tipo C y E sí se da la influencia.

Arellano, Cavallin y Cavallin (2018) desarrollaron la investigación “Estudio del comportamiento dinámico en edificaciones irregulares considerando interacción suelo estructura”, siendo el objetivo comparar el comportamiento dinámico de

edificaciones de diez pisos con irregular de la masa, variación de la geometría vertical, apoyadas sobre la pendiente del terreno, esbeltez excesiva y sistemas no ortogonales. Para ello consideraron cuatro modelos estructurales denominados MB, M2, M3 y M4, donde el primero correspondió a un modelo regular y los tres últimos irregulares; asimismo, las fundaciones que plantearon en primera instancia fueron sobre un suelo rígido y para el análisis de suelo – estructura consideraron un suelo flexible. Cabe señalar que, para el análisis considerando el método de superposición modal con tres grados de libertad, lo establecido por la norma COVENIN “Edificaciones sismo – resistentes” y las formas espectrales S1, S2 y S3, esto con aplicación del programa ETABS.

Los resultados se basaron en la comparación de las formas de vibración, las derivas de pisos y el cortante basal; respecto a la irregularidad con distribución de masas en la altura obtuvieron que, al incrementarse la masa en los pisos superiores con suelo poco flexible, el cortante basal aumenta hasta el 33 %, los desplazamientos también se incrementaron en los pisos superiores y superaron los límites de la norma. En cuanto, a la irregularidad por apoyo en pendientes, obtuvieron que con una inclinación de 10° el cortante basal se incrementa en 32.55 %, las derivas también se incrementan, más los desplazamientos son despreciables, según la interacción suelo – estructura. Para la irregularidad por esbeltez hallaron que, los desplazamientos se amplificaron en los niveles superiores según la interacción suelo – estructura; no obstante, el cortante basal es mayor cuando consideraron un suelo rígido. En la irregularidad con variación de la geometría vertical obtuvieron que, con la aplicación de la interacción suelo – estructura, los desplazamientos se incrementaron en los niveles 10, 9 y 8, el cortante basal se reduce y los desplazamientos se mantienen semejantes al modelo con base rígida. Por último, en la irregularidad con sistemas no ortogonales obtuvieron que, con el uso de la interacción suelo – estructura los desplazamientos son mayores, el cortante basal se reduce hasta en 35 % y que los desplazamientos se incrementan en los niveles superiores.

Entonces, concluyen que, con la aplicación de la interacción suelo – estructura se presenta una modificación considerable de los desplazamientos laterales y cortante basal de la edificación, en relación al modelo de base rígida.

Aguiar y Ortiz (2017) realizaron la investigación “Análisis sísmico de un edificio de doce pisos de la ciudad de Manta considerando interacción suelo estructura”, para lo cual establecieron como objetivo analizar un edificio de 12 pisos a través de las derivas el daño sufrido durante un terremoto el 16 de abril de 2016 con magnitud de 7.8. Para lo cual aplicaron el modelo espectral para obtener los desplazamientos y fuerzas en el centro de masas, además consideraron una teoría para la obtención de la respuesta dinámica espectral de cualquier pórtico, un modelo simplificado de un grado de libertad equivalente (ASCE – 10) y el modelo de interacción suelo – estructura (NEHRP - 12).

Como resultado y conclusiones obtuvieron que, según el método espectral las derivas hasta el décimo piso de la edificación no fueron mayores a 0.70 % y en los dos últimos pisos alcanzó el 1.4 %, en cuanto a los desplazamientos y proporciones de fuerzas los valores obtenidos fueron similares; asimismo, con el modelo de interacción suelo – estructura, de acuerdo al tipo de suelo donde se asienta el edificio (tipo C) no se afecta los periodos y desplazamientos.

Escobar (2019) en su investigación “Análisis y diseño con interacción suelo - estructura de una vivienda multifamiliar de 7 niveles” planteó como objetivo analizar y diseñar una edificación de vivienda multifamiliar, considerando que la cimentación se realiza sobre un esquema idealizado de resortes. Para tal fin aplicó una metodología descriptiva que tuvo como base principal la estructuración, predimensionamiento y metrado de cargas de la estructura en estudio; luego determinó, mediante un análisis estático y dinámico y la aplicación del software ETABS las fuerzas y esfuerzos que se producen en cada elemento estructural de la edificación considerando una base rígida. Posterior a ello y aplicando el modelo Barkan – Sanvinovd, realizó el modelamiento de la estructura considerando la interacción suelo – estructura. Como parte final de la investigación, logró determinar el diseño de los principales elementos estructurales (columnas, vigas, losas aligeradas, muros, etc.) considerando y sin considerar la interacción suelo - estructura.

Como resultados pudo determinar que los periodos de vibración se incrementan hasta en 27 % incrementando así las derivas; esto disminuye los esfuerzos internos y por ende las cuantías de acero de los elementos estructurales; concluyendo

finalmente que, el modelamiento de una vivienda unifamiliar aplicando la interacción suelo – estructura representa resultados más reales, pero las dimensiones de los elementos estructurales no cumplen las normativas vigentes.

Anyaipoma (2019) en su investigación “Análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar de concreto armado considerando la interacción suelo – estructura, Palián, Huancayo” tuvo como objetivo determinar si la interacción suelo – estructura influye significativamente para analizar y diseñar estructuralmente una edificación multifamiliar de concreto armado; para esto, aplicó el método científico, con un tipo de investigación aplicada y un nivel descriptivo explicativo. También tomo en cuenta como muestra una vivienda de cuatro pisos ubicado en la Urbanización Santa Marta. El procedimiento de su investigación consistió en realizar el predimensionamiento y la estructuración de la edificación para posteriormente realizar el análisis y diseño sísmico de manera convencional o como las normativas actuales establecen; posteriormente realizó el análisis dinámico y estático considerando la interacción suelo – estructura mediante el modelo Winkler, Barkan Savinov y la Norma Rusa, para así , determinar el diseño estructural y compararlo con los obtenidos de manera convencional.

Como resultados obtuvo que las derivas bajo un análisis sísmico convencional cumplen los establecido por el reglamento vigente; mientras que al considerar la interacción suelo – estructura el valor de la deriva del primer piso es mayor que 0.007. Como conclusión estableció que en todos los modelos de interacción los desplazamientos, la cortante basa y los periodos fundamentales tienden a incrementarse.

Choque y Villanueva (2019) en su investigación “Comparación dinámica modelo empotrado vs interacción suelo - estructura en una edificación son un sistema dual con platea de cimentación: caso edificio Archivo Regional de Puno”, tuvo como objetivo analizar el comportamiento sísmico de una edificación de 5 niveles y un semisótano con sistema dual ubicado en un tipo de suelo blando; para ello utilizó el software SAP2000 con el fin de determinar su comportamiento ante las especificaciones que establece la norma peruana E.030, el modelo Barkan y la norma Rusa (las dos últimas consideran la interacción suelo – estructura). Para establecer las fuerzas internas en la edificación se ha realizado una estructuración del

edificio y el predimensionamiento de los elementos estructurales; además de que se realizó la clasificación de la zona sísmica para su posterior análisis.

Los resultados que obtuvieron muestran que los periodos de vibración, los desplazamientos y las derivas se incrementan hasta en un 97 %; mientras que las fuerzas internas disminuyen, lo cual reduce las cuantías al momento del diseño estructural. Como conclusión mencionan que los esfuerzos que se producen en la edificación tienden a disminuir debido a que la interacción suelo – estructura disipa un porcentaje de la energía en el suelo.

1.3. Teorías relacionadas al tema

1.3.1. Análisis estructural

Es el conjunto de métodos y técnicas que permite la evaluación de factibilidad de uso de una edificación que es diseñada y el grado de satisfacción de los múltiples criterios de diseño, implica la validación del comportamiento en diferentes etapas como, el proyecto, construcción y vida útil (Muriá-Vila, Camargo y Aldama, 2017). El objetivo del análisis estructural es obtener la respuesta de las edificaciones para que soporten diferentes solicitaciones durante su construcción y la vida útil de la edificación (Colunga, 2019)

1.3.2. Estudio sísmico mediante acelerogramas

Por lo general el estudio de estructuras antisísmicas no se realiza mediante el uso de los acelerogramas, debido a que ello conlleva mayor tiempo y recursos para obtener los esfuerzos internos; por lo que se omite modelar al suelo como una palestra sísmica de concreto en la que se realiza la interacción del suelo a la estructura (Nazarimofrad y Zahrai, 2018). Por tal razón un acelerograma real ofrece una mejor información del comportamiento dinámico de la cimentación, mediante sensores (Salvatierra y Salvatierra, 2018).

1.3.3. Sistemas estructurales

De acuerdo a la norma técnica E.030 (MVCS, 2018), los sistemas estructurales son:

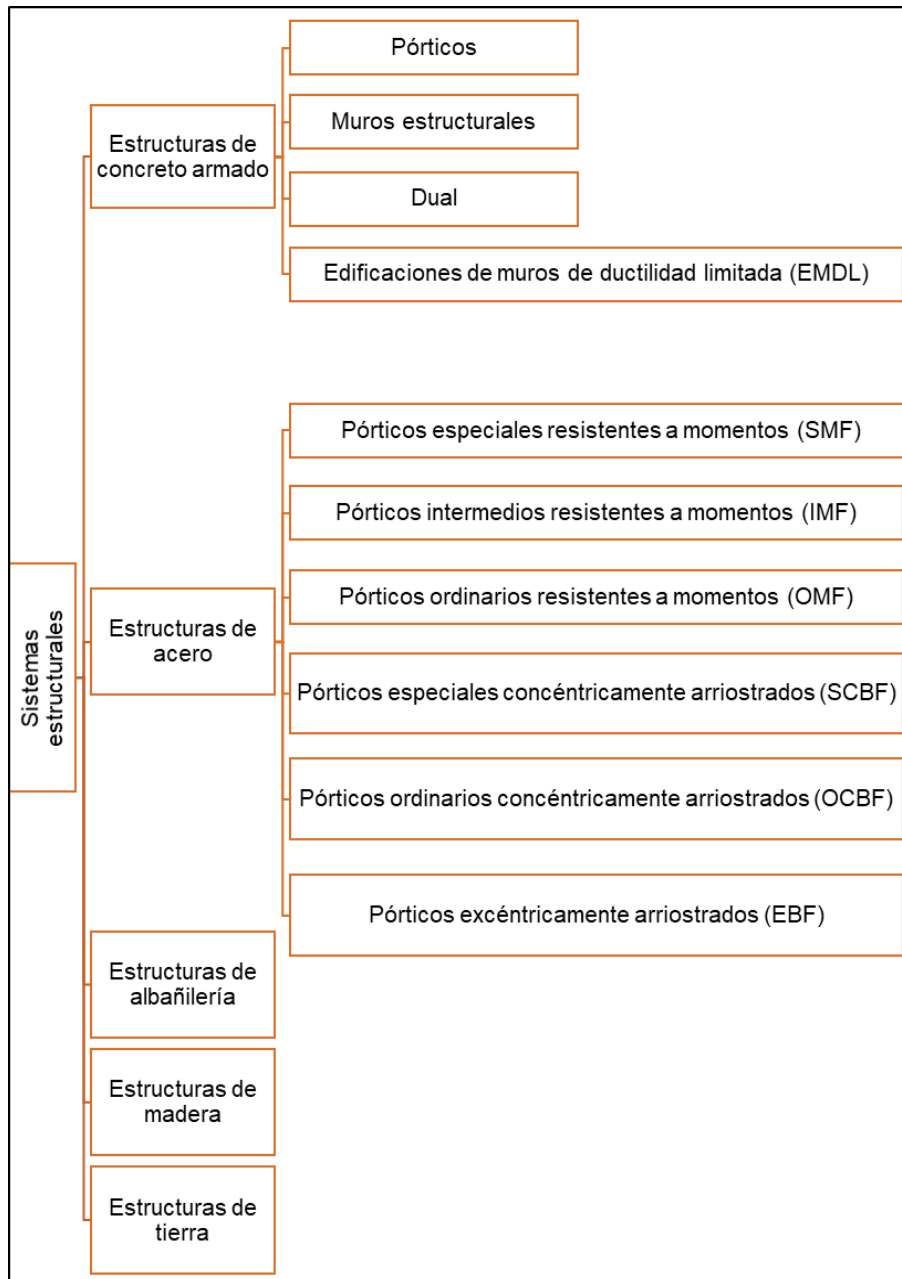


Figura 1. Sistemas estructurales.
Fuente: En base a la Norma E. 030 (MVCS, 2018).

1.3.4. Categoría de las edificaciones

Según la norma técnica E.030 (MVCS, 2018), las categorías de las edificaciones son:

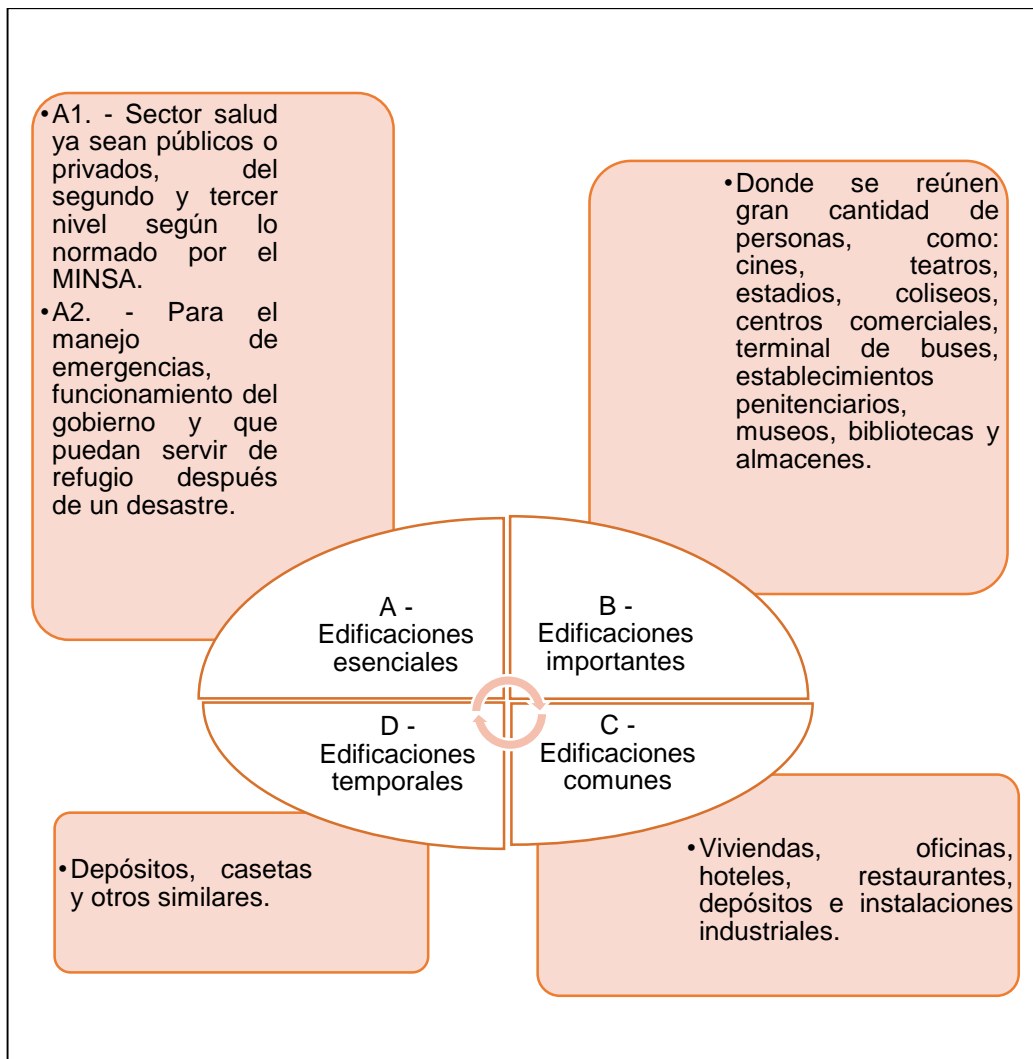


Figura 2. Categorías de las edificaciones.
Fuente: En base a la Norma E. 030 (MVCS, 2018).

1.3.5. Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes

De acuerdo a la Norma E. 030 (MVCS, 2018), este método de análisis estructural representa las demandas sísmicas mediante un conjunto de fuerzas ejerciéndose en el centro de masa de cada piso de una estructura. Su aplicación puede ser en todas las estructuras regulares o irregulares que se ubiquen en la zona Z1, de encontrarse en otras zonas sísmicas también puede ser aplicado en estructuras regulares de altura menor a 30 m y en edificaciones de muros de concreto armado que son portantes y albañilería armada o confinada con una altura menor a 15 m, a pesar de ser irregulares (Olarte et al., 2017). Asimismo, se debe corroborar los siguientes:

Tabla 1 Consideraciones del análisis estático.

Consideración	Especificaciones
Cortante de la base	$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$ $\frac{C}{R} \geq 0.11$
Variación de la fuerza sísmica por piso	$F_i = \alpha_i \cdot V$ $\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$ <p>Donde n es la cantidad de pisos de la edificación, k es un exponente según el periodo fundamental de vibración (T), de ser T menor o igual a 0.5 s entonces k es 1 y de ser T mayor a 0.5, $k = (0.75 + 0.5T) \leq 2$.</p>
Periodo fundamental de vibración	$T = \frac{h_n}{C_T}$ <p>Donde C_T puede ser 0.35, 0.45 y 0.60. Alternativamente se tiene:</p> $T = 2\pi \sqrt{\frac{(\sum_i^n P_i d_i^2)}{(g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i)}}$
Excentricidad accidental	$M t_i = \pm F_i \cdot e_i$ <p>La excentricidad de una edificación es de 0.05 veces la dimensiona de la misma en la dirección perpendicular al sismo o la fuerza actuante.</p>
Fuerzas sísmicas verticales	<p>La fuerza sísmica vertical es:</p> $\frac{2}{3} Z \cdot U \cdot S$ <p>Su uso es de suma importantica en edificaciones con grandes longitudes de volado.</p>

Fuente: En base a la Norma E. 030 (MVCS, 2018).

1.3.6. Análisis dinámico modal espectral

Según la Norma E. 030 (MVCS, 2018), este método puede ser aplicado a cualquier tipo de estructura. El análisis dinámico modal espectral ayuda a obtener las derivas y fuerzas en los diferentes elementos del sistema estructural, utilizando espectros de diseño suavizados que vienen a ser el promedio de varios movimientos sísmicos (Papadopoulos et al., 2018).

Tabla 2 Consideraciones del análisis dinámico.

Consideración	Especificaciones
Modos de vibración	<p>Se calculan según procedimientos que tomen en cuenta las características de rigidez y la distribución de masas. El modelamiento es correcto cuando la suma de las masas efectiva se como mínimo el 90 % de la masa total, considerando por lo menos tres modos de vibración.</p>
Aceleración espectral	$S_d = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot g$ <p>En la dirección Z de una edificación puede aplicarse el espectro de respuesta igual a los 2/3 del espectro utilizado en la dirección horizontal, donde se considera:</p> $T < 0.2T_p \quad C = 1 + 7.5 \left(\frac{T}{T_p} \right)$
Criterios de combinación	<p>Se debe obtener una respuesta máxima esperada (r) para las fuerzas internas y los parámetros globales Siendo la máxima respuesta elástica: $r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j}$</p> <p>Las respuestas modales y desplazamientos son:</p> $\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^{\frac{3}{2}}}{(1-\lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1+\lambda)^2}$ $\lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i}$ <p>Alternativamente se tiene:</p> $r = 0.25 \sum_{i=1}^m r_i + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$
Fuerza cortante mínima	<p>Si la estructura es regular la fuerza cortante del primer piso de una edificación obtenida con el sismo dinámico no puede ser menor al 80 % de la fuerza obtenida con el sismo estático; ni 90 % menor cuando son edificaciones irregulares, esto en cada una de las direcciones. Si lo mencionado anteriormente no se cumple, se debe escalar el sismo menor para su posterior diseño.</p>
Excentricidad accidental (efectos de torsión)	<p>Esta es igual a 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis, en cada caso se debe considerar el signo más desfavorable.</p>

Fuente: En base a la Norma E. 030 (MVCS, 2018).

1.3.7. Esquemmatización de las fundaciones en el comportamiento estructural

Como se ha mencionado, la interacción suelo – estructura, varía la perspectiva común en la que se considera que la fundación está compuesta por un sistema infinitamente rígida, hacia una concepción que relaciona un trabajo en conjunto de la estructura y su base (Espinosa y Carrión, 2019).

Bajo lo mencionado por Espinosa y Carrión (2019), se puede decir que el enfoque de empotramiento perfecto, es dable en condiciones de frontera dentro de la mecánica de un cuerpo sólido; sin embargo, para la formulación de la interacción suelo – estructura debe de partirse de una idealización de péndulo invertido considerando que la cimentación tiene un carácter elástico-flexible (Olarte et al., 2017), tal como se muestra en la siguiente figura:

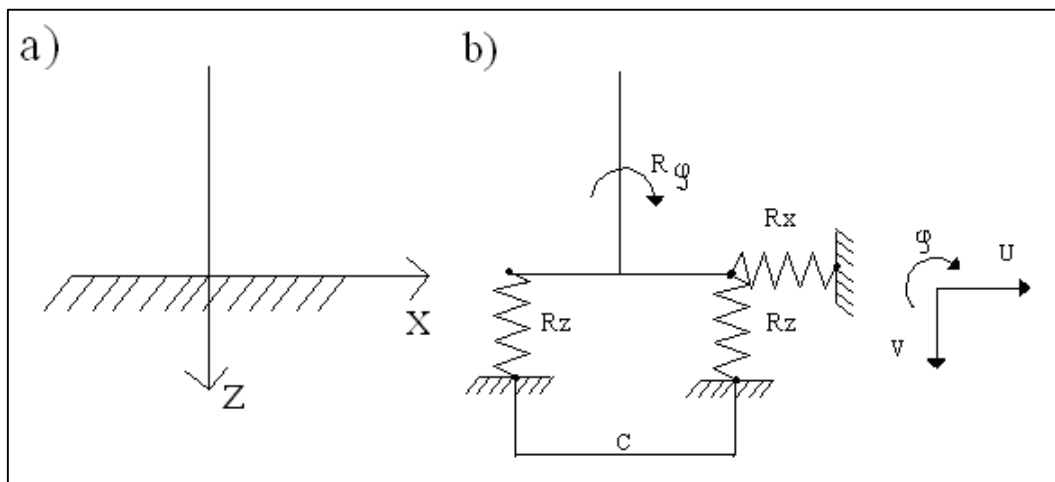


Figura 3. Esquemas de los modelos convencional (a) y el de la interacción suelo – estructura (b).
Fuente: Villarreal (2009).

1.3.8. Interacción suelo - estructura

El modelamiento de estructuras considerando su interacción con el suelo es un procedimiento poco utilizado en muchos países; sin embargo, la importancia de poder considerarlo radica en que un evento sísmico afecta a una edificación desde la cimentación (Espinosa y Carrión, 2019).

Las propiedades del suelo (como la rigidez, tipología y disposición), junto con las características de la edificación, juegan un papel muy importante en el comportamiento estructural de una estructura (Nazarimofrad y Zahrai, 2018). Por tal razón, al no considerar las características ya mencionadas del suelo, este podría

inducir en error al estructuralista en el cálculo de las dimensiones y de las cuantías de los elementos que soportan la carga (Espinosa y Carrión, 2019).

Es por lo mencionado que la interacción suelo – estructura considera para un análisis sísmico, que la rigidez de la fundación debe estar compuesta por un sistema idealizado como resortes (Espinosa y Carrión, 2019).

Por lo mencionado anteriormente la interacción suelo – estructura, puede considerarse como el contactor dinámico de la edificación y el suelo de fundación (Muriá-Vila, Camargo y Aldama, 2017); para lo cual se han formulado una variedad de modelos matemáticos, basados fundamentalmente en considerar la base de fundación un espacio semi elástico que soporta la acción sísmica una serie de ondas (Espinosa y Carrión, 2019).

1.3.9. Modelos para la interacción suelo – estructura

Método del balasto de Winkler

Este método es uno de los que mayor aplicación y aceptabilidad han tenido; debido a que supone el suelo a un equivalente a una cantidad de resortes elásticos o bielas articuladas; al que ha su rigidez se le denomina módulo de balasto (K_s) y el cual se puede determinar mediante la tensión necesaria (q) para penetrar una placa de 0.05 pulgadas de espesor sobre el suelo, ocasionando una deformación de 0.127 cm (Ghandil y Aldaikh, 2016); esta definición puede comprenderse mediante la siguiente figura, en la que K_s es la pendiente que se da en la gráfica de esfuerzo-deformación cuando se llegue a una deformación de 0.127 cm (Anyaipoma, 2019).

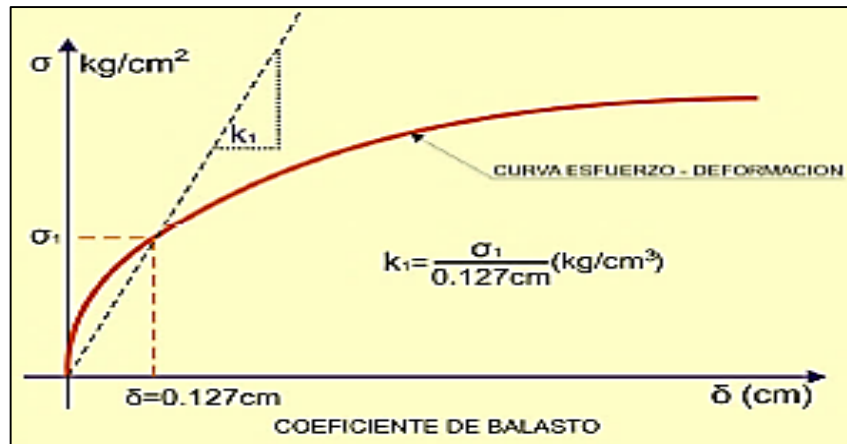


Figura 4. Curva esfuerzo – deformación, para determinar el coeficiente de balasto.
Fuente: Anyaipoma (2019).

Según Escobar (2019) la aceptación del método se debe a que permite una asimilación de la interacción suelo – estructura mediante métodos matriciales en el modelamiento de las funciones ya sean de forma de vigas o plateas; para ello basta con disgregar el elemento de fundación en proporciones más pequeñas e incluir resortes con rigideces correspondientes al balasto, que se muestra en la siguiente figura.

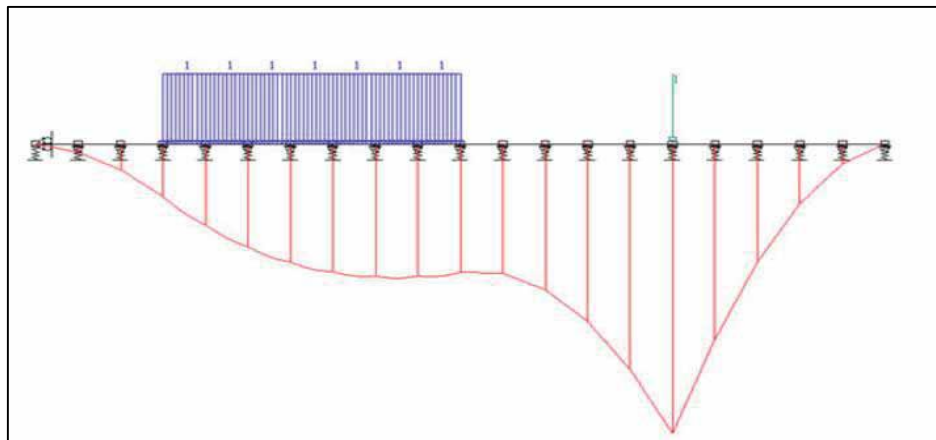


Figura 5. Modelo de rigidez de balasto.
Fuente: Escobar (2019).

Para Ma, Gao y Liu (2017) una de las factibilidades de la aplicación de este método es la consideración del módulo de balasto para un facilitar la estimación de la interacción suelo – estructura; la cual se, muestra a continuación:

Tabla 3 Tabla del módulo de balasto obtenido por Nelson Mórrison.

σ admisible (kg/cm ²)	Winkler (kg/cm ³)	σ admisible (kg/cm ²)	Winkler (kg/cm ³)	σ admisible (kg/cm ²)	Winkler (kg/cm ³)
0.29	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80

0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Fuente: Anyaipoma (2019).

Modelo dinámico D.D Barkan – O.A Savinov

Según Villarreal (2020) este modelo está compuesto por las siguientes relaciones:

$$K_Z = C_Z * A \quad (\text{Ecuación 1})$$

$$K_X, K_Y = C_X * A \quad (\text{Ecuación 2})$$

$$K_{\phi x}, K_{\phi y} = C_{\phi} * I_{x,y} \quad (\text{Ecuación 3})$$

Dónde: C_z , C_{ϕ} , coeficientes de compresión clásica uniforme y no uniforme; C_x , coeficiente de desplazamiento elástico uniforme; A , área de la base de la cimentación.

De acuerdo a lo que recomienda Villarreal (2020) para obtener los coeficientes de compresión, se ha aplicado el modelo M.M. Filonenko – Borodich; lo cual da como resultado lo siguiente:

$$C_Z = X_Z \cdot \frac{E}{1 - \mu^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}} \quad (\text{Ecuación 4})$$

$$C_X = X_X \cdot \frac{E}{(1 + X_X \mu)(1 + \mu)} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}} \quad (\text{Ecuación 5})$$

$$C_{\varphi x} = C_{\varphi y} = X_\varphi \cdot \frac{E}{1 - \mu^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}} \quad (\text{Ecuación 6})$$

Donde: X_Z, X_X, X_φ son coeficiente que dependen de la relación en las dimensiones de la base de la cimentación; μ , coeficiente de Poisson.

Cabe mencionar que, según Liu et al. (2019), las ecuaciones mostradas anteriormente son una parte de la solución, pues para complementar el cálculo fue necesario aplicar el modelo O.A. Shejter, para establecer los coeficientes C_Z, C_X, C_φ con la presión estática ρ ; por lo que para determinar los coeficientes de compresión y desplazamiento queda de acuerdo a lo siguiente:

$$C_Z = C_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (\text{Ecuación 7})$$

$$C_X = D_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (\text{Ecuación 8})$$

$$C_{\varphi x} = C_{\varphi y} = C_0 \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (\text{Ecuación 9})$$

Dónde: C_0, D_0 ; son coeficientes obtenidos experimentalmente al asumir que $\rho = \rho_0$; a, b , son dimensiones de la fundación en planta; $\Delta = 1 \text{ m}^{-1}$.

Según Villarreal (2020) para determinar los coeficientes C, D , se ha podido desarrollar las siguientes relaciones:

$$C_0 = 1.7 * \frac{E_0}{1 - \mu^2} * 10^{-3} \text{ (kg/cm}^3\text{)} \quad (\text{Ecuación 10})$$

$$D_0 = 1.7 * \frac{E_0}{(1 + \mu)(1 - 0.5\mu)} * 10^{-3} \text{ (kg/cm}^3\text{)} \quad (\text{Ecuación 11})$$

Mediante las ecuaciones anteriores se ha podido establecer una relación entre ambos coeficientes la cual puede expresarse como:

$$D_0 = \frac{1 - \mu}{1 - 0.5\mu} * C_0 \quad (\text{Ecuación 12})$$

De la cual se puede determinar C_0 cuando $\rho_0 = 0.2 \text{ kg/cm}^2$, elegidos según el tipo de suelo de la base de fundación, tal como se muestra a continuación:

Tabla 4. Valores de C_0 , en diferentes tipos de suelos.

Tipo de perfil	Características de la fundación	Suelo	C_0 (kg/cm ³)
S1	Roca o suelos muy rígidos	Arcilla y arena arcillosa dura ($I_L < 0$)	3
		Arena compacta ($I_L < 0$)	2.2
		Cascajo, grava, canto rodado, arena densa	2.6
S2	Suelos intermedios	Arcilla y arena arcillosa plásticas ($0.25 < I_L \leq 0.5$)	2
		Arena plástica ($0 < I_L \leq 0.5$)	1.6
		Arena polvorosa medio densa y densa ($e \leq 0.8$)	1.4
		Arenas de grano fino, mediano y grueso, independientes de su densidad y humedad	1.8
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	Arcilla y arena arcillosa de baja plasticidad ($0.5 < I_L \leq 0.75$)	0.8
		Arena plástica ($0.5 < I_L \leq 1$)	1
		Arena polvorosa, saturada, porosa ($e > 0.80$)	1.2
S4	Condiciones excepcionales	Arcilla y arena arcillosa muy blanda ($I_L > 0.75$)	0.6
		Arena movediza ($I_L > 1$)	0.6

Fuente: Villarreal (2009).

Modelo dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

De acuerdo a Aquino y Rodríguez (2015), la norma rusa considera, para determinar la rigidez, los coeficientes de: compresión uniforme K_z , desplazamiento elástico no uniforme K_x , compresión elástica no uniforme K_\varnothing y desplazamiento elástico no uniforme K_ψ ; las cuales se obtienen mediante las siguientes formulas:

$$K_z = C_z \cdot A \quad (\text{Ecuación 13})$$

$$K_x = C_x \cdot A \quad (\text{Ecuación 14})$$

$$K_\varnothing = C_\varnothing \cdot I_\varnothing \quad (\text{Ecuación 15})$$

$$K_\psi = C_\psi \cdot I_\psi \quad (\text{Ecuación 16})$$

Dónde: A, área de la cimentación; I_\varnothing , momento de inercia del área de la base de la cimentación respecto al eje horizontal; I_ψ , momento de inercia del área del área de la base de la cimentación respecto al eje vertical, que pasa por el centro de gravedad de la cimentación.

Según Aquino y Rodríguez (2015), la principal propiedad elástica de la fundación C_z , se determina mediante la siguiente fórmula:

$$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right) \quad (\text{Ecuación 17})$$

Dónde: b_0 , coeficiente que depende del tipo de suelo, suelos arenosos = 1, arenas arcillosas 1.2, arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados, arenas densas = 1.5; E , módulo de deformación del suelo y $A_{10}=10 \text{ m}^2$.

Los coeficientes complementarios se pueden determinar mediante las siguientes fórmulas:

$$C_x = 0.7 C_z \quad (\text{Ecuación 18})$$

$$C_\varphi = 2 C_z \quad (\text{Ecuación 19})$$

$$C_\psi = C_z \quad (\text{Ecuación 20})$$

Otro aspecto importante para esta metodología, según explican Aquino y Rodríguez (2015), es la amortiguación de la base de la fundación; la cual puede estimarse según la siguiente ecuación:

Para vibraciones establecidas (armónicas):

$$\xi_z = \frac{2}{\sqrt{p_m}} \quad (\text{Ecuación 21})$$

$$\xi_z = \frac{2}{\sqrt{p_m}} \quad (\text{Ecuación 22})$$

Para vibraciones no establecidas (impulsos):

$$\xi_z = 6 \sqrt{\frac{E}{C_z p_m}} \quad (\text{Ecuación 23})$$

$$\xi_z = 2 \sqrt{\frac{E}{C_z p_m}} \quad (\text{Ecuación 24})$$

$$p_m \leq \gamma_{ts} R \quad (\text{Ecuación 25})$$

Dónde: E , módulo de deformación del suelo en la fundación del suelo; C_z , coeficiente de compresión elástica; p_m , presión estática media en la fundación; γ_{ts} , coeficiente de condición de trabajo de cimentación y que depende del tipo de suelo, para arenas y arcillas = 0.7, y para otros suelos = 1; Resistencia de cálculo.

Para Villarreal (2020), las amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontal y rotacional se calculan de la siguiente manera:

$$\xi_X = 0.6\xi_Z \quad (\text{Ecuación 26})$$

$$\xi_\varphi = 0.5\xi_Z \quad (\text{Ecuación 27})$$

$$\xi_\psi = 0.3\xi_Z \quad (\text{Ecuación 28})$$

Según Villarreal (2020) también es factible aplicar como parámetro de amortiguamiento, un módulo vertical, el cual se obtiene de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\phi_Z = \frac{1.6}{\sqrt{C_Z}} \quad (\text{Ecuación 29})$$

Cabe resaltar que los módulos de vibración horizontal y vertical respecto a los ejes X y Y pueden determinarse como:

$$\phi_X = 0.6\phi_Z \quad (\text{Ecuación 30})$$

$$\phi_\varphi = 0.5\phi_Z \quad (\text{Ecuación 31})$$

$$\phi_\psi = 0.3\phi_Z \quad (\text{Ecuación 32})$$

1.4. Formulación y sistematización del problema

¿Cuál es el comportamiento sísmico con el modelo interacción suelo – estructura, para la ampliación de un edificio en la provincia Huamanga - Ayacucho?

1.5. Justificación del estudio

1.5.1. Justificación práctica

El desarrollo de la presente investigación es importante, pues mediante esta se ha podido determinar la importancia que posee el considerar en el modelamiento, la interacción entre el suelo y la estructura, destacándose así que su aplicación en el desarrollo de proyectos que consideren más de 5 pisos de altura, tiene un efecto importante, que resulta riesgoso ante la ocurrencia de sismos de gran magnitud.

1.5.2. Justificación metodológica

Con el desarrollo del presente informe se ha podido establecer una justificación metodológica basada especialmente en la manera correcta de la ejecución del

modelamiento de edificaciones considerando la interacción suelo – estructura; el cual podrá servir de guía a nuevas investigaciones referentes al tema de investigación.

1.6. Hipótesis

Si se evalúa con el modelo interacción suelo – estructura, se verifica el comportamiento sísmico de un edificio en la Provincia Huamanga – Ayacucho, para su ampliación.

1.7. Objetivos

1.7.1. Objetivo general

Evaluar el comportamiento sísmico, con el modelo interacción suelo – estructura, para la ampliación de un edificio en la Provincia Huamanga - Ayacucho.

1.7.2. Objetivos específicos

- a) Realizar el análisis sísmico dinámico espectral, mediante el uso del programa ETABS, en un edificio en la Provincia Huamanga - Ayacucho.
- b) Establecer el comportamiento sísmico mediante el modelo interacción suelo - estructura, aplicando el programa ETABS, de un edificio en la Provincia Huamanga - Ayacucho.

II. MARCO METODOLÓGICO

2.1. Tipo y diseño de la investigación

2.1.1. Tipo de investigación

El tipo de investigación de la presente tesis es el aplicado, esto fundamentado en lo mencionado por Bernal (2010), quien establece que una investigación aplicada utiliza conocimiento ya existentes para poder establecer o plantear alternativas de soluciones a un problema que aqueja a un determinado grupo. En este sentido, para el desarrollo de la tesis fue necesario la aplicación de la teoría del análisis sísmico dinámico y el análisis del comportamiento estructural de una edificación al considerar la interacción del suelo; esto con la finalidad de poder establecer un modelamiento de edificaciones más seguras y por ende mejor diseñadas.

2.1.2. Diseño de la investigación

El diseño de la presente investigación será no experimental debido a que no se manipulará intencionalmente las variables consideradas en la investigación.

También será de corte transversal, pues según Hernández, Fernández y Baptista (2014), esto se da cuando la toma de información se dio en un solo momento o en un tiempo controlado.

En la investigación se considerará para el diseño mencionado el siguiente esquema

$$M \rightarrow O$$

Donde:

M: Edificación correspondiente a una vivienda multifamiliar de la Asociación Pro Vivienda Janet Vásquez 11 de Junio, ubicado en el Distrito de Ayacucho, Provincia de Huamanga, en el Departamento de Ayacucho.

O: Observación del comportamiento sísmico de la edificación.

2.2. Variables y operacionalización

2.2.1. Variable

Variable independiente (X): Interacción suelo – estructura.

Variable dependiente (Y): Comportamiento estructural.

2.2.2. Operacionalización de la variable

Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Indicadores	Escala
Variable independiente (X): Interacción suelo - estructura	El modelamiento de estructuras considerando su interacción con el suelo es un procedimiento poco utilizado en muchos países; sin embargo, la importancia de poder considerarlo radica en que un evento sísmico afecta a una edificación desde la cimentación (Espinosa y Carrión, 2019)	El modelamiento requiere de la determinación del factor de uso, zona y el periodo de vibración; además se debe tener en cuenta el coeficiente de balasto.	-Factor de uso. - Factor de zona. - Coeficiente de balasto. - Pisos de la edificación.	-Adimensional -Adimensional -kg/cm ³ - Número
Variable dependiente (Y): Comportamiento sísmico	Es la respuesta de una edificación, ante las ocurrencias de solicitaciones, como los sismos.	El comportamiento estructural, de una edificación multifamiliar se mide por medio de los esfuerzos internos que se presentan ante solicitaciones (momentos flectores y fuerzas cortantes) y las derivas	- Periodo de vibración -Fuerzas cortantes -Momentos flectores -Derivas	- Segundos -Kg -Kg.m -mm/mm

2.3. Población y muestra

2.3.1. Población

La población correspondió a las viviendas multifamiliares de la Asociación Pro Vivienda Janet Vásquez 11 de junio, ubicado en el Distrito de Ayacucho, Provincia de Huamanga, en el Departamento de Ayacucho.

2.3.2. Muestra

La muestra, de acuerdo al tipo de muestreo no probabilístico o intencional correspondió a una vivienda multifamiliar ubicada en el Jr. Olarte Mz K, Lt 11 de la Asociación Pro Vivienda Janet Vásquez 11 de junio, ubicado en el Distrito de Ayacucho, Provincia de Huamanga, en el Departamento de Ayacucho.

2.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Las técnicas que serán aplicadas para la recolección de datos serán los siguientes:

Observación no estructurada

Esta técnica consistió en la recolección de información, mediante el desarrollo de la observación no planificada que se ejecutó al momento del trabajo en campo al momento de la recolección de muestras de suelo para el estudio en laboratorio.

Análisis documental

La cual estuvo enfocada en la recopilación de información necesaria para la selección de antecedentes y el modelamiento de la estructura seleccionada mediante la aplicación del software ETABS.

El principal instrumento con el que se determinó el comportamiento estructural del edificio, fue el ETABS, el cual es un software especializado en el análisis sísmico de edificaciones.

2.5. Método de análisis de datos

La tesis fue desarrollada mediante un enfoque cuantitativo, por lo que el método de análisis de los datos, siguieron sus lineamientos, es decir, se hizo uso de la estadística descriptiva para la generalización de la información obtenidas; además que para medir las variables se consideraron programas especializados como ETABS y Microsoft Excel, con el que se procesaron y ordenaron la información obtenida.

2.5.1. Procedimiento de la investigación

Predimensionamiento

- En primera instancia se predimensionó el peralte de la losa aligerada unidireccional, para lo cual se consideró la luz libre entre el eje C-C y D-D de 3.43 m, prosiguiendo con la aplicación de la siguiente fórmula:

$$Espesor = \frac{343 \text{ cm}}{25 \text{ cm}} = 13.72 \text{ cm}$$

Por lo cual se asumió 17 cm, al ser el mínimo requerido; sin embargo, al realizar el modelamiento de la estructura mediante el software ETABS, se definió un espesor final de 20 cm; siendo además el espesor más común en las edificaciones de este tipo.

Consecuentemente, se predimensionó las vigas peraltadas acorde a la luz, por ello en la Tabla 5 se tiene los resultados para las vigas principales (eje X-X) de la misma que se asumió como peralte a 0.45 m, del mismo modo, en la Fuente: Elaboración propia.

- Tabla 6 se tiene para las vigas secundarias (eje Y-Y) llegándose asumir para uniformizar un peralte de 0.35 m.

Tabla 5. Predimensionamiento de vigas principales.

Vigas en dirección X-X	Luz (m)	Peralte (m)	
		Luz libre/10	Luz libre/12
VP - 01	4.20	0.42	0.35
VP - 02	1.35	0.14	0.11
VP - 03	4.20	0.42	0.35
VP - 04	4.20	0.42	0.35
VP - 05	1.35	0.14	0.11
VP - 06	4.20	0.42	0.35
VP - 07	4.20	0.42	0.35

VP - 08	1.35	0.14	0.11
VP - 09	4.20	0.42	0.35
VP - 10	4.20	0.42	0.35
VP - 11	1.35	0.14	0.11
VP - 12	4.20	0.42	0.35

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 6. Predimensionamiento de vigas secundarias.

Vigas en dirección Y-Y	Luz (m)	Peralte (m)	
		Luz libre/10	Luz libre/12
VS - 01	3.34	0.33	0.28
VS - 02	3.30	0.33	0.28
VS - 03	3.43	0.34	0.29
VS - 04	3.34	0.33	0.28
VS - 05	3.30	0.33	0.28
VS - 06	3.43	0.34	0.29
VS - 07	3.34	0.33	0.28
VS - 08	3.30	0.33	0.28
VS - 09	3.43	0.34	0.29
VS - 10	3.34	0.33	0.28
VS - 11	3.30	0.33	0.28
VS - 12	3.43	0.34	0.29

Fuente: Elaboración propia.

- Por último, se predimensionó las columnas para lo cual se esquematizó el sistema tal como se representa en la Figura 6 y Figura 7.

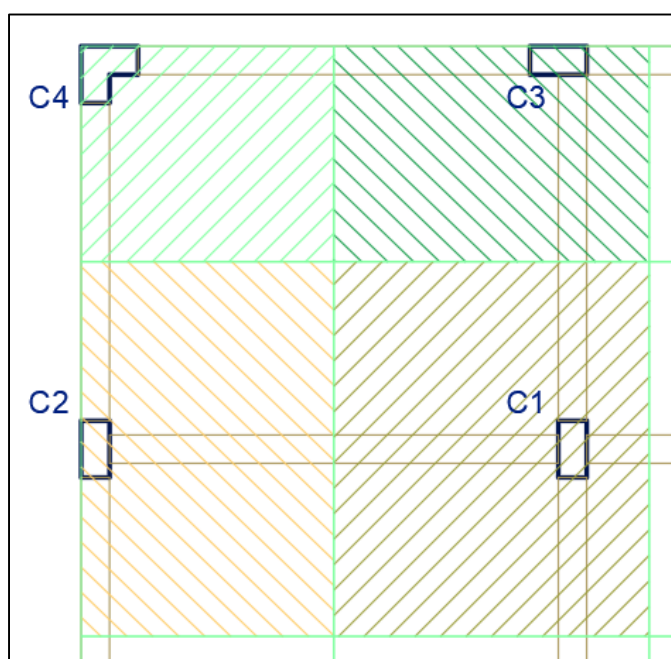


Figura 6. Esquema para el predimensionamiento de columnas – primer nivel.

Fuente: Elaboración propia.

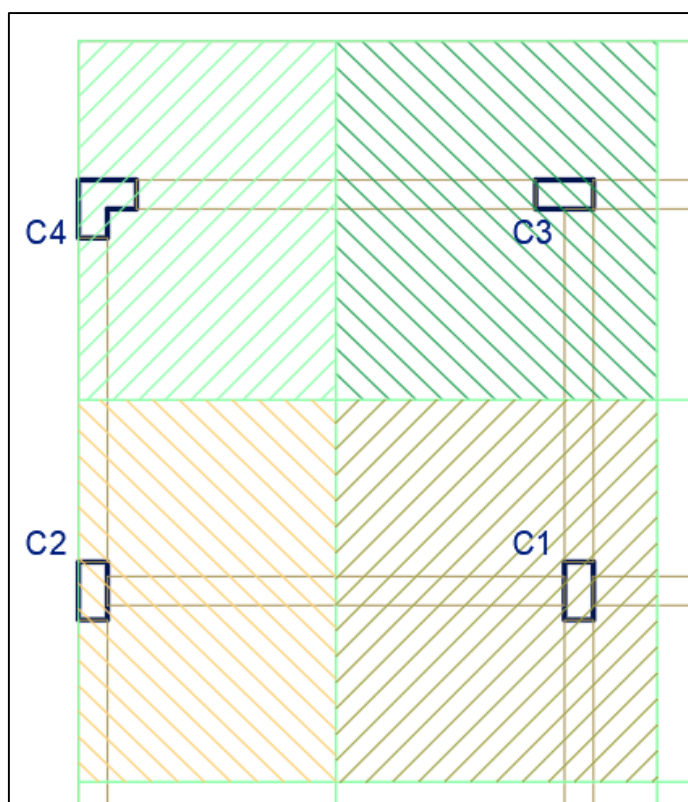


Figura 7. Esquema para el predimensionamiento de columnas – segundo, tercero, cuarto y quinto nivel.
Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente, se determinó la carga última por m^2 tal como se muestra en la Tabla 7 lo cual resultó 1082 kg/m^2 .

Tabla 7. Metrado de cargas.

Tipo de carga	Valor	
De servicio	200	kg/m^2
Peso del aligerado	280	kg/m^2
Peso de acabados	100	kg/m^2
Tabiquería móvil	150	kg/m^2
Total de carga última	1082	kg/m^2

Fuente: Elaboración propia.

Consecuentemente, se determinó el área tributaria por tipo de columna tal como se muestra en la Tabla 8:

Tabla 8. Área tributaria por tipo de columna y piso.

Piso	Área tributaria por tipo de columna (m ²)			
	C1	C2	C3	C4
Primero	9.16	7.34	5.27	4.23
Segundo	9.16	7.34	8.60	6.90
Tercero	9.16	7.34	8.60	6.90
Cuarto	9.16	7.34	8.60	6.90
Quinto	9.16	7.34	8.60	6.90

Fuente: Elaboración propia.

Con ello se procedió a calcular la carga para cada tipo de columna y por piso según se detalla en la Tabla 9:

Tabla 9. Carga por piso y por tipo de columna.

Piso	Carga por tipo de columna (kg)			
	C1	C2	C3	C4
Primero	9911.12	7941.88	5702.14	4576.86
Segundo	9911.12	7941.88	9305.20	7465.80
Tercero	9911.12	7941.88	9305.20	7465.80
Cuarto	9911.12	7941.88	9305.20	7465.80
Quinto	9911.12	7941.88	9305.20	7465.80
Total para el primer piso (kg)	49555.60	39709.40	42922.94	34440.06
Total para el segundo piso (kg)	39644.48	31767.52	37220.80	29863.20
Total para el tercer piso (kg)	29733.36	23825.64	27915.60	22397.40
Total para el cuarto piso (kg)	19822.24	15883.76	18610.40	14931.60
Total para el quinto piso (kg)	9911.12	7941.88	9305.20	7465.80

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente aplicando lo recomendado para el predimensionamiento según la Tabla 10 se logró obtener el área para cada tipo de columna tal como se muestra en la Tabla 11; por consiguiente, por fines prácticos se asumió las dimensiones de cada columna tal como se muestra en la Tabla 12.

Tabla 10. Criterios de dimensionamiento para columnas.

Consideraciones		Valores
Columna C1 (para los primeros pisos)	Columna interior N > 3 pisos	n = 0.30 P = 1.10 PG
Columna C1 (para los 4 últimos pisos superiores)	Columna interior N > 4 pisos	n = 0.25 P = 1.10 PG
Columnas C2, C3	Columnas extremas de pórticos interiores	n = 0.25 P = 1.25 PG
Columnas C4	Columna de esquina	n = 0.20 P = 1.50 PG

Fuente: Diseño en concreto armando Morales (2006).

Tabla 11. Área calculada por tipo de columna.

Piso	Área de columnas (cm ²)			
	C1	C2	C3	C4
Primero	1038.31	945.46	1021.97	1230.00
Segundo	830.65	756.37	886.21	1066.54
Tercero	622.98	567.28	664.66	799.91
Cuarto	415.32	378.18	443.10	533.27
Quinto	207.66	189.09	221.55	266.64

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 12. Dimensiones asumidas por tipo de columna.

Tipo de columna	Ancho (cm)	Largo (cm)	Área (cm ²)
C1	40	25	1000
C2	40	25	1000
C3	25	40	1000
C4	35	35	1225

Fuente: Elaboración propia.

Dimensionamiento de zapatas

El predimensionamiento de las zapatas se realiza después de la determinación de las dimensiones de finales de la estructura, pues es un parámetro importante para la determinación de los coeficientes de rigidez que serán utilizados en la modelación mediante la metodología de Barkan.

Los valores obtenidos para las zapatas se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 13. Dimensiones de la zapata Z1.

Ítem	Valor	Unidad
Zapata	Z1	
Carga muerta	35463.36	Kg
Carga viva	6236.98	Kg
Df =	1.50	m
S/C =	400.00	Kg/m ²
t1 =	0.50	m
t2 =	0.50	m
hc =	0.20	m
Ym =	1725.00	Kg/m ³
σt =	1.12	Kg/cm ²
f'c =	210.00	Kg/cm ²
f'c =	210.00	Kg/cm ²
fy =	4200.00	Kg/cm ²
σn =	0.77	Kg/cm ²
Azap =	53928.66	cm ²
Dimensión:	2.35 x 2.35	m

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 14. Dimensiones de la zapata Z2.

Ítem	Valor	Unidad
Zapata	Z2	
Carga muerta	20302.66	Kg
Carga viva	5826.61	Kg
Df =	1.50	m
S/C =	400.00	Kg/m ²
t1 =	0.25	m
t2 =	0.50	m
hc =	0.20	m
Ym =	1725.00	Kg/m ³
σ =	1.12	Kg/cm ²
f'c =	210.00	Kg/cm ²
f'c =	210.00	Kg/cm ²
fy =	4200.00	Kg/cm ²
σ n =	0.77	Kg/cm ²
Azap =	33791.49	cm ²
Dimensión:	2.10 x 1.85	m

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 15. Dimensiones de la zapata Z3.

Ítem	Valor	Unidad
Zapata	Z3	
Carga muerta	77482.24	Kg
Carga viva	16939.48	Kg
Df =	1.50	m
S/C =	400.00	Kg/m ²
t1 =	0.50	m
t2 =	0.25	m
hc =	0.20	m
Ym =	1725.00	Kg/m ³
σ =	1.12	Kg/cm ²
f'c =	210.00	Kg/cm ²
f'c =	210.00	Kg/cm ²
fy =	4200.00	Kg/cm ²
σ n =	0.77	Kg/cm ²
Azap =	93075.00	cm ²
Dimensión:	2.55 x 3.65	m

Fuente: Elaboración propia.

De las zapatas analizadas, el tipo Z3 es la que, debido a sus dimensiones, logra traslaparse; es por ello que dicha zapata fue asumida como una zapata combinada.

Cálculo de coeficientes de rigidez

Las determinaciones de los coeficientes de rigidez fueron determinadas en función a las dimensiones de la zapata y las cargas que se generan debido al peso de la edificación; todo ello considerando la metodología establecida por Barkan.

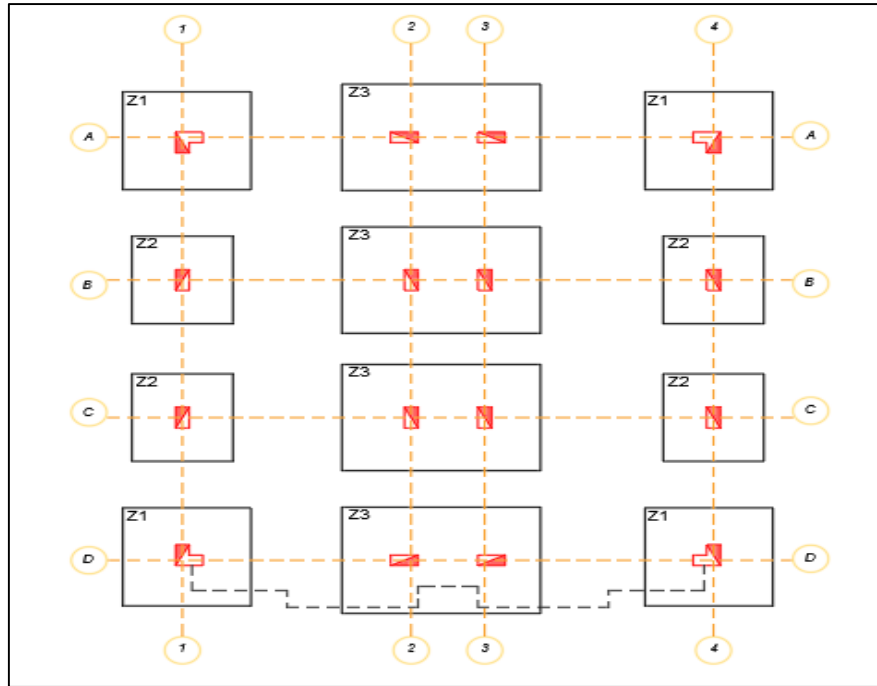


Figura 8. Esquema de distribución de la cimentación de la edificación.
Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 8 se muestra la ubicación de las zapatas, las cuales son fundamental para la estimación de los valores de rigidez en el suelo.

Tabla 16. Parámetros para la determinación de las rigideces del suelo en la zapata Z1.

Parámetros	Valores	
Largo (a):	2.35	m
Ancho (b):	2.35	m
Carga muerta (CM):	35463.36	kg
Carga viva (CV):	6236.98	kg
Peso último (Pu):	41700.34	kg
Área (A):	5.52	m ²
Coefficiente de poisson del suelo (μ):	0.35	
Coefficiente de balastro (Co):	2.00	kg/cm ³
Coefficiente de corrección de unidad (Δ):	1.00	m ⁻¹
Coefficiente de presión estática media (ρ_0):	0.20	kg/cm ²
Inercia en el eje x (I_x):	2.54	m ⁴
Inercia en el eje y (I_y):	2.54	m ⁴

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 17. Parámetros para la determinación de las rigideces del suelo en la zapata Z2.

Parámetros	Valores	
Largo (a):	1.85	m
Ancho (b):	2.10	m
Carga muerta (CM):	20302.66	kg
Carga viva (CV):	5826.61	kg
Peso último (Pu):	26129.27	kg
Área (A):	3.89	m ²
Coefficiente de poisson del suelo (μ):	0.35	

Coeficiente de balastro (Co):	2.00	kg/cm ³
Coeficiente de corrección de unidad (Δ):	1.00	m ⁻¹
Coeficiente de presión estática media (ρ_0):	0.20	kg/cm ²
Inercia en el eje x (Ix):	1.43	m ⁴
Inercia en el eje y (Iy):	1.11	m ⁴

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 18. Parámetros para la determinación de las rigideces del suelo en la zapata Z3.

Parámetros	Valores	
Largo (a):	3.65	m
Ancho (b):	2.55	m
Carga muerta (CM):	77482.24	kg
Carga viva (CV):	16939.48	kg
Peso último (Pu):	94421.72	kg
Área (A):	9.31	m ²
Coeficiente de poisson del suelo (μ):	0.35	
Coeficiente de balastro (Co):	2.00	kg/cm ³
Coeficiente de corrección de unidad (Δ):	1.00	m ⁻¹
Coeficiente de presión estática media (ρ_0):	0.20	kg/cm ²
Inercia en el eje x (Ix):	5.04	m ⁴
Inercia en el eje y (Iy):	10.33	m ⁴

Fuente: Elaboración propia.

Como se ha descrito, con la metodología establecida por Barkan se puede determinar los coeficientes de rigidez que se muestran en las anteriores tablas; estas se puedan ordenar para en función de la ubicación de la zapata de la edificación; tal como se muestra a continuación.

Tabla 19. Resumen de rigideces del suelo en las zapatas de la estructura.

Zapata	Kx (T/m)	Ky (T/m)	Kz (T.m)	K ϕ x (T.m)	K ϕ y (T.m)
Z1	894668.49	894668.49	1135540.77	1035294.06	1035294.06
Z2	3845283.49	3845283.49	4880552.12	4801399.17	9837238.06
Z2	3845283.49	3845283.49	4880552.12	4801399.17	9837238.06
Z1	894668.49	894668.49	1135540.77	1035294.06	1035294.06
Z3	355775.76	355775.76	451561.54	336833.02	261408.39
Z2	3845283.49	3845283.49	4880552.12	4801399.17	9837238.06
Z2	3845283.49	3845283.49	4880552.12	4801399.17	9837238.06
Z3	355775.76	355775.76	451561.54	336833.02	261408.39
Z3	355775.76	355775.76	451561.54	336833.02	261408.39
Z2	3845283.49	3845283.49	4880552.12	4801399.17	9837238.06
Z2	3845283.49	3845283.49	4880552.12	4801399.17	9837238.06
Z3	355775.76	355775.76	451561.54	336833.02	261408.39
Z1	894668.49	894668.49	1135540.77	1035294.06	1035294.06
Z2	3845283.49	3845283.49	4880552.12	4801399.17	9837238.06
Z2	3845283.49	3845283.49	4880552.12	4801399.17	9837238.06
Z1	894668.49	894668.49	1135540.77	1035294.06	1035294.06

Fuente: Elaboración propia.

Modelamiento de la estructura

Con los datos obtenidos se procedió con el modelamiento de la estructura el cual se detalla mediante las siguientes figuras.

Section	Property	Value	Unit
General Data	Material Name	Concreteo 210	
	Material Type	Concrete	
	Directional Symmetry Type	Isotropic	
	Material Display Color	Change...	
	Material Notes	Modify/Show Notes...	
Material Weight and Mass	Weight per Unit Volume	2.4	tonf/m³
	Mass per Unit Volume	0.244732	tonf-s²/m⁴
Mechanical Property Data	Modulus of Elasticity, E	2173706.51	tonf/m²
	Poisson's Ratio, U	0.2	
	Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099	1/C
	Shear Modulus, G	905711.05	tonf/m²
Design Property Data	Modify/Show Material Property Design Data...		

Figura 9. Asignación de los materiales.
Fuente: Elaboración propia.

La figura anterior muestra la asignación del concreto $f'c$ 210 kg/cm², los cuales serán utilizados en los elementos estructurales. Otro material que también se ha definido fue el acero de refuerzos de los elementos estructurales.

Section	Property	Value	Unit
Filter Properties List	Type	All	
	Filter		
	Clear		
	Find This Property		
	Properties List	Col 0.25x0.50	
Properties	col L		
	VP 0.25 X 0.50		
	VS 0.25 X 0.40		
	W10X12		
	Click to:	Import New Properties...	
Click to:	Add New Property...		
Click to:	Add Copy of Property...		
Click to:	Modify/Show Property...		
Click to:	Delete Property		
Click to:	Delete Multiple Properties...		
Click to:	Convert to SD Section		
Click to:	Copy to SD Section		
Click to:	Export to XML File...		
Buttons	OK		
Buttons	Cancel		

Figura 10. Asignación de las secciones estructurales.
Fuente: Elaboración propia.

Después de la asignación de las principales propiedades de los materiales utilizados, se ha procedido la definición de las secciones de las columnas y vigas, tal como se muestra en la Figura 10.

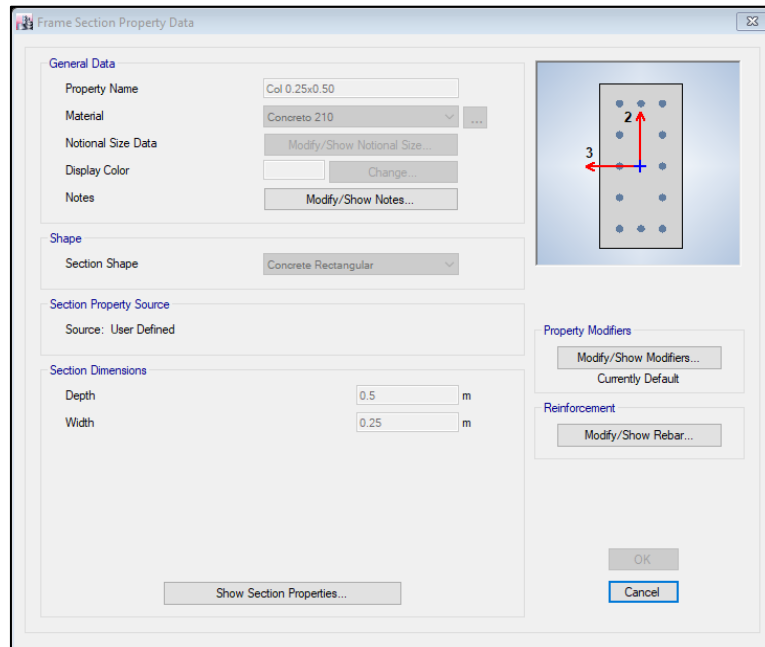


Figura 11. Vista de una de las columnas consideradas en el modelamiento.
Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 11 se muestra a modo de ejemplo la sección típica de la columna de 0.25 x 0.40.

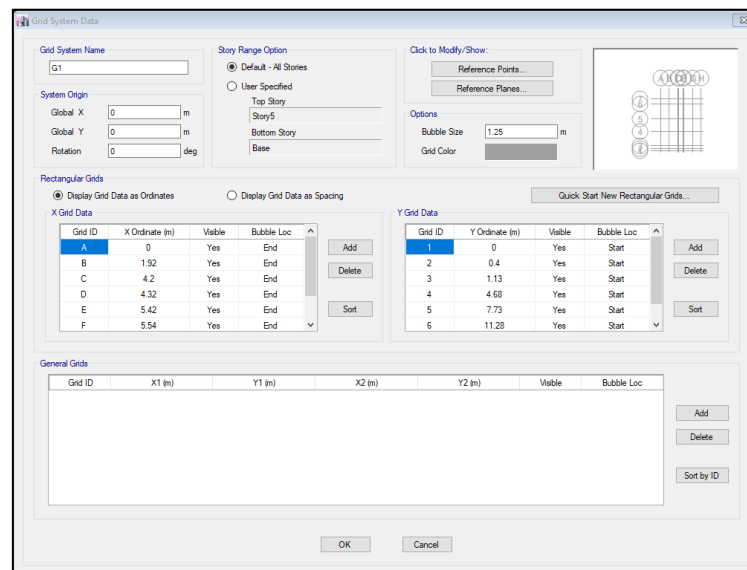


Figura 12. Definición de grillas para el dibujo de la estructura.
Fuente: Elaboración propia.

Con los elementos estructurales definidos, se procede a la elaboración de las grillas para facilitar el dibujo de la estructura.

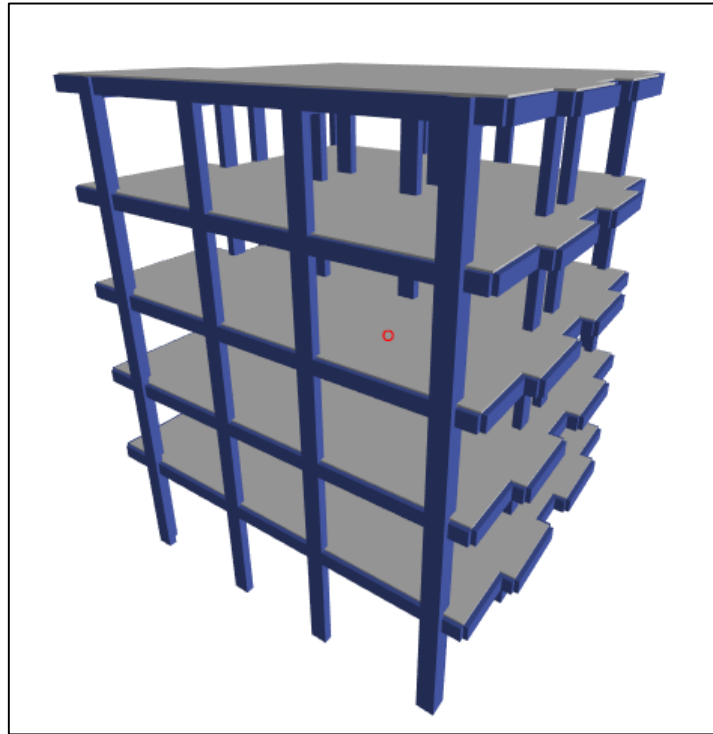


Figura 13. Vista en tres dimensiones de la estructura.
Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 13 muestra la estructura con los elementos estructurales definidos en las etapas previas.

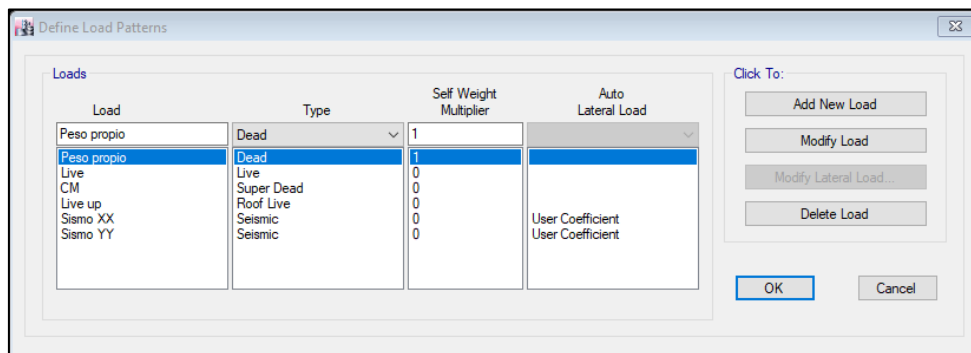


Figura 14. Asignación de las cargas consideradas en el modelamiento.
Fuente: Elaboración propia.

Posterior a la creación de los elementos estructurales, se ha procedido con la definición de las cargas que actúan en la edificación, tal como se muestra en la Figura 14.

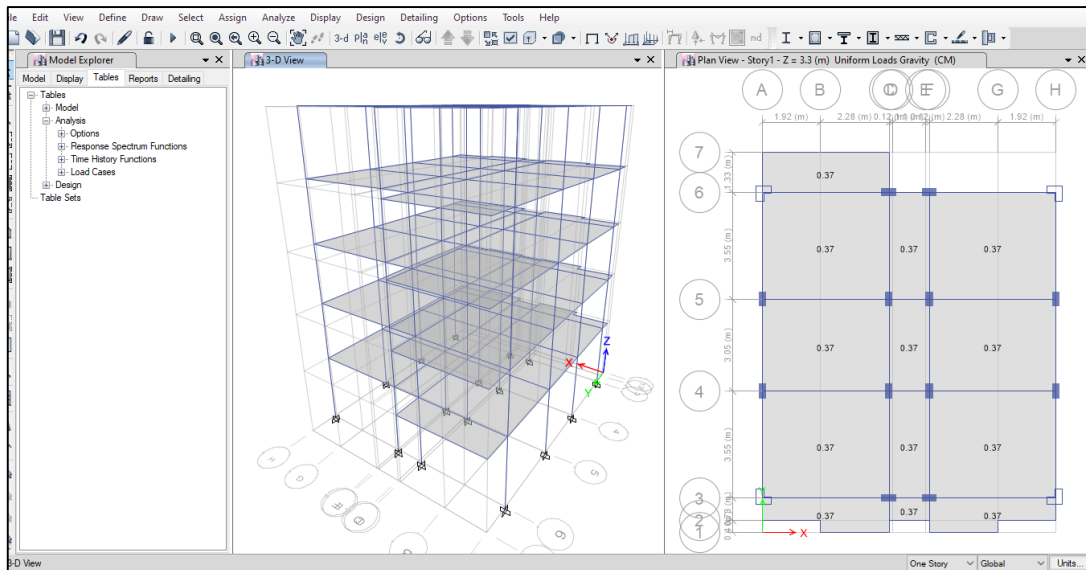


Figura 15. Asignación de las cargas en la estructura.
Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 15 se muestra la asignación de las cargas por piso en la edificación, el mismo procedimiento se ha aplicado a cada piso de la estructura.

Para que el análisis sea completo y de acorde a lo establecido en el Reglamento Nacional de Edificaciones, además de las cargas establecidas anteriormente, también se ha considerado el análisis sísmico dinámico, para ello se ha importado la función del espectro de respuesta, tal como se muestra en la siguiente figura.

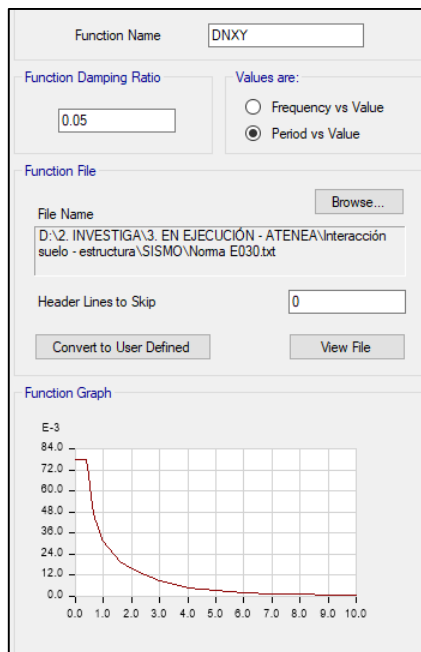


Figura 16. Definición del espectro de respuesta.
Fuente: Elaboración propia.

La función que se muestra en la Figura 16 fue determinada mediante una hoja de cálculo que considera los parámetros de zona, uso, tipo de suelo y el sistema estructural.

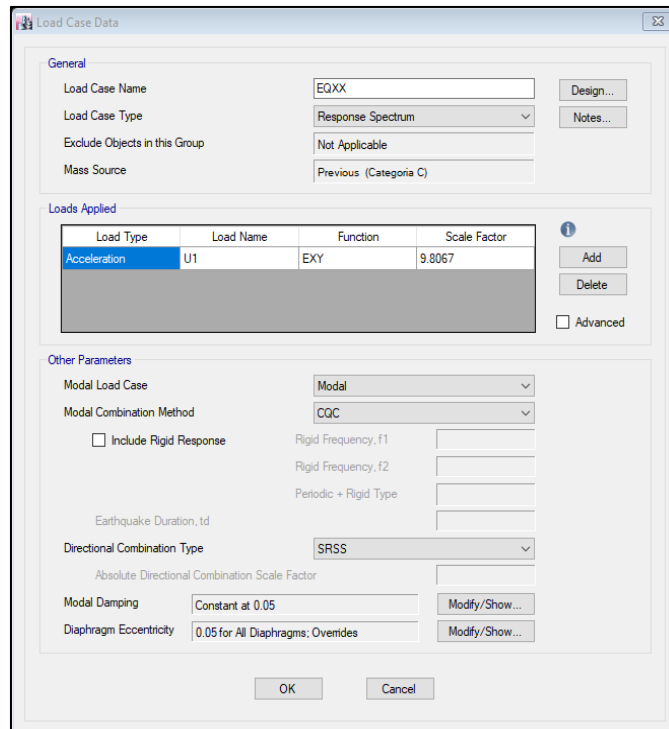


Figura 17. Generación del sismo espectral.
Fuente: Elaboración propia.

La función importada, se debe asignar mediante un caso de carga en ETABS, tal como se muestra en la Figura 17.

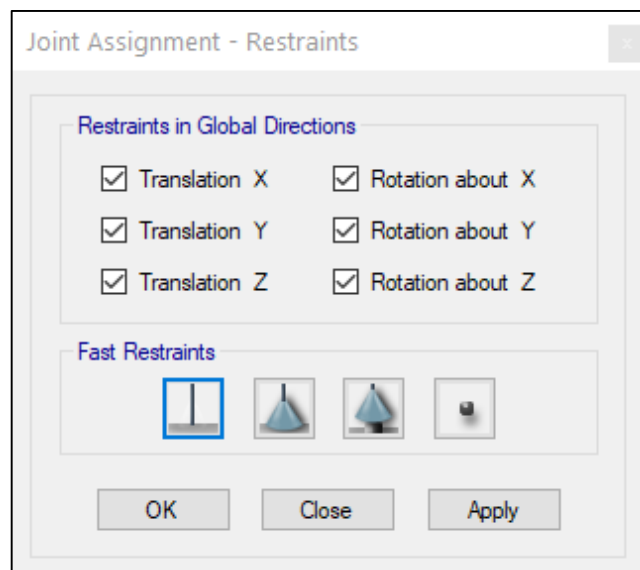


Figura 18. Asignación de restricciones.
Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente se ha procedido a la asignación de restricción en la base de la estructura, debido a que este es el método convencional, se ha considerado un empotramiento en la base de la estructura.

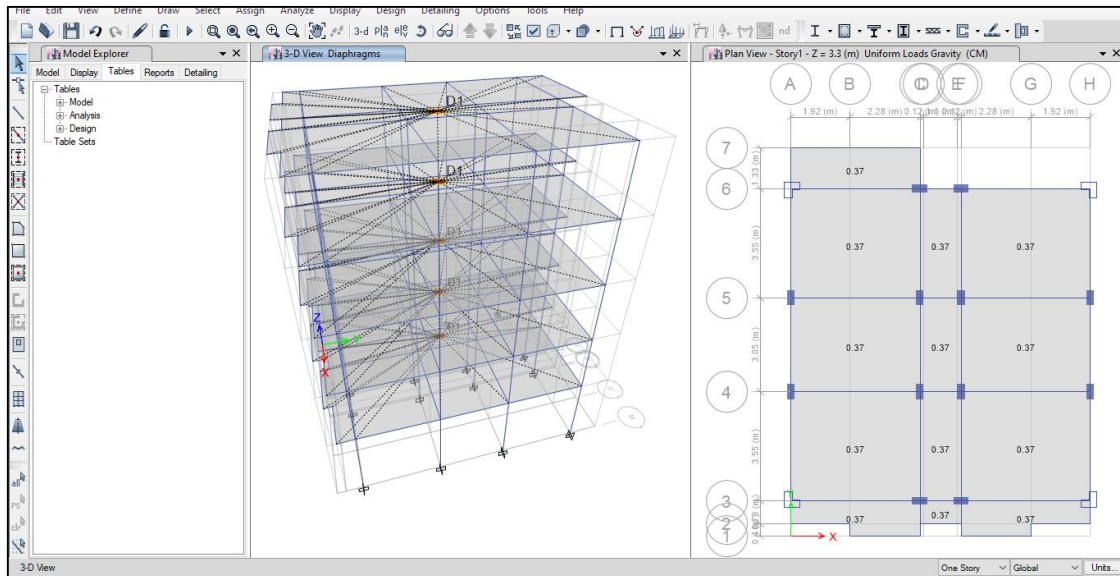


Figura 19. Asignación del diafragma rígido.
Fuente: Elaboración propia.

Otro aspecto importante que se debe de considerar para el modelamiento de la edificación es la asignación del diafragma rígido en los pisos; pues con ella se asegura un correcto comportamiento de la estructura.

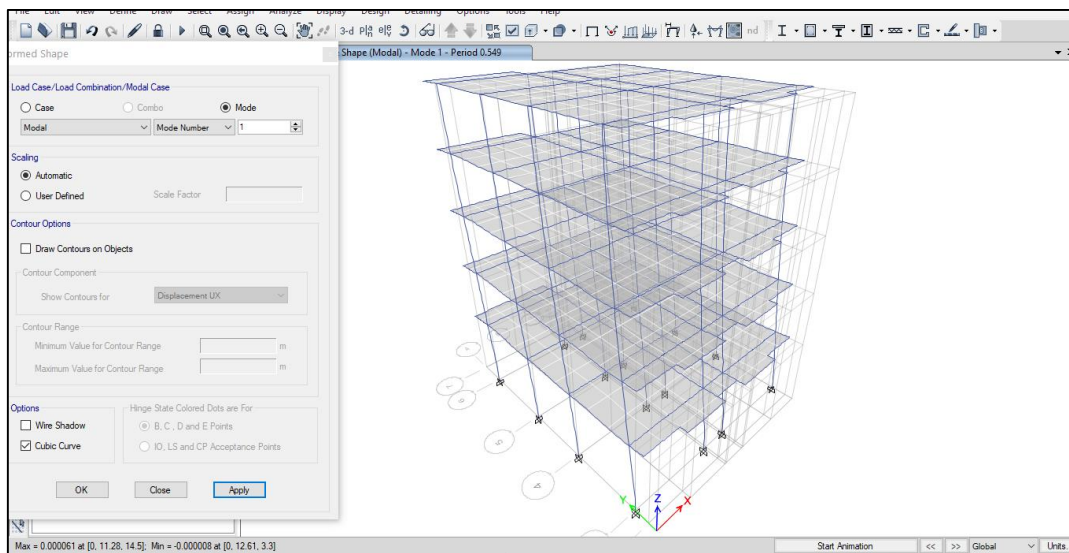


Figura 20. Vista del primer modo de vibración.
Fuente: Elaboración propia.

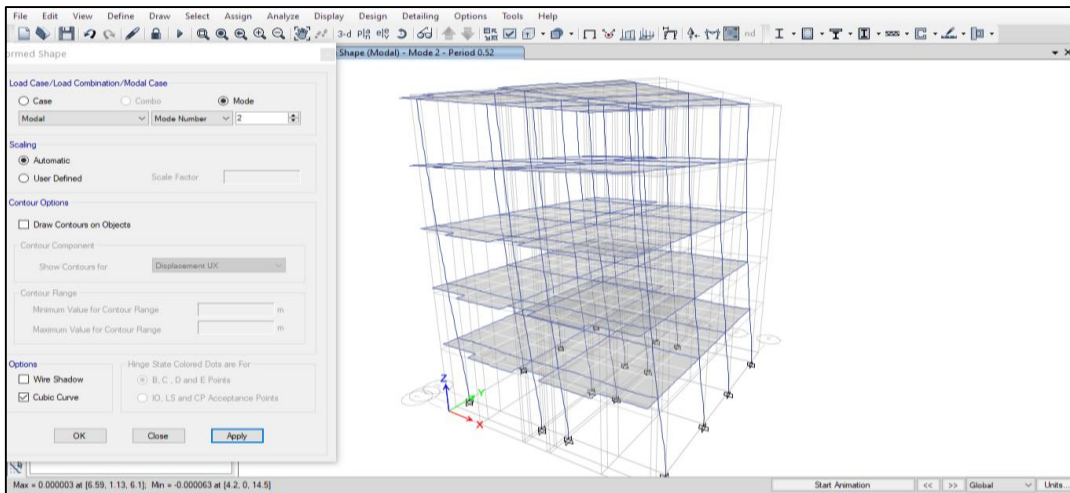


Figura 21. Vista del segundo modo de vibración.
Fuente: Elaboración propia.

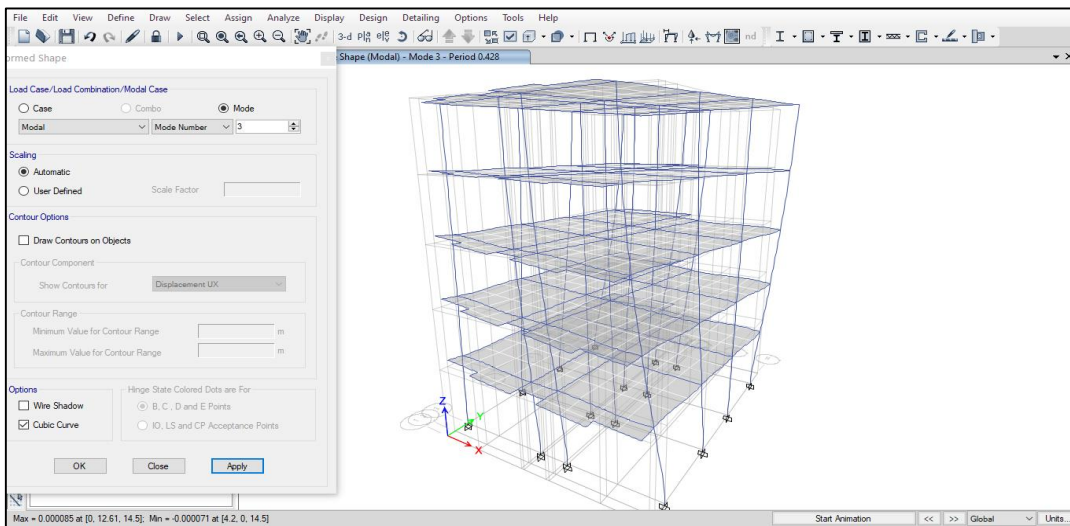


Figura 22. Vista del tercer modo de vibración.
Fuente: Elaboración propia.

Con todos los valores controlados, se ha procedido al modelamiento del modelamiento, obteniendo como primer resultado los modos de vibración de la estructura, la cuales se muestran en la Figura 20, Figura 21 y Figura 22.

Modelamiento con interacción suelo – estructura

Para el modelamiento con la interacción suelo – estructura se realizó bajo los mismos procedimientos descritos anteriormente, pero con la diferencia entre los siguientes aspectos

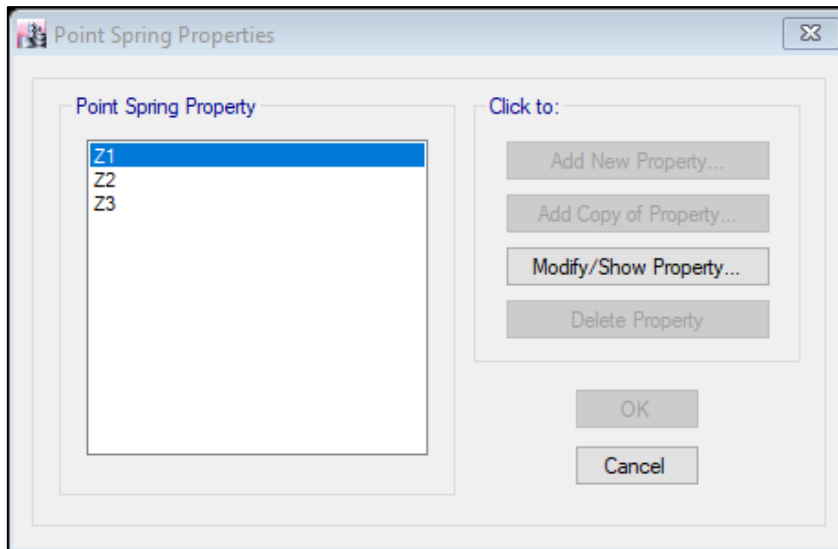


Figura 23. Asignación de propiedades a los springs.
Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 23 se muestra la asignación de las propiedades a los elementos Spring, los cuales servirán como soporte de la edificación.

Es importante mencionar que los valores que se asignaran a cada elemento Spring, fueron determinados mediante el método establecido por Barkan, el cual determinar las rigideces en X, Y y Z.

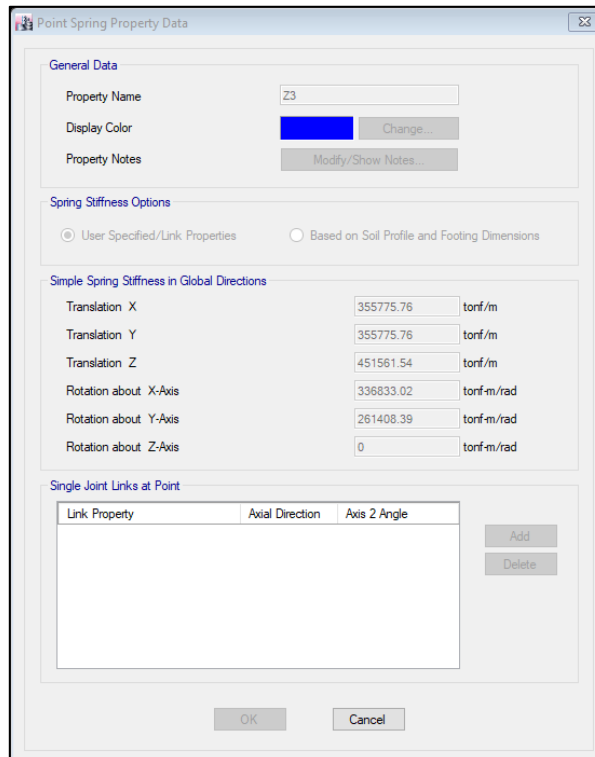


Figura 24. Valores de los springs en la zapata 3.
Fuente: Elaboración propia.

Una vez determinada las propiedades de los elementos spring, se procede asignar estos en función a la zapata obtenida anteriormente (Z1, Z2 y Z3)

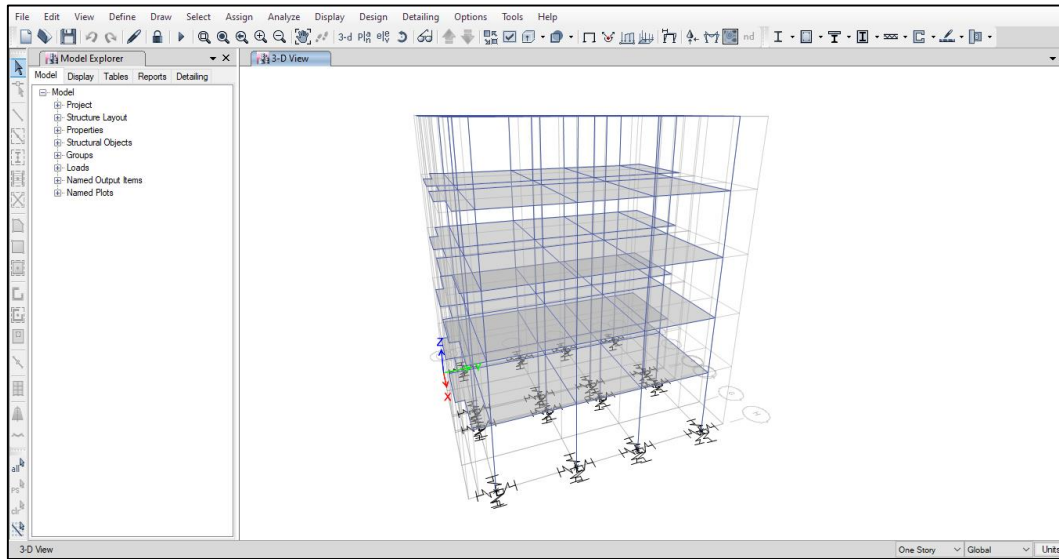


Figura 25. Vista de la asignación de las rigideces en la base de la estructura.
Fuente: Elaboración propia.

2.6. Aspectos éticos

La tesis que se presentó no tuvo ningún efecto perjudicial a los habitantes de la edificación considerada en el estudio; siendo por el contrario un beneficio, pues su desarrollo, muestra algunas deficiencias en la parte estructural que pueden tomar en cuenta antes de habitar los departamentos de la vivienda multifamiliar.

III. RESULTADOS

El desarrollo de la tesis ha considerado el análisis de la edificación, ubicada en Ayacucho (zona 2), un modelamiento mediante el software ETABS a diferentes alturas (3, 5 y 9 pisos); los cuales se muestran en los siguientes ítems.

3.1. Análisis sísmico de manera convencional

3.1.1. Comportamiento sísmico de la edificación con 3 pisos

El primer aspecto analizado en la tesis fue los diferentes parámetros como los modos de vibración, las derivas y las fuerzas internas del sismo estático y dinámico, tal como se describe a continuación.

Tabla 20. Modos de vibración de la edificación con 3 pisos sin ISE.

Modo	Periodo (s)	Suma UX	Suma UY	Suma RX	Suma RY	Suma RZ
1	0.308	0.880	0.004	0.001	0.152	0.003
2	0.304	0.884	0.878	0.160	0.153	0.005
3	0.249	0.887	0.880	0.160	0.153	0.879
4	0.097	0.983	0.880	0.161	0.943	0.880
5	0.093	0.983	0.979	0.933	0.943	0.880
6	0.077	0.983	0.980	0.935	0.945	0.980
7	0.055	1.000	0.980	0.935	1.000	0.980
8	0.051	1.000	1.000	1.000	1.000	0.980
9	0.042	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 20 se puede visualizar los modos de vibración obtenidos después del modelamiento convencional, los periodos y la suma de masas participativas en los ejes X, Y y Z.

Tabla 21. Derivas de la edificación con 3 pisos por el sismo estático X sin ISE.

Piso	Sismo	Dirección	Deriva	0.75 R	<0.007
Piso 3	Estático	X	0.000294	0.00176	Ok
Piso 2	Estático	X	0.000446	0.00268	Ok
Piso 1	Estático	X	0.000409	0.00245	Ok

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 22. Derivas de la edificación con 3 pisos por el sismo estático Y sin ISE.

Piso	Sismo	Dirección	Deriva	0.75 R	<0.007
Piso 3	Estático	Y	0.000277	0.00166	Ok
Piso 2	Estático	Y	0.000431	0.00259	Ok
Piso 1	Estático	Y	0.000381	0.00229	Ok

Fuente: Elaboración propia.

Mediante el análisis sísmico estático se ha podido determinar los diferentes valores de la deriva calculada mediante el software ETABS y las derivas inelásticas (0.75 R) que la norma E0.30 exige. Como se puede observar en la Tabla 21 y la Fuente: Elaboración propia.

Tabla 22, todas las derivas en las direcciones X y Y no sobrepasan el valor de 0.007.

Tabla 23. Fuerzas internas de la edificación con 3 pisos por el sismo estático X sin ISE.

Piso	Sismo	Dirección	VX (t)	T (t-m)	MY (t-m)
Piso 3	Estático	X	-13.8287	91.7486	-38.7205
Piso 2	Estático	X	-23.8426	158.3253	-105.4799
Piso 1	Estático	X	-29.0476	192.9351	-192.6228

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 24. Fuerzas internas de la edificación con 3 pisos por el sismo estático Y sin ISE.

Piso	Carga	Dirección	VY (t)	T (t-m)	MX (t-m)
Piso 3	Estático	Y	-13.8287	-72.1932	38.7205
Piso 2	Estático	Y	-23.8426	-124.5648	105.4799
Piso 1	Estático	Y	-29.0476	-151.7896	192.6228

Fuente: Elaboración propia.

Otro aspecto determinado fueron las fuerzas internas de la edificación, en la que, la fuerza con mayor relevancia es la cortante en la base del piso 1, el cual es de 29.0476 t en los ejes X y Y.

Tabla 25. Derivas de la edificación con 3 piso por el sismo dinámico X sin ISE.

Piso	Sismo	Dirección	Deriva	0.75 R	<0.007
Piso 3	Dinámico	X	0.000265	0.00159	Ok
Piso 2	Dinámico	X	0.000412	0.00247	Ok
Piso 1	Dinámico	X	0.000385	0.00231	Ok

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 26. Derivas de la edificación con 3 piso por el sismo dinámico Y sin ISE.

Piso	Sismo	Dirección	Deriva	0.75 R	<0.007
Piso 3	Dinámico	Y	0.000254	0.00152	Ok
Piso 2	Dinámico	Y	0.000399	0.00239	Ok
Piso 1	Dinámico	Y	0.000356	0.00214	Ok

Fuente: Elaboración propia.

Al analizar el sismo dinámico modal espectral en los ejes X y Y, se puede denotar que al igual que en el sismo estático, las derivas calculadas y las inelásticas (0.75 R) cumplen lo establecido por la normativa vigente en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

Tabla 27. Fuerzas internas de la edificación con 3 pisos por el sismo dinámico X sin ISE.

Piso	Sismo	Dirección	VX (t)	VY (t)	T (t-m)	MX (t-m)	MY (t-m)
Piso 3	Dinámico	X	11.8965	0.1394	76.692	0.3904	33.3102
Piso 2	Dinámico	X	20.9554	0.2457	135.1422	1.0725	91.4379
Piso 1	Dinámico	X	25.8616	0.3011	166.804	1.9642	167.902

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 28. Fuerzas internas de la edificación con 3 pisos por el sismo dinámico Y sin ISE.

Piso	Sismo	Dirección	VX (t)	VY (t)	T (t-m)	MX (t-m)	MY (t-m)
Piso 3	Dinámico	Y	0.1384	11.9186	59.6982	33.372	0.3874
Piso 2	Dinámico	Y	0.2442	20.9324	104.9236	91.3794	1.0653
Piso 1	Dinámico	Y	0.3011	25.6766	128.723	167.2611	1.9565

Al igual que en el sismo estático, el aspecto más relevante del análisis sísmico dinámico espectral es la fuerza cortante en la base del primer piso, el cual es de 25.8616 t en el eje X y de 25.6766 t en el eje Y, es decir son relativamente menores que los obtenidos mediante el sismo estático.

3.1.2. Comportamiento sísmico de la edificación con 5 pisos

El comportamiento sísmico de la edificación con 5 pisos tiene como resultados los siguientes valores:

Tabla 29. Modos de vibración de la edificación con 5 pisos sin ISE.

Modo	Periodo (s)	Suma UX	Suma UY	Suma RX	Suma RY	Suma RZ
1	0.549	0.000	0.863	0.157	0.000	0.002
2	0.520	0.872	0.863	0.157	0.146	0.004
3	0.428	0.875	0.864	0.157	0.147	0.869
4	0.173	0.875	0.961	0.873	0.147	0.869
5	0.166	0.970	0.961	0.874	0.896	0.870
6	0.136	0.970	0.961	0.875	0.898	0.964
7	0.094	0.971	0.989	0.944	0.898	0.964
8	0.093	0.992	0.989	0.945	0.957	0.964
9	0.075	0.992	0.989	0.945	0.957	0.990
10	0.063	0.999	0.989	0.945	0.995	0.990
11	0.061	0.999	0.998	0.993	0.995	0.990
12	0.049	0.999	0.998	0.993	0.996	0.998
13	0.049	1.000	0.998	0.993	1.000	0.998
14	0.045	1.000	1.000	1.000	1.000	0.998
15	0.037	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar en la Tabla 29 el periodo fundamental de la edificación con 5 pisos es de 0.549 segundos, el cual resulta mayor que el valor obtenido por en la edificación de 3 pisos; otro aspecto importante es que la participación de masa al 90 %, el cual se da en el sexto modo.

Tabla 30. Derivas de la edificación con 5 pisos por el sismo estático X sin ISE.

Piso	Sismo	Dirección	Deriva	0.75 R	<0.007
Piso 5	Estático	X	0.000263	0.00158	Ok
Piso 4	Estático	X	0.000416	0.00250	Ok
Piso 3	Estático	X	0.00053	0.00318	Ok
Piso 2	Estático	X	0.000603	0.00362	Ok
Piso 1	Estático	X	0.000563	0.00338	Ok

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 31. Derivas de la edificación con 5 pisos por el sismo estático Y sin ISE.

Piso	Sismo	Dirección	Deriva	0.75 R	<0.007
Piso 5	Estático	Y	0.000271	0.00163	Ok
Piso 4	Estático	Y	0.000446	0.00268	Ok
Piso 3	Estático	Y	0.000589	0.00353	Ok
Piso 2	Estático	Y	0.000675	0.00405	Ok
Piso 1	Estático	Y	0.000566	0.00340	Ok

Fuente: Elaboración propia.

Con respecto a las derivas obtenidas por el sismo estático, se ha podido determinar que tanto las derivas elásticas e inelástica (0.75 R) no sobrepasan lo establecido por el Reglamento Nacional de Edificaciones; pues ningún de los valores de las derivas por la acción del sismo estático en el eje X y Y no sobrepasan 0.007.

Tabla 32. Fuerzas internas de la edificación con 5 pisos por el sismo estático X sin ISE.

Piso	Sismo	Dirección	VX (t)	T (t-m)	MY (t-m)
Piso 5	Estático	X	-10.3939	68.9462	-29.1029
Piso 4	Estático	X	-19.6064	130.1947	-84.0008
Piso 3	Estático	X	-26.5674	176.4744	-158.3895
Piso 2	Estático	X	-31.2944	207.9019	-246.014
Piso 1	Estático	X	-33.8444	224.8608	-357.7004

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 33. Fuerzas internas de la edificación con 5 pisos por el sismo estático Y sin ISE.

Piso	Sismo	Dirección	VY (t)	T (t-m)	MX (t-m)
Piso 5	Estático	Y	-10.3939	-54.2615	29.1029
Piso 4	Estático	Y	-19.6064	-102.4419	84.0008
Piso 3	Estático	Y	-26.5674	-138.8471	158.3895
Piso 2	Estático	Y	-31.2944	-163.5691	246.014
Piso 1	Estático	Y	-33.8444	-176.9089	357.7004

Fuente: Elaboración propia.

En las anteriores tablas se muestran los valores de las fuerzas internas obtenidas mediante el análisis del sismo estático en los ejes X y Y de la estructura; siendo el principal valor de ellos la cortante en el piso 1, el cual es de 33.84 t.

Tabla 34. Derivas de la edificación con 5 pisos por el sismo dinámico X sin ISE.

Piso	Sismo	Dirección	Deriva	0.75 R	<0.007
Piso 5	Dinámico	X	0.0003	0.00180	Ok
Piso 4	Dinámico	X	0.000497	0.00298	Ok
Piso 3	Dinámico	X	0.000656	0.00394	Ok
Piso 2	Dinámico	X	0.00077	0.00462	Ok
Piso 1	Dinámico	X	0.000737	0.00442	Ok

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 35. Derivas de la edificación con 5 piso por el sismo dinámico Y sin ISE.

Piso	Sismo	Dirección	Deriva	0.75 R	<0.007
Piso 5	Dinámico	Y	0.000318	0.00191	Ok
Piso 4	Dinámico	Y	0.000541	0.00325	Ok
Piso 3	Dinámico	Y	0.000734	0.00440	Ok
Piso 2	Dinámico	Y	0.000858	0.00515	Ok
Piso 1	Dinámico	Y	0.00073	0.00438	Ok

Fuente: Elaboración propia.

Al igual que con el sismo estático se ha determinado las derivas por el sismo dinámico modal espectral, tal como se muestra en la Tabla 34 y la Fuente: Elaboración propia.

Tabla 35, siendo que ninguno de los valores obtenidos superaron el límite establecido por la normativa E0.30 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Tabla 36. Fuerzas internas de la edificación con 5 pisos por el sismo dinámico X sin ISE.

Piso	Sismo	Dirección	VX (t)	VY (t)	T (t-m)	MX (t-m)	MY (t-m)
Piso 5	Dinámico	X	12.0381	0.1368	69.5721	0.383	33.7068
Piso 4	Dinámico	X	23.2741	0.2628	141.705	1.1147	98.6176
Piso 3	Dinámico	X	32.2745	0.3633	199.4628	2.1203	188.22
Piso 2	Dinámico	X	38.8747	0.4357	241.8172	3.3214	295.6951
Piso 1	Dinámico	X	42.7349	0.4757	266.6149	4.8665	434.7906

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 37. Fuerzas internas de la edificación con 5 pisos por el sismo dinámico Y sin ISE.

Piso	Sismo	Dirección	VX (t)	VY (t)	T (t-m)	MX (t-m)	MY (t-m)
Piso 5	Dinámico	Y	0.1365	12.0717	55.3101	33.8008	0.3821
Piso 4	Dinámico	Y	0.2604	23.2803	112.2351	98.651	1.1064
Piso 3	Dinámico	Y	0.3597	32.2671	157.8764	188.125	2.1016
Piso 2	Dinámico	Y	0.4326	38.7401	190.7465	295.1487	3.2941
Piso 1	Dinámico	Y	0.4757	42.2902	208.768	432.7814	4.8379

Fuente: Elaboración propia.

Mediante la determinación del sismo dinámico en los ejes X y Y, se ha podido determinar las fuerzas internas por cada piso de la edificación, siendo que la fuerza

cortante en el eje X tuvo un valor de 42.73 t; mientras que en el eje Y fue de 42.29 t.

3.1.3. Comportamiento sísmico de la edificación con 9 pisos

El modelamiento de la edificación con 9 pisos fue analizado mediante el sismo estático y el dinámico en los principales ejes de la edificación; obteniéndose así los siguientes resultados.

Tabla 38. Modos de vibración de la edificación con 9 pisos sin ISE.

Modo	Periodo (s)	Suma UX	Suma UY	Suma RX	Suma RY	Suma RZ
1	0.996	0.000	0.829	0.179	0.000	0.001
2	0.944	0.830	0.829	0.179	0.178	0.003
3	0.761	0.832	0.830	0.179	0.178	0.841
4	0.321	0.832	0.936	0.805	0.178	0.841
5	0.305	0.944	0.936	0.805	0.822	0.842
6	0.247	0.944	0.936	0.806	0.823	0.938
7	0.180	0.944	0.969	0.879	0.823	0.938
8	0.170	0.976	0.969	0.879	0.899	0.938
9	0.122	0.976	0.984	0.947	0.900	0.939
10	0.117	0.988	0.985	0.949	0.958	0.940
11	0.091	0.993	0.987	0.957	0.975	0.944
12	0.088	0.995	0.993	0.973	0.981	0.945
13	0.067	0.996	0.997	0.988	0.984	0.945
14	0.063	1.000	0.998	0.993	0.999	0.948
15	0.050	1.000	1.000	1.000	0.999	0.948

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla anterior se muestra los modos de vibración, el periodo fundamental y la participación de las masas. En tal sentido se puede mencionar que el valor principal de lo descrito es el periodo fundamental, el cual fue de 0.996 segundos y que el 90 % de la participación modal se da en el modo 6.

Tabla 39. Derivas de la edificación con 9 pisos por el sismo estático X sin ISE.

Piso	Sismo	Dirección	Deriva	0.75 R	<0.007
Piso 9	Estático	X	0.000445	0.00267	Ok
Piso 8	Estático	X	0.000639	0.00383	Ok
Piso 7	Estático	X	0.000817	0.00490	Ok
Piso 6	Estático	X	0.000968	0.00581	Ok
Piso 5	Estático	X	0.001088	0.00653	Ok
Piso 4	Estático	X	0.00117	0.00702	No cumple
Piso 3	Estático	X	0.001207	0.00724	No cumple
Piso 2	Estático	X	0.001211	0.00727	No cumple
Piso 1	Estático	X	0.00105	0.00630	Ok

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 40. Derivas de la edificación con 9 pisos por el sismo estático Y sin ISE.

Piso	Sismo	Dirección	Deriva	0.75 R	<0.007
Piso 9	Estático	Y	0.000424	0.00254	Ok
Piso 8	Estático	Y	0.000639	0.00383	Ok
Piso 7	Estático	Y	0.000843	0.00506	Ok
Piso 6	Estático	Y	0.001018	0.00611	Ok
Piso 5	Estático	Y	0.001158	0.00695	Ok
Piso 4	Estático	Y	0.001262	0.00757	No cumple
Piso 3	Estático	Y	0.001328	0.00797	No cumple
Piso 2	Estático	Y	0.001342	0.00805	No cumple
Piso 1	Estático	Y	0.001056	0.00634	Ok

Fuente: Elaboración propia.

Otro aspecto analizado en la edificación de 9 pisos es la deriva obtenida por la acción del sismo estático en los ejes X y Y, observándose además que, los pisos 2, 3 y 4 sobrepasan los límites máximos permisibles que el Reglamento Nacional de Edificaciones en la norma E0.30.

Tabla 41. Fuerzas internas de la edificación con 9 pisos por el sismo estático X sin ISE.

Piso	Sismo	Dirección	VX (t)	T (t-m)	MY (t-m)
Piso 9	Estático	X	-11.2706	74.7619	-31.5578
Piso 8	Estático	X	-22.3289	148.2821	-94.0788
Piso 7	Estático	X	-32.0041	212.607	-183.6904
Piso 6	Estático	X	-40.301	267.7682	-296.5333
Piso 5	Estático	X	-47.225	313.802	-428.7634
Piso 4	Estático	X	-52.7827	350.7517	-576.555
Piso 3	Estático	X	-56.9821	378.671	-736.1048
Piso 2	Estático	X	-59.8338	397.6305	-903.6395
Piso 1	Estático	X	-61.3721	407.8614	-1106.1675

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 42. Fuerzas internas de la edificación con 9 pisos por el sismo estático Y sin ISE.

Piso	Carga	Dirección	VY (t)	T (t-m)	MX (t-m)
Piso 9	Estático	Y	-11.2706	-58.8386	31.5578
Piso 8	Estático	Y	-22.3289	-116.6722	94.0788
Piso 7	Estático	Y	-32.0041	-167.2725	183.6904
Piso 6	Estático	Y	-40.301	-210.6642	296.5333
Piso 5	Estático	Y	-47.225	-246.876	428.7634
Piso 4	Estático	Y	-52.7827	-275.942	576.555
Piso 3	Estático	Y	-56.9821	-297.9044	736.1048
Piso 2	Estático	Y	-59.8338	-312.8186	903.6395
Piso 1	Estático	Y	-61.3721	-320.8662	1106.1675

Fuente: Elaboración propia.

Con el sismo estático modelado mediante la aplicación del programa ETABS, se ha podido determinar que las fuerzas internas en los ejes X y Y de la edificación, los cuales se describen en la Tabla 41 y la Fuente: Elaboración propia.

Tabla 42, se puede denotar que la cortante en la base del primer piso es de 61.37 t, mientras que el momento máximo fue de 1106.16 t-m.

Tabla 43. Derivas de la edificación con 9 pisos por el sismo dinámico X sin ISE.

Piso	Sismo	Dirección	Deriva	0.75 R	<0.007
Piso 9	Dinámico	X	0.000324	0.00194	Ok
Piso 8	Dinámico	X	0.000477	0.00286	Ok
Piso 7	Dinámico	X	0.000615	0.00369	Ok
Piso 6	Dinámico	X	0.000732	0.00439	Ok
Piso 5	Dinámico	X	0.000825	0.00495	Ok
Piso 4	Dinámico	X	0.000895	0.00537	Ok
Piso 3	Dinámico	X	0.000936	0.00562	Ok
Piso 2	Dinámico	X	0.000956	0.00574	Ok
Piso 1	Dinámico	X	0.000848	0.00509	Ok

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 44. Derivas de la edificación con 9 piso por el sismo dinámico Y sin ISE.

Piso	Sismo	Dirección	Deriva	0.75 R	<0.007
Piso 9	Dinámico	Y	0.000304	0.00182	Ok
Piso 8	Dinámico	Y	0.000464	0.00278	Ok
Piso 7	Dinámico	Y	0.000614	0.00368	Ok
Piso 6	Dinámico	Y	0.00074	0.00444	Ok
Piso 5	Dinámico	Y	0.000843	0.00506	Ok
Piso 4	Dinámico	Y	0.000925	0.00555	Ok
Piso 3	Dinámico	Y	0.000985	0.00591	Ok
Piso 2	Dinámico	Y	0.00101	0.00606	Ok
Piso 1	Dinámico	Y	0.000805	0.00483	Ok

Fuente: Elaboración propia.

El análisis sísmico también consideró el dinámico modal espectral. Los valores de la deriva elásticas e inelástica (0.75 R) que se muestra en la Tabla 43 y la Fuente: Elaboración propia.

Tabla 44, muestran que todos los pisos analizados cumplen la deriva establecida por la norma; sin embargo en el eje Y, los valores están muy cerca el valor límite.

Tabla 45. Fuerzas internas de la edificación con 9 pisos por el sismo dinámico Y sin ISE.

Piso	Sismo	Dirección	VX (t)	VY (t)	T (t-m)	MX (t-m)	MY (t-m)
Piso 9	Dinámico	Y	8.8412	0.2121	51.263	0.5938	24.7554
Piso 8	Dinámico	Y	17.2164	0.1768	105.5128	0.9265	72.833
Piso 7	Dinámico	Y	24.229	0.2923	150.9754	1.3531	140.0597
Piso 6	Dinámico	Y	30.1575	0.3099	189.3127	2.095	223.1087
Piso 5	Dinámico	Y	35.2097	0.3726	222.0459	3.0015	319.3169
Piso 4	Dinámico	Y	39.5409	0.4464	250.1245	3.9809	426.5216
Piso 3	Dinámico	Y	43.1749	0.5063	273.6049	5.0385	542.8044
Piso 2	Dinámico	Y	46.0044	0.5111	291.8773	6.1603	666.2522
Piso 1	Dinámico	Y	47.7625	0.4857	303.2469	7.5241	817.7027

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 46. Fuerzas internas de la edificación con 9 pisos por el sismo dinámico X sin ISE.

Piso	Sismo	Dirección	VX (t)	VY (t)	T (t-m)	MX (t-m)	MY (t-m)
Piso 9	Dinámico	X	0.2063	8.478	38.7974	23.7384	0.5775
Piso 8	Dinámico	X	0.1802	16.3942	79.2671	69.44	0.9409
Piso 7	Dinámico	X	0.2917	23.0441	113.2147	133.2066	1.3539
Piso 6	Dinámico	X	0.3219	28.6575	141.8354	211.9335	2.0884
Piso 5	Dinámico	X	0.3755	33.4547	166.3085	303.1074	2.9888
Piso 4	Dinámico	X	0.4763	37.5765	187.3592	404.6968	3.9893
Piso 3	Dinámico	X	0.5501	41.0411	205.0249	514.9263	5.0358
Piso 2	Dinámico	X	0.5521	43.7098	218.6205	631.938	6.1532
Piso 1	Dinámico	X	0.4853	45.2832	226.6606	775.3348	7.5091

Fuente: Elaboración propia.

Las fuerzas internas de la edificación con 9 pisos se muestran en la Tabla 45 y la Fuente: Elaboración propia.

Tabla 46, en la que destaca la fuerza cortante en el piso 1 de 45.23 t en el eje X y 47.76 t en el segundo piso.

3.2. Análisis sísmico considerando la interacción suelo estructura

3.2.1. Comportamiento sísmico de la edificación de 3 pisos con la interacción suelo estructura

La interacción entre el suelo y la estructura para un tipo de suelo S2 en la ciudad de Huamanga, ubicada en la zona sísmica 2 se muestran en las siguientes tablas; estas fueron calculadas mediante la aplicación de software ETABS.

Tabla 47. Modos de vibración de la edificación con 3 pisos considerando ISE.

Modo	Periodo (s)	Suma UX	Suma UY	Suma RX	Suma RY	Suma RZ
1	0.308	0.859	0.004	0.001	0.132	0.003
2	0.305	0.863	0.857	0.138	0.132	0.005
3	0.249	0.865	0.859	0.138	0.133	0.853
4	0.097	0.959	0.860	0.139	0.820	0.853
5	0.093	0.959	0.956	0.812	0.820	0.854
6	0.071	0.960	0.956	0.814	0.823	0.939
7	0.055	0.976	0.956	0.814	0.869	0.939
8	0.051	0.976	0.976	0.869	0.869	0.939
9	0.004	0.978	0.977	0.876	0.880	0.963

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 47 se puede observar los valores del comportamiento modal espectral de la edificación de 3 pisos considerando la interacción suelo estructura (ISE), destacando principalmente el periodo fundamental de la estructura que es

de 0.308 segundos, además que la participación de la masa al 90 % se da en el modo de vibración N°6.

Tabla 48. Derivas de la edificación con 3 pisos por el sismo estático X considerando ISE.

Piso	Sismo	Dirección	Deriva	0.75 R	<0.007
Piso 3	Estático	X	0.000295	0.00177	Ok
Piso 2	Estático	X	0.000447	0.00268	Ok
Piso 1	Estático	X	0.000411	0.00247	Ok

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 49. Derivas de la edificación con 3 pisos por el sismo estático Y considerando ISE.

Piso	Sismo	Dirección	Deriva	0.75 R	<0.007
Piso 3	Estático	Y	0.000278	0.00167	Ok
Piso 2	Estático	Y	0.000432	0.00259	Ok
Piso 1	Estático	Y	0.000383	0.00230	Ok

Fuente: Elaboración propia.

Otro aspecto importante es la respuesta sísmica ante la ocurrencia del sismo estático considerando la interacción del suelo y la edificación; obteniéndose de esta manera que las derivas elásticas e inelásticas para el sismo en las direcciones X y Y no sobrepasan el valor de 0.007, que establece la norma.

Tabla 50. Fuerzas internas de la edificación con 3 pisos por el sismo estático X considerando ISE.

Piso	Sismo	Dirección	VX (t)	T (t-m)	MY (t-m)
Piso 3	Estático	X	-13.8287	91.7486	-38.7205
Piso 2	Estático	X	-23.8426	158.3253	-105.4799
Piso 1	Estático	X	-29.0476	192.9351	-192.6228

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 51. Fuerzas internas de la edificación con 3 pisos por el sismo estático Y considerando ISE.

Piso	Sismo	Dirección	VY (t)	T (t-m)	MX (t-m)
Piso 3	Estático	Y	-13.8287	-72.1932	38.7205
Piso 2	Estático	Y	-23.8426	-124.5648	105.4799
Piso 1	Estático	Y	-29.0476	-151.7896	192.6228

Fuente: Elaboración propia.

Con el sismo estático y la interacción entre el suelo y la estructura se ha podido determinar el valor de las fuerzas cortantes en las direcciones X y Y, en la que la cortante en la base es de 29.05 t.

Tabla 52. Derivas de la edificación con 3 pisos por el sismo dinámico X considerando ISE.

Piso	Sismo	Dirección	Deriva	0.75 R	<0.007
Piso 3	Dinámico	X	0.000266	0.00160	Ok

Piso 2	Dinámico	X	0.000413	0.00248	Ok
Piso 1	Dinámico	X	0.000387	0.00232	Ok

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 53. Derivas de la edificación con 3 pisos por el sismo dinámico Y considerando ISE.

Piso	Sismo	Dirección	Deriva	0.75 R	<0.007
Piso 3	Dinámico	Y	0.000254	0.00152	Ok
Piso 2	Dinámico	Y	0.0004	0.00240	Ok
Piso 1	Dinámico	Y	0.000359	0.00215	Ok

Fuente: Elaboración propia.

El análisis sísmico dinámico modal espectral del sismo X y Y, considerando la interacción entre el suelo y la edificación dio como resultados los valores mostrados en la Tabla 52 y la Fuente: Elaboración propia.

Tabla 53, de la que se puede destacar que las derivas inelásticas no superaron el valor de 0.007.

Tabla 54. Fuerzas internas de la edificación con 3 pisos por el sismo dinámico X considerando ISE.

Sismo	Dirección	VX (t)	VY (t)	T (t-m)	MX (t-m)	MY (t-m)
Dinámico	X	11.8958	0.1417	76.7075	0.3967	33.3083
Dinámico	X	20.9558	0.2498	135.1453	1.0799	91.4408
Dinámico	X	25.8701	0.3045	166.8501	1.9773	167.9314

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 55. Fuerzas internas de la edificación con 3 pisos por el sismo dinámico Y considerando ISE.

Piso	Sismo	Dirección	VX (t)	VY (t)	T (t-m)	MX (t-m)	MY (t-m)
Piso 3	Dinámico	Y	0.141	11.915	59.718	33.361	0.395
Piso 2	Dinámico	Y	0.248	20.937	104.978	91.387	1.073
Piso 1	Dinámico	Y	0.304	25.701	128.870	167.348	1.970

Fuente: Elaboración propia.

Con los valores del sismo dinámico, se ha estimado las fuerzas internas que presenta la edificación, en la que la cortante en el piso de la dirección X es de 25.87 t y en la dirección Y fue de 25.701 t.

3.2.2. Comportamiento sísmico de la edificación de 5 pisos con la interacción suelo estructura

Cuando la edificación tiene 5 pisos, el comportamiento sísmico se modifica, especialmente al considerar la interacción suelo estructura.

Tabla 56. Modos de vibración de la edificación con 5 pisos considerando ISE.

Modo	Periodo (s)	Suma UX	Suma UY	Suma RX	Suma RY	Suma RZ
1	0.550	0.000	0.849	0.145	0.000	0.002
2	0.521	0.858	0.850	0.145	0.135	0.004
3	0.429	0.861	0.851	0.145	0.136	0.852
4	0.173	0.861	0.946	0.810	0.136	0.852
5	0.167	0.955	0.946	0.811	0.830	0.853
6	0.136	0.955	0.946	0.812	0.833	0.945
7	0.094	0.955	0.973	0.875	0.833	0.945
8	0.093	0.976	0.973	0.876	0.887	0.945
9	0.075	0.976	0.973	0.876	0.887	0.968
10	0.063	0.983	0.973	0.876	0.922	0.968
11	0.061	0.983	0.982	0.921	0.922	0.968
12	0.049	0.984	0.982	0.921	0.927	0.968
13	0.045	0.984	0.984	0.927	0.927	0.968
14	0.004	0.986	0.985	0.932	0.935	0.973
15	0.002	0.991	0.992	0.964	0.957	0.973

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 56 se observa los resultados del análisis modal de la estructural, en la que el periodo fundamental de la estructura es de 0.550 segundos, mientras que la participación de masas al 90% se da en el modo 6.

Tabla 57. Derivas de la edificación con 5 pisos por el sismo estático X considerando ISE.

Piso	Sismo	Dirección	Deriva	0.75 R	<0.007
Piso 5	Estático	X	0.000265	0.00159	Ok
Piso 4	Estático	X	0.000418	0.00251	Ok
Piso 3	Estático	X	0.000532	0.00319	Ok
Piso 2	Estático	X	0.000606	0.00364	Ok
Piso 1	Estático	X	0.000567	0.00340	Ok

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 58. Derivas de la edificación con 5 pisos por el sismo estático Y considerando ISE.

Piso	Sismo	Dirección	Deriva	0.75 R	<0.007
Piso 5	Estático	Y	0.000272	0.00163	Ok
Piso 4	Estático	Y	0.000447	0.00268	Ok
Piso 3	Estático	Y	0.00059	0.00354	Ok
Piso 2	Estático	Y	0.000677	0.00406	Ok
Piso 1	Estático	Y	0.000571	0.00343	Ok

Fuente: Elaboración propia.

Las derivas de obtenidas del análisis estático en la edificación de 5 pisos considerando la interacción suelo estructura se muestran en las tablas anteriores.

En ellas se puede observar que ningún piso de los analizados sobrepasa el límite establecido por la normativa

Tabla 59. Fuerzas internas de la edificación con 5 pisos por el sismo estático X considerando ISE.

Piso	Sismo	Dirección	VX (t)	T (t-m)	MY (t-m)
Piso 5	Estático	X	-10.3939	68.9462	-29.1029
Piso 4	Estático	X	-19.6064	130.1947	-84.0008
Piso 3	Estático	X	-26.5674	176.4744	-158.3895
Piso 2	Estático	X	-31.2944	207.9019	-246.014
Piso 1	Estático	X	-33.8444	224.8608	-357.7004

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 60. Fuerzas internas de la edificación con 5 pisos por el sismo estático Y considerando ISE.

Piso	Sismo	Dirección	VY (t)	T (t-m)	MX (t-m)
Piso 5	Estático	Y	-10.3939	-54.2615	29.1029
Piso 4	Estático	Y	-19.6064	-102.4419	84.0008
Piso 3	Estático	Y	-26.5674	-138.8471	158.3895
Piso 2	Estático	Y	-31.2944	-163.5691	246.014
Piso 1	Estático	Y	-33.8444	-176.9089	357.7004

Fuente: Elaboración propia.

Las fuerzas internas obtenidas a causa del sismo estático dan como principal resultado que la cortante en el primer piso es de 33.84 toneladas, además que los mayores momentos y torsiones se da en el primer piso.

Tabla 61. Derivas de la edificación con 5 pisos por el sismo dinámico X considerando ISE.

Piso	Sismo	Dirección	Deriva	0.75 R	<0.007
Piso 5	Dinámico	X	0.000302	0.00181	Ok
Piso 4	Dinámico	X	0.000499	0.00299	Ok
Piso 3	Dinámico	X	0.000659	0.00395	Ok
Piso 2	Dinámico	X	0.000773	0.00464	Ok
Piso 1	Dinámico	X	0.000742	0.00445	Ok

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 62. Derivas de la edificación con 5 pisos por el sismo dinámico Y considerando ISE.

Piso	Sismo	Dirección	Deriva	0.75 R	<0.007
Piso 5	Dinámico	Y	0.00032	0.00192	Ok
Piso 4	Dinámico	Y	0.000543	0.00326	Ok
Piso 3	Dinámico	Y	0.000736	0.00442	Ok
Piso 2	Dinámico	Y	0.000861	0.00517	Ok
Piso 1	Dinámico	Y	0.000736	0.00442	Ok

Fuente: Elaboración propia.

Otro aspecto importante es la determinación de las derivas mediante el sismo dinámico aplicando el espectro de respuesta que la norma ha establecido para un tipo de suelo S2 y la zona 2; así mismo se puede denotar que estos valores son

menores que los obtenidos por el sismo estático y por ende no superan los límites establecidos por la normativa.

Tabla 63. Fuerzas internas de la edificación con 5 pisos por el sismo dinámico X considerando ISE.

Piso	Sismo	Dirección	VX (t)	VY (t)	T (t-m)	MX (t-m)	MY (t-m)
Piso 5	Dinámico	X	12.0394	0.1371	69.5988	0.384	33.7104
Piso 4	Dinámico	X	23.2758	0.2636	141.7484	1.1179	98.6273
Piso 3	Dinámico	X	32.2766	0.3644	199.5197	2.1268	188.2385
Piso 2	Dinámico	X	38.8805	0.4371	241.9058	3.3321	295.7315
Piso 1	Dinámico	X	42.7494	0.4774	266.7605	4.8831	434.8735

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 64. Fuerzas internas de la edificación con 5 pisos por el sismo dinámico Y considerando ISE.

Piso	Sismo	Dirección	VX (t)	VY (t)	T (t-m)	MX (t-m)	MY (t-m)
Piso 5	Dinámico	Y	0.1368	12.0696	55.3069	33.7949	0.3831
Piso 4	Dinámico	Y	0.2612	23.2802	112.241	98.6475	1.11
Piso 3	Dinámico	Y	0.361	32.271	157.9014	188.1375	2.1088
Piso 2	Dinámico	Y	0.4341	38.7533	190.8198	295.2026	3.3057
Piso 1	Dinámico	Y	0.4774	42.3197	208.9227	432.9341	4.8555

Fuente: Elaboración propia.

Con el sismo dinámico se ha podido determinar las fuerzas internas en la estructura de 5 pisos considerando la interacción suelo – estructura, en el que el valor más resaltante es la cortante en la base de la estructura en cada eje de análisis.

3.2.3. Comportamiento sísmico de la edificación de 9 pisos con la interacción suelo estructura

El análisis de la estructura con 9 pisos mediante la aplicación de la interacción suelo estructura han resultado lo determinado en las siguientes tablas.

Tabla 65. Modos de vibración de la edificación con 9 pisos considerando ISE.

Modo	Periodo (s)	Suma UX	Suma UY	Suma RX	Suma RY	Suma RZ
1	0.997	0.000	0.822	0.172	0.000	0.001
2	0.946	0.823	0.822	0.172	0.172	0.003
3	0.761	0.825	0.823	0.173	0.172	0.832
4	0.322	0.825	0.928	0.778	0.172	0.832
5	0.305	0.935	0.928	0.778	0.793	0.832
6	0.247	0.936	0.928	0.779	0.795	0.928
7	0.180	0.936	0.961	0.849	0.795	0.928
8	0.170	0.967	0.961	0.849	0.869	0.928
9	0.122	0.967	0.976	0.915	0.869	0.928

10	0.117	0.979	0.976	0.917	0.925	0.930
11	0.091	0.984	0.979	0.925	0.941	0.934
12	0.088	0.986	0.984	0.940	0.947	0.934
13	0.067	0.987	0.988	0.955	0.951	0.934
14	0.063	0.991	0.989	0.960	0.965	0.938
15	0.048	0.991	0.991	0.965	0.965	0.938

Fuente: Elaboración propia.

El primer resultado obtenido fue los modos de vibración de la edificación, en ellas se puede denotar el valor del periodo fundamental obtenido de la estructura (0.997 segundos), además que el 90 % de participación de las masas se logra en el modo 6.

Tabla 66. Derivas de la edificación con 9 pisos por el sismo estático X considerando ISE.

Piso	Sismo	Dirección	Deriva	0.75 R	<0.007
Piso 9	Estático	X	0.000449	0.00269	Ok
Piso 8	Estático	X	0.000642	0.00385	Ok
Piso 7	Estático	X	0.00082	0.00492	Ok
Piso 6	Estático	X	0.000972	0.00583	Ok
Piso 5	Estático	X	0.001092	0.00655	Ok
Piso 4	Estático	X	0.001174	0.00704	No cumple
Piso 3	Estático	X	0.001211	0.00727	No cumple
Piso 2	Estático	X	0.001215	0.00729	No cumple
Piso 1	Estático	X	0.001054	0.00632	Ok

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 67. Derivas de la edificación con 9 pisos por el sismo estático Y considerando ISE.

Piso	Sismo	Dirección	Deriva	0.75 R	<0.007
Piso 9	Estático	Y	0.000426	0.00256	Ok
Piso 8	Estático	Y	0.00064	0.00384	Ok
Piso 7	Estático	Y	0.000845	0.00507	Ok
Piso 6	Estático	Y	0.001019	0.00611	Ok
Piso 5	Estático	Y	0.001159	0.00695	Ok
Piso 4	Estático	Y	0.001264	0.00758	No cumple
Piso 3	Estático	Y	0.001329	0.00797	No cumple
Piso 2	Estático	Y	0.001345	0.00807	No cumple
Piso 1	Estático	Y	0.001062	0.00637	Ok

Fuente: Elaboración propia.

El otro aspecto de suma importancia que fue considerado en la presente investigación fue el análisis sísmico estático en las direcciones X y Y, en el que se puede denotar que los pisos 2, 3 y 4 no cumplen lo especificado por la norma E0.30, pues superan el valor de 0.007.

Tabla 68. Fuerzas internas de la edificación con 9 pisos por el sismo estático X considerando ISE.

Piso	Sismo	Dirección	VX (t)	T (t-m)	MY (t-m)
Piso 9	Estático	X	-11.2706	74.7619	-31.5578
Piso 8	Estático	X	-22.3289	148.2821	-94.0788
Piso 7	Estático	X	-32.0041	212.607	-183.6904
Piso 6	Estático	X	-40.301	267.7682	-296.5333
Piso 5	Estático	X	-47.225	313.802	-428.7634
Piso 4	Estático	X	-52.7827	350.7517	-576.555
Piso 3	Estático	X	-56.9821	378.671	-736.1048
Piso 2	Estático	X	-59.8338	397.6305	-903.6395
Piso 1	Estático	X	-61.3721	407.8614	-1106.1675

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 69. Fuerzas internas de la edificación con 9 pisos por el sismo estático Y considerando ISE.

Piso	Sismo	Dirección	VY (t)	T (t-m)	MX (t-m)
Piso 9	Estático	Y	-11.2706	-58.8386	31.5578
Piso 8	Estático	Y	-22.3289	-116.6722	94.0788
Piso 7	Estático	Y	-32.0041	-167.2725	183.6904
Piso 6	Estático	Y	-40.301	-210.6642	296.5333
Piso 5	Estático	Y	-47.225	-246.876	428.7634
Piso 4	Estático	Y	-52.7827	-275.942	576.555
Piso 3	Estático	Y	-56.9821	-297.9044	736.1048
Piso 2	Estático	Y	-59.8338	-312.8186	903.6395
Piso 1	Estático	Y	-61.3721	-320.8662	1106.1675

Fuente: Elaboración propia.

Las fuerzas internas obtenidas por el sismo estático en el eje X y Y, dan a conocer que la distribución de la fuerza cortante en la estructura va de 61.37 t a 11.27 t, en el último piso de la edificación.

Tabla 70. Derivas de la edificación con 9 pisos por el sismo dinámico X considerando ISE.

Piso	Sismo	Dirección	Deriva	0.75 R	<0.007
Piso 9	Dinámico	X	0.000326	0.00196	Ok
Piso 8	Dinámico	X	0.000479	0.00287	Ok
Piso 7	Dinámico	X	0.000617	0.00370	Ok
Piso 6	Dinámico	X	0.000733	0.00440	Ok
Piso 5	Dinámico	X	0.000826	0.00496	Ok
Piso 4	Dinámico	X	0.000896	0.00538	Ok
Piso 3	Dinámico	X	0.000936	0.00562	Ok
Piso 2	Dinámico	X	0.000957	0.00574	Ok
Piso 1	Dinámico	X	0.000849	0.00509	Ok

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 71. Derivas de la edificación con 9 pisos por el sismo dinámico Y considerando ISE.

Piso	Sismo	Dirección	Deriva	0.75 R	<0.007
Piso 9	Dinámico	Y	0.000304	0.00182	Ok
Piso 8	Dinámico	Y	0.000465	0.00279	Ok

Piso 7	Dinámico	Y	0.000614	0.00368	Ok
Piso 6	Dinámico	Y	0.00074	0.00444	Ok
Piso 5	Dinámico	Y	0.000843	0.00506	Ok
Piso 4	Dinámico	Y	0.000925	0.00555	Ok
Piso 3	Dinámico	Y	0.000985	0.00591	Ok
Piso 2	Dinámico	Y	0.00101	0.00606	Ok
Piso 1	Dinámico	Y	0.000809	0.00485	Ok

Fuente: Elaboración propia.

Al analizar la edificación mediante el sismo dinámico, es decir considerando el espectro de respuesta de la norma, se ha podido establecer que en esta situación las derivas elásticas e inelásticas cumplen el valor límite (0.007) en las direcciones X y Y.

Tabla 72. Fuerzas internas de la edificación con 9 pisos por el sismo dinámico X considerando ISE.

Piso	Sismo	Dirección	VX (t)	VY (t)	T (t-m)	MX (t-m)	MY (t-m)
Piso 9	Dinámico	X	8.831	0.211	51.211	0.591	24.728
Piso 8	Dinámico	X	17.193	0.176	105.382	0.921	72.740
Piso 7	Dinámico	X	24.190	0.291	150.749	1.350	139.856
Piso 6	Dinámico	X	30.102	0.309	188.989	2.091	222.747
Piso 5	Dinámico	X	35.138	0.371	221.628	2.997	318.751
Piso 4	Dinámico	X	39.458	0.447	249.637	3.971	425.713
Piso 3	Dinámico	X	43.084	0.503	273.070	5.028	541.726
Piso 2	Dinámico	X	45.910	0.512	291.321	6.149	664.890
Piso 1	Dinámico	X	47.668	0.484	302.691	7.508	816.004

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 73. Fuerzas internas de la edificación con 5 pisos por el sismo dinámico Y considerando ISE.

Piso	Sismo	Dirección	VX (t)	VY (t)	T (t-m)	MX (t-m)	MY (t-m)
Piso 9	Dinámico	Y	0.2	8.4692	38.7613	23.7136	0.56
Piso 8	Dinámico	Y	0.1789	16.3792	79.1972	69.3764	0.9284
Piso 7	Dinámico	Y	0.2865	23.0216	113.1082	133.0836	1.3503
Piso 6	Dinámico	Y	0.318	28.6281	141.6934	211.731	2.0834
Piso 5	Dinámico	Y	0.3719	33.4187	166.1338	302.8062	2.9811
Piso 4	Dinámico	Y	0.4643	37.5355	187.1605	404.2821	3.9762
Piso 3	Dinámico	Y	0.5363	40.9982	204.817	514.3889	5.025
Piso 2	Dinámico	Y	0.5511	43.6684	218.4212	631.2778	6.1424
Piso 1	Dinámico	Y	0.4838	45.2463	226.4829	774.5402	7.4951

Fuente: Elaboración propia.

Las fuerzas internas de la edificación obtenidas mediante el sismo dinámico, muestran, que la fuerza cortante en la estructura en el eje X va de 47.668 t a 8.831 t; mientras que en el eje Y va de 45.24 t a 8.46 t.

3.3. Comparación de los modelamientos convencional y la interacción suelo estructura

Los valores obtenidos mediante el modelamiento convencional y el que considera la interacción suelo estructura, han sido comparados con el fin de establecer diferencias entre las metodologías.

3.3.1. Comparación del comportamiento estructural de la edificación de 3 pisos

Tabla 74. Comparación de los periodos de la edificación con 3 pisos.

Modo	Periodo (s)		Variación (%)
	Convencional	con ISE	
1	0.308	0.308	0.000
2	0.304	0.305	0.329
3	0.249	0.249	0.000
4	0.097	0.097	0.000
5	0.093	0.093	0.000
6	0.077	0.071	-7.792
7	0.055	0.055	0.000
8	0.051	0.051	0.000
9	0.042	0.004	-90.476

Fuente: Elaboración propia.

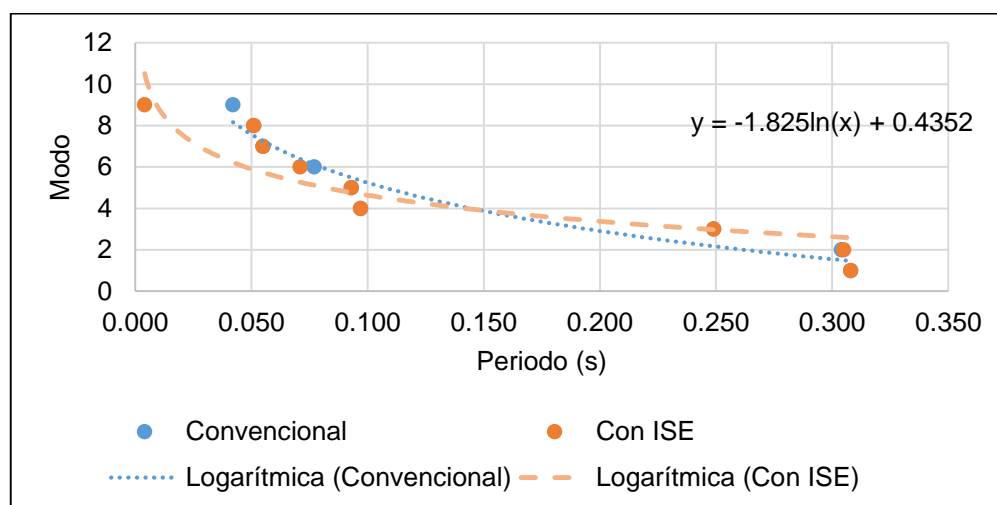


Figura 26. Comparación de los periodos de la edificación con 3 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

Como se muestra en la Tabla 74 y la Figura 26 se puede denotar una variación entre los periodos obtenidos mediante el modelamiento convencional y el que considera la interacción suelo estructura; siendo el valor con mayor diferencia el modo 9 de hasta - 90.476 %

Tabla 75. Comparación de las derivas por sismo dinámico X de la edificación con 3 pisos.

Piso	Deriva	Variación (%)
------	--------	---------------

	Convencional	Con ISE	
3	0.00159	0.00160	0.377
2	0.00247	0.00248	0.243
1	0.00231	0.00232	0.519

Fuente: Elaboración propia.

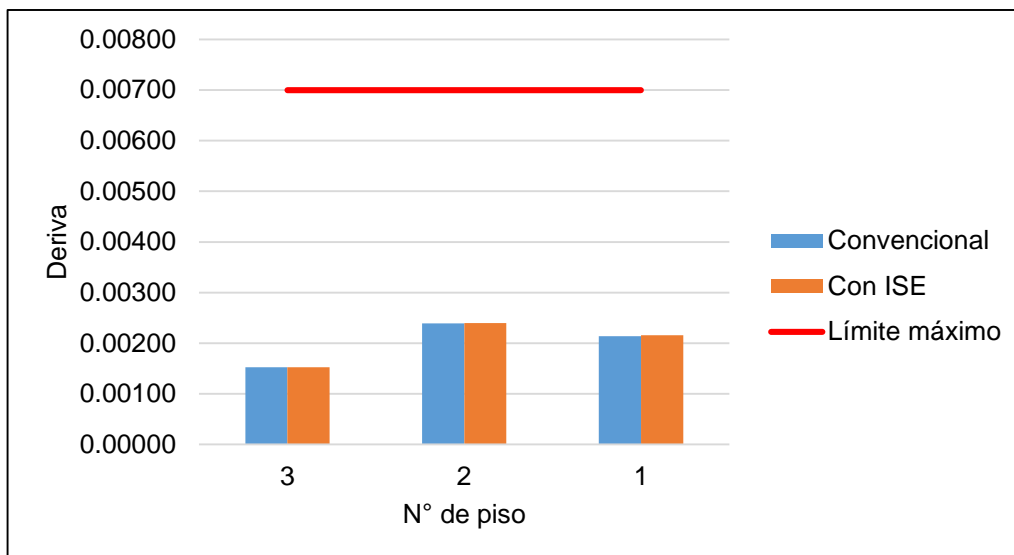


Figura 27. Comparación de las derivas para la edificación de 3 pisos con el sismo dinámico X.
Fuente: Elaboración propia.

La variación de las derivas entre las metodologías consideradas mediante el sismo dinámico en el eje X es de hasta un valor de 0.519 %, es decir el modelamiento con ISE es mayor que el modelamiento convencional.

Tabla 76. Comparación de las derivas por sismo dinámico Y de la edificación con 3 pisos.

Piso	Deriva		Variación (%)
	Convencional	Con ISE	
3	0.00152	0.00152	0.000
2	0.00239	0.00240	0.251
1	0.00214	0.00215	0.843

Fuente: Elaboración propia.

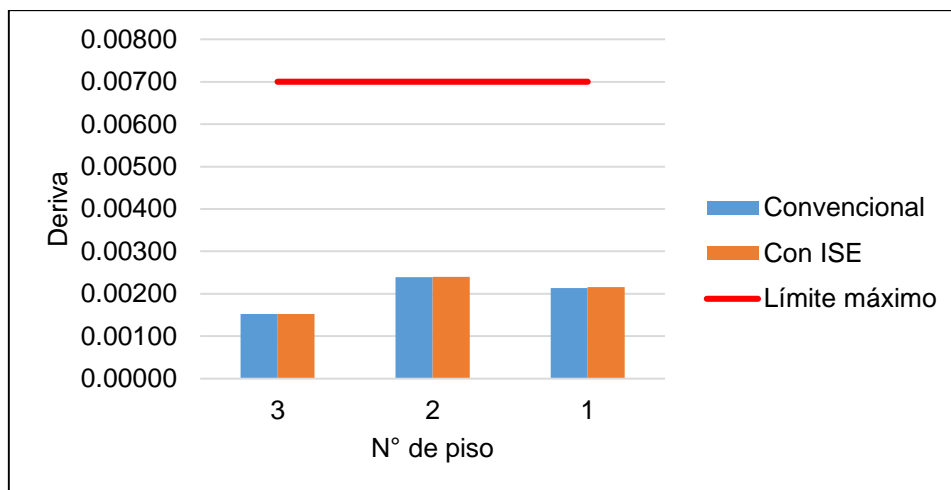


Figura 28. Comparación de las derivas para la edificación de 3 pisos con el sismo dinámico Y.
Fuente: Elaboración propia.

Las derivas obtenidas mediante el análisis dinámico en el eje Y muestran que la diferencia máxima entre las derivas es de 0.843 % en el primer piso, destacándose además que ningún valor obtenido supera el límite máximo establecido por la normatividad.

Tabla 77. Comparación de las fuerzas cortantes por sismo dinámico X de la edificación con 3 pisos.

Piso	Convencional		Con ISE	
	VX (t)	VY (t)	VX (t)	VY (t)
3	11.90	0.14	11.90	0.14
2	20.96	0.25	20.96	0.25
1	25.86	0.30	25.87	0.30

Fuente: Elaboración propia.

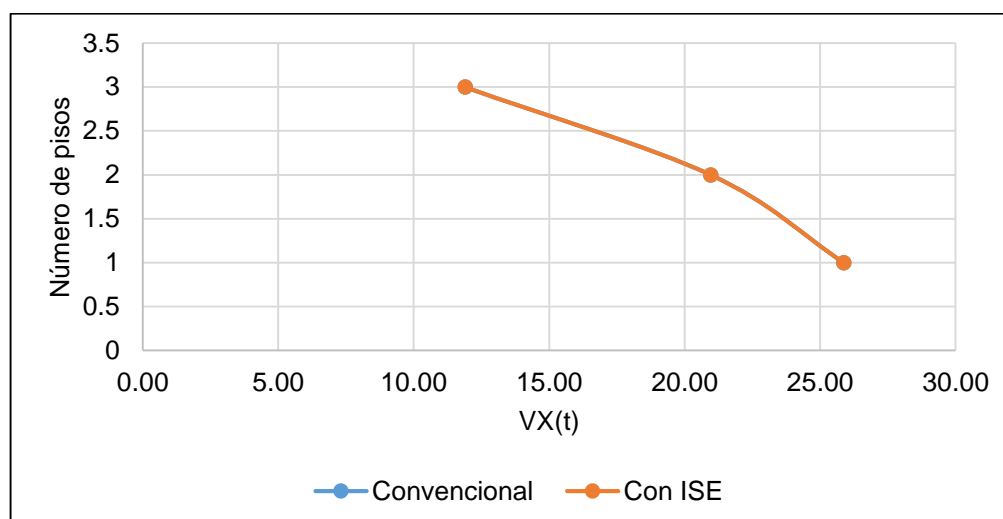


Figura 29. Comparación de las fuerzas cortantes por sismo dinámico X de la edificación con 3 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

Las fuerzas cortantes determinadas mediante el análisis sísmico en el eje X, muestra una variación de 0.01 t en el primer piso, razón por la cual la distribución de las fuerzas es la misma en ambos métodos de análisis considerados.

Tabla 78. Comparación de las fuerzas cortantes por sismo dinámico Y de la edificación con 3 pisos.

Piso	Convencional		Con ISE	
	VX (t)	VY (t)	VX (t)	VY (t)
3	0.14	11.92	0.14	11.91
2	0.24	20.93	0.25	20.94
1	0.30	25.68	0.30	25.70

Fuente: Elaboración propia.

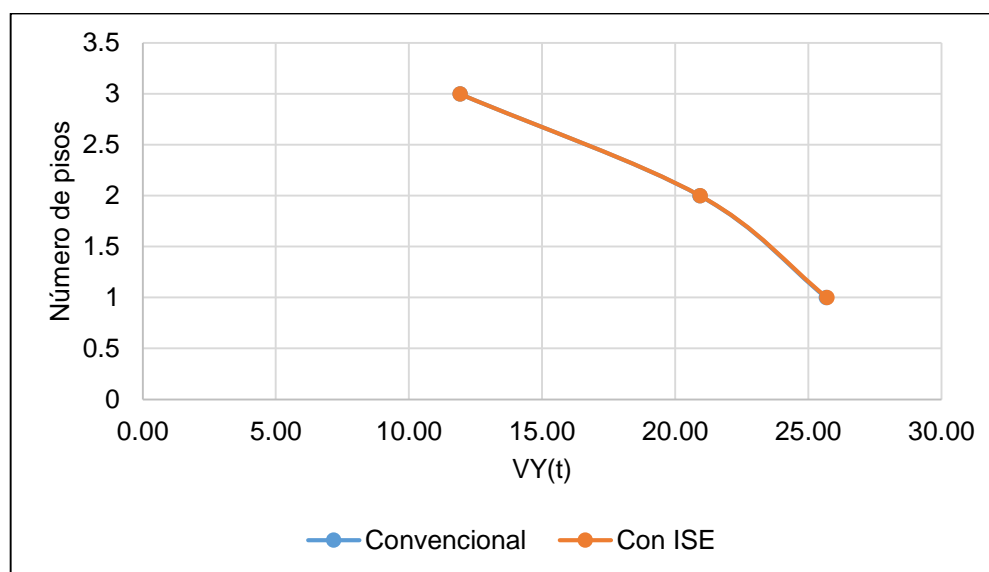


Figura 30. Comparación de las fuerzas cortantes por sismo dinámico Y de la edificación con 3 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

Al comparar los valores de la fuerza cortante en el eje Y, debido a la aplicación del sismo dinámico, se obtiene que la diferencia entre los métodos convencionales y el de interacción suelo – estructura, dan valores con diferencias de hasta 0.02 t en el piso 1.

3.3.2. Comparación del comportamiento estructural de la edificación de 5 pisos

Tabla 79. Comparación de los periodos de la edificación con 5 pisos.

Modo	Periodo (s)		Variación (%)
	Convencional	con ISE	
1	0.549	0.550	0.182
2	0.520	0.521	0.192
3	0.428	0.429	0.234
4	0.173	0.173	0.000
5	0.166	0.167	0.602
6	0.136	0.136	0.000
7	0.094	0.094	0.000
8	0.093	0.093	0.000
9	0.075	0.075	0.000
10	0.063	0.063	0.000
11	0.061	0.061	0.000
12	0.049	0.049	0.000
13	0.049	0.045	-8.163
14	0.045	0.004	-91.111
15	0.037	0.002	-94.595

Fuente: Elaboración propia.

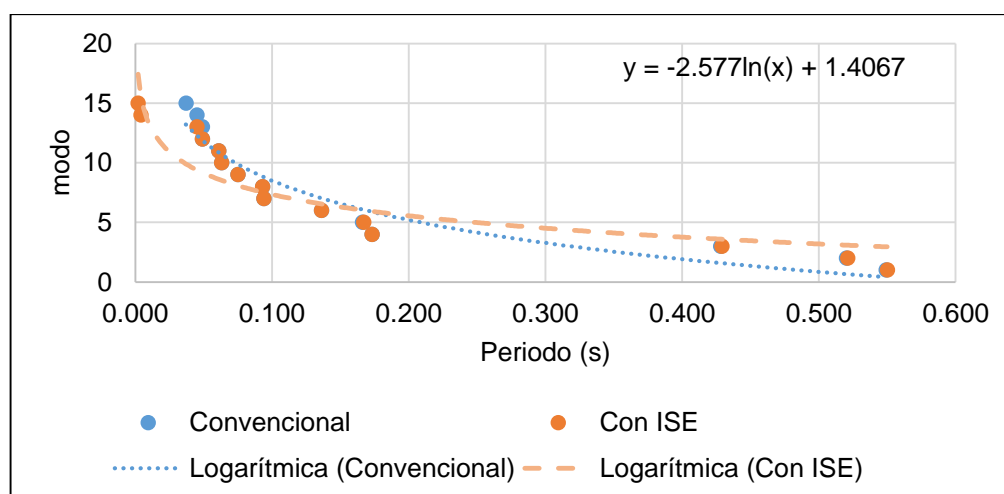


Figura 31. Comparación de los periodos de la edificación con 5 pisos.
Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 31 se muestra los valores comparativos de los modos de vibración obtenidos con el modelamiento convencional y el que considera la interacción suelo estructura, denotando así que la diferencia es de hasta -94.595 %.

Tabla 80. Comparación de las derivas por sismo dinámico X de la edificación con 5 pisos.

Piso	Deriva		Variación (%)
	Convencional	Con ISE	
5	0.00180	0.00181	0.667
4	0.00298	0.00299	0.402
3	0.00394	0.00395	0.457
2	0.00462	0.00464	0.390
1	0.00442	0.00445	0.678

Fuente: Elaboración propia.

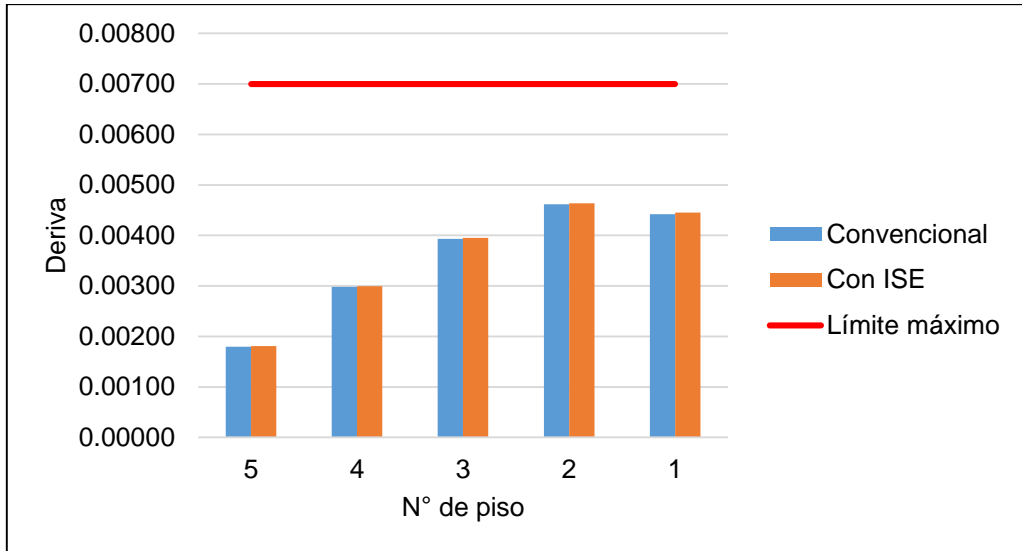


Figura 32. Comparación de las derivas para la edificación de 5 pisos con el sismo dinámico X.
Fuente: Elaboración propia.

Al comparar los valores obtenidos por el sismo dinámico X mediante el modelamiento convencional y la interacción suelo estructura (ISE), se ha denotado que la variación porcentual máxima fue de 0.678 %.

Tabla 81. Comparación de las derivas por sismo dinámico Y de la edificación con 5 pisos.

Piso	Deriva		Variación (%)
	Convencional	Con ISE	
5	0.00191	0.00192	0.629
4	0.00325	0.00326	0.370
3	0.00440	0.00442	0.272
2	0.00515	0.00517	0.350
1	0.00438	0.00442	0.822

Fuente: Elaboración propia.

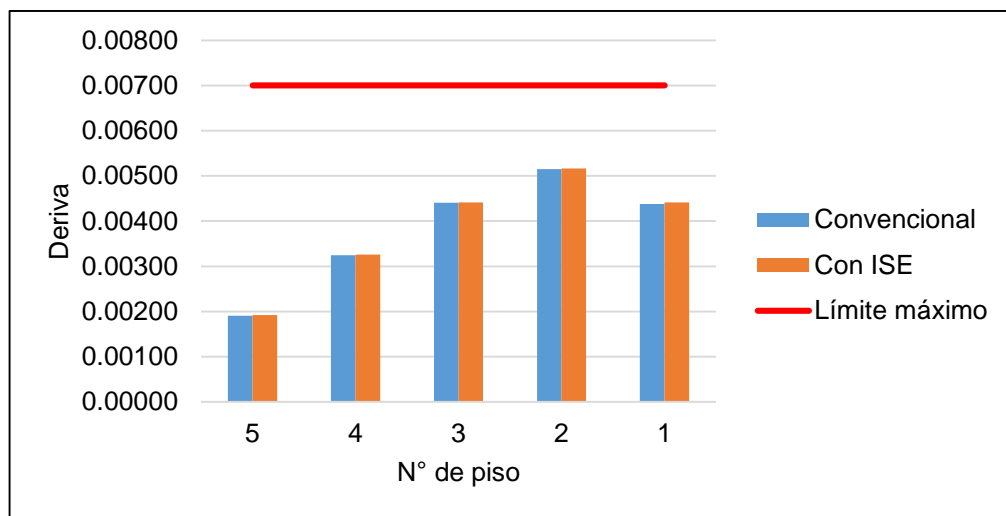


Figura 33. Comparación de las derivas para la edificación de 5 pisos con el sismo dinámico Y.
Fuente: Elaboración propia.

Con respecto al sismo en el eje Y, se ha podido determinar que la variación entre los métodos considerados es de máximo 0.822 %; además que en ningún caso el valor no supera el valor límite que exige la norma.

Tabla 82. Comparación de las fuerzas cortantes por sismo dinámico X de la edificación con 5 pisos.

Piso	Convencional		Con ISE	
	VX (t)	VY (t)	VX (t)	VY (t)
5	12.038	0.137	12.039	0.14
4	23.274	0.263	23.276	0.26
3	32.275	0.363	32.277	0.36
2	38.875	0.436	38.881	0.44
1	42.735	0.476	42.749	0.48

Fuente: Elaboración propia.

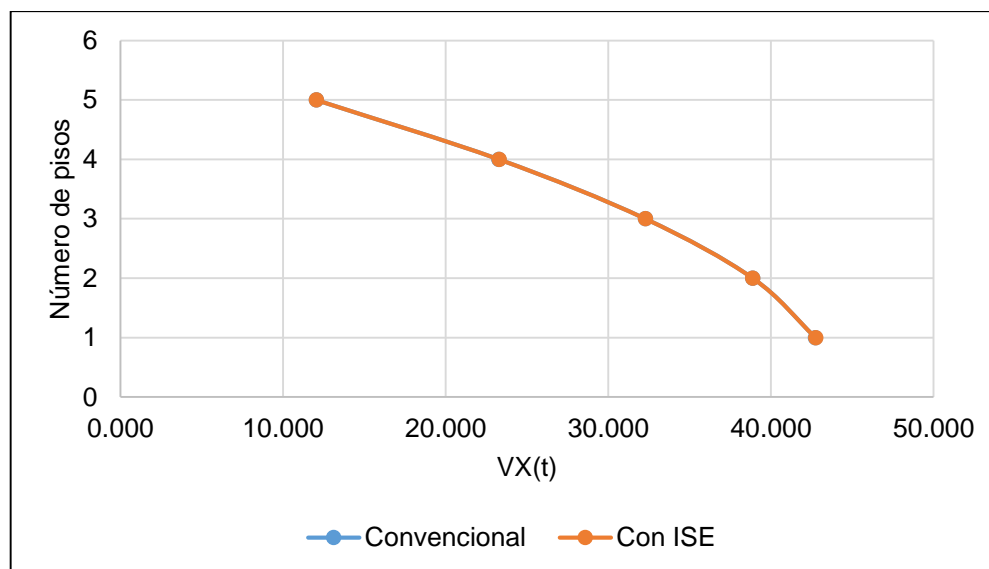


Figura 34. Comparación de las fuerzas cortantes por sismo dinámico X de la edificación con 5 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

La distribución de la fuerza cortante debido al sismo dinámico en el eje X tiene una variación de hasta 0.014 t, en el primer piso; sin embargo, esto no es suficiente para establecer una gran diferencia entre los métodos considerados.

Tabla 83. Comparación de las fuerzas cortantes por sismo dinámico Y de la edificación con 5 pisos.

Piso	Convencional		Con ISE	
	VX (t)	VY (t)	VX (t)	VY (t)
5	0.137	12.072	0.137	12.070
4	0.260	23.280	0.261	23.280
3	0.360	32.267	0.361	32.271
2	0.433	38.740	0.434	38.753
1	0.476	42.290	0.477	42.320

Fuente: Elaboración propia.

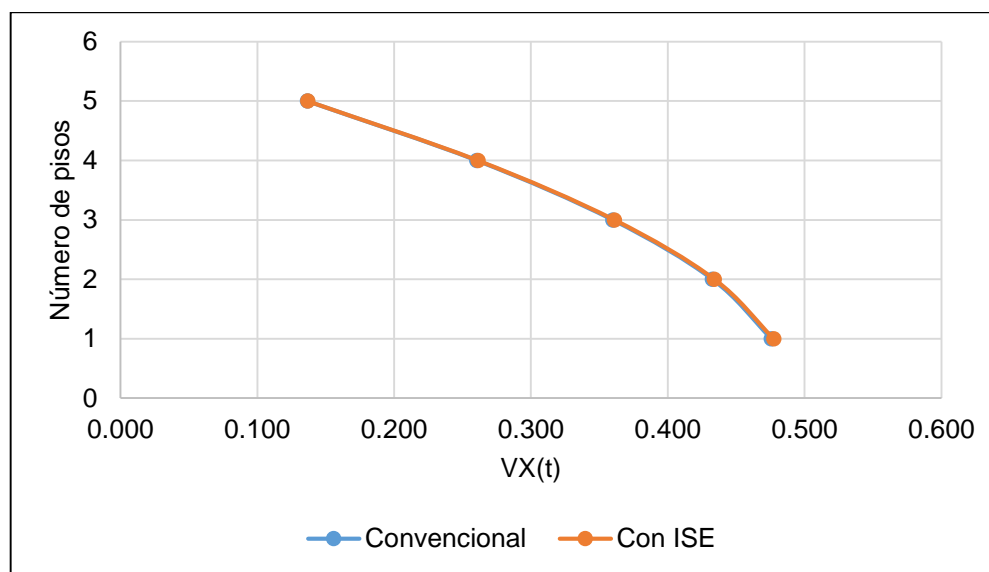


Figura 35. Comparación de las fuerzas cortantes por sismo dinámico Y de la edificación con 5 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

En el eje Y, también se ha observado un comportamiento similar al descrito para el eje X, siendo el valor máximo de 0.029 t en el piso 1.

3.3.3. Comparación del comportamiento estructural de la edificación de 9 pisos

Tabla 84. Comparación de los periodos de la edificación con 9 pisos.

Modo	Periodo (s)		Variación (%)
	Convencional	con ISE	
1	0.996	0.997	0.100
2	0.944	0.946	0.212
3	0.761	0.761	0.000
4	0.321	0.322	0.312
5	0.305	0.305	0.000
6	0.247	0.247	0.000
7	0.180	0.180	0.000

8	0.170	0.170	0.000
9	0.122	0.122	0.000
10	0.117	0.117	0.000
11	0.091	0.091	0.000
12	0.088	0.088	0.000
13	0.067	0.067	0.000
14	0.063	0.063	0.000
15	0.050	0.048	-4.000

Fuente: Elaboración propia.

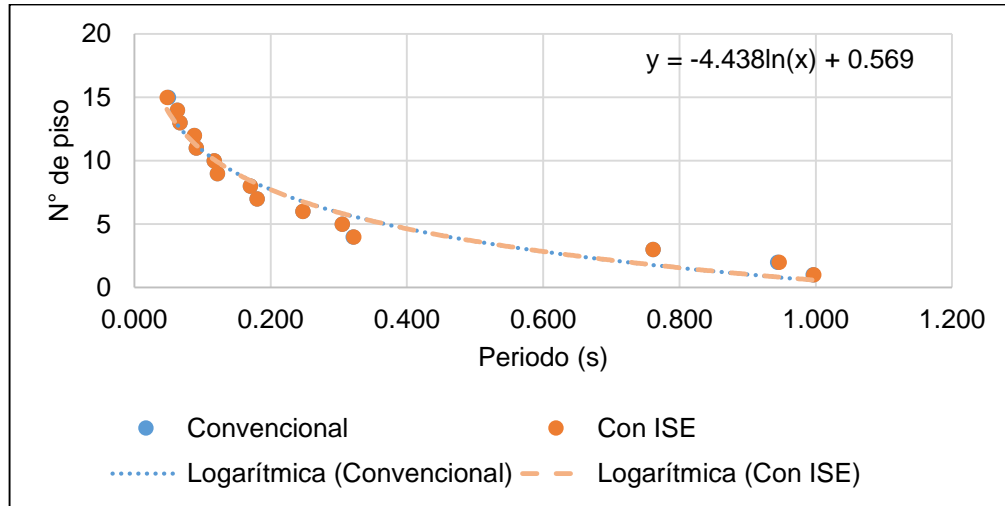


Figura 36. Comparación de los periodos de la edificación con 9 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

Del análisis de la edificación de 9 pisos se ha podido determinar que el modelamiento convencional y el que considera la interacción suelo – estructura presentan una distribución del periodo similar, incluso pudiendo ajustarse a la ecuación $y = -4.38 \ln(x) + 0.569$. Otro aspecto importante es que, a pesar de la similitud de periodos, en el primer piso se la una diferencia de periodos de -4 %.

Tabla 85. Comparación de las derivas por sismo dinámico X de la edificación con 9 pisos.

Piso	Deriva		Variación (%)
	Convencional	Con ISE	
9	0.0019	0.0020	0.617
8	0.0029	0.0029	0.419
7	0.0037	0.0037	0.325
6	0.0044	0.0044	0.137
5	0.0050	0.0050	0.121
4	0.0054	0.0054	0.112
3	0.0056	0.0056	0.000
2	0.0057	0.0057	0.105
1	0.0051	0.0051	0.118

Fuente: Elaboración propia.

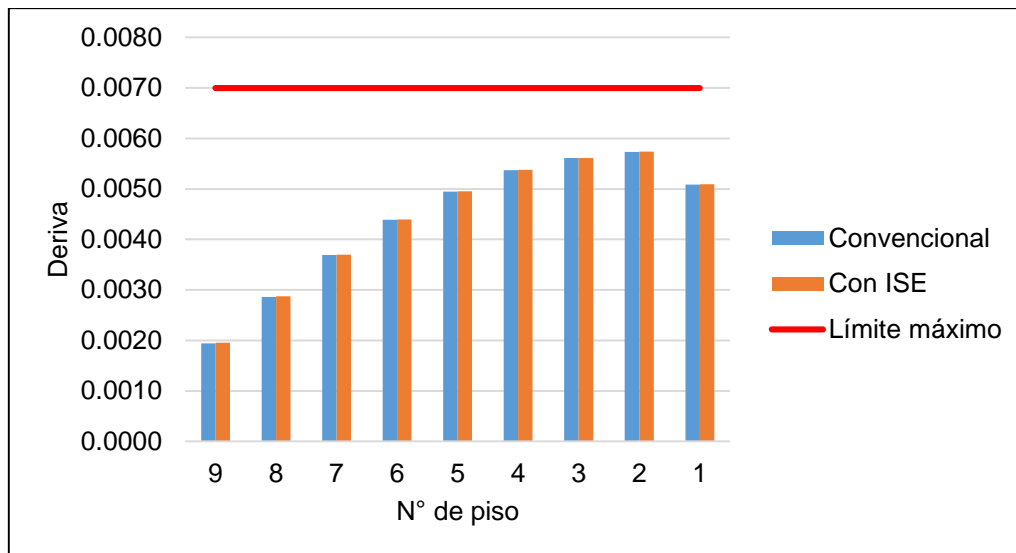


Figura 37. Comparación de las derivas para la edificación de 9 pisos con el sismo dinámico X.
Fuente: Elaboración propia.

Por acción del sismo dinámico en el eje X se ha podido establecer que las derivas en el mencionado eje son de hasta 0.617 % respecto al periodo obtenido con el modelamiento convencional.

Tabla 86. Comparación de las derivas por sismo dinámico Y de la edificación con 9 pisos.

Piso	Deriva		Variación (%)
	Convencional	Con ISE	
9	0.00182	0.00182	0.000
8	0.00278	0.00279	0.216
7	0.00368	0.00368	0.000
6	0.00444	0.00444	0.000
5	0.00506	0.00506	0.000
4	0.00555	0.00555	0.000
3	0.00591	0.00591	0.000
2	0.00606	0.00606	0.000
1	0.00483	0.00485	0.497

Fuente: Elaboración propia.

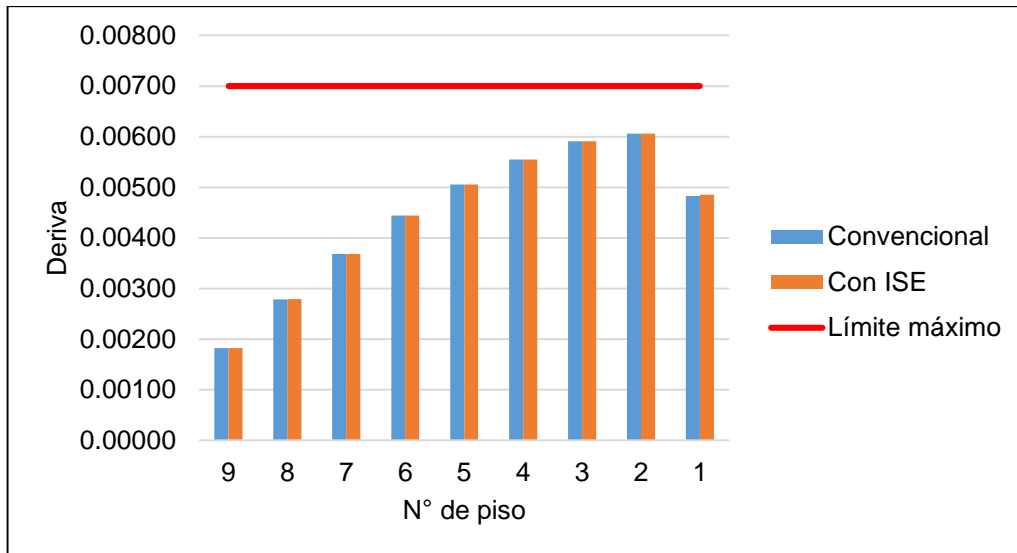


Figura 38. Comparación de las derivas para la edificación de 9 pisos con el sismo dinámico Y.
Fuente: Elaboración propia.

Con respecto a las derivas del eje Y, debido a la acción del sismo dinámico, se ha determinado que las derivas son iguales, pues solo se tiene una variación porcentual de 0.216 %

Tabla 87. Comparación de las fuerzas cortantes por sismo dinámico X de la edificación con 9 pisos.

Piso	Convencional		Con ISE	
	VX (t)	VY (t)	VX (t)	VY (t)
9	0.21	8.48	0.20	8.47
8	0.18	16.39	0.18	16.38
7	0.29	23.04	0.29	23.02
6	0.32	28.66	0.32	28.63
5	0.38	33.45	0.37	33.42
4	0.48	37.58	0.46	37.54
3	0.55	41.04	0.54	41.00
2	0.55	43.71	0.55	43.67
1	0.49	45.28	0.48	45.25

Fuente: Elaboración propia.

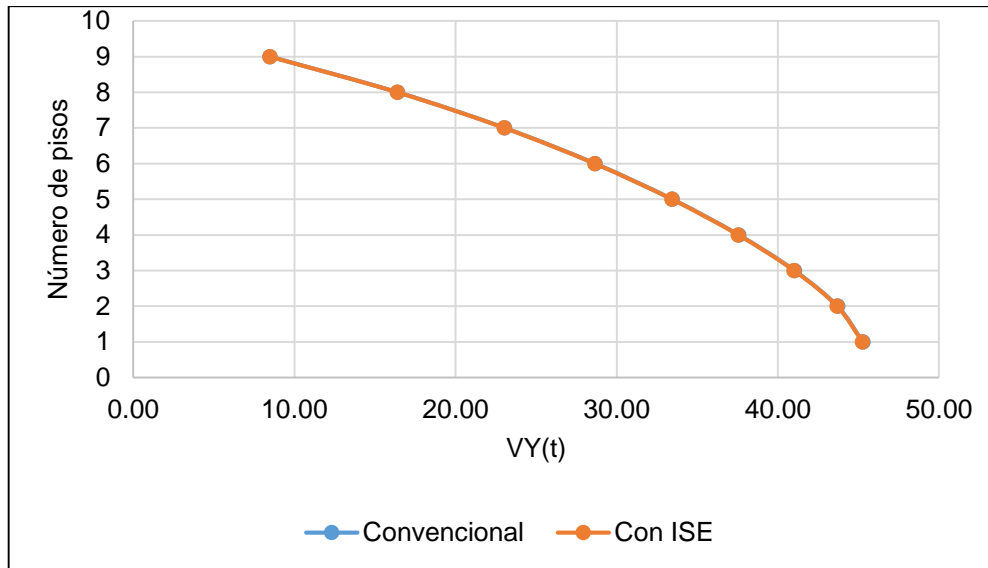


Figura 39. Comparación de las fuerzas cortantes por sismo dinámico X de la edificación con 9 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

Las fuerzas cortantes de la edificación con 9 pisos debido a la acción sísmica solo presentan variaciones de hasta 0.01 t, en el eje X, es por tal motivo que la distribución es la misma sin importar el método de modelamiento que se aplique.

Tabla 88. Comparación de las fuerzas cortantes por sismo dinámico Y de la edificación con 9 pisos.

Piso	Convencional		Con ISE	
	VX (t)	VY (t)	VX (t)	VY (t)
9	8.84	0.21	8.83	0.21
8	17.22	0.18	17.19	0.18
7	24.23	0.29	24.19	0.29
6	30.16	0.31	30.10	0.31
5	35.21	0.37	35.14	0.37
4	39.54	0.45	39.46	0.45
3	43.17	0.51	43.08	0.50
2	46.00	0.51	45.91	0.51
1	47.76	0.49	47.67	0.48

Fuente: Elaboración propia.

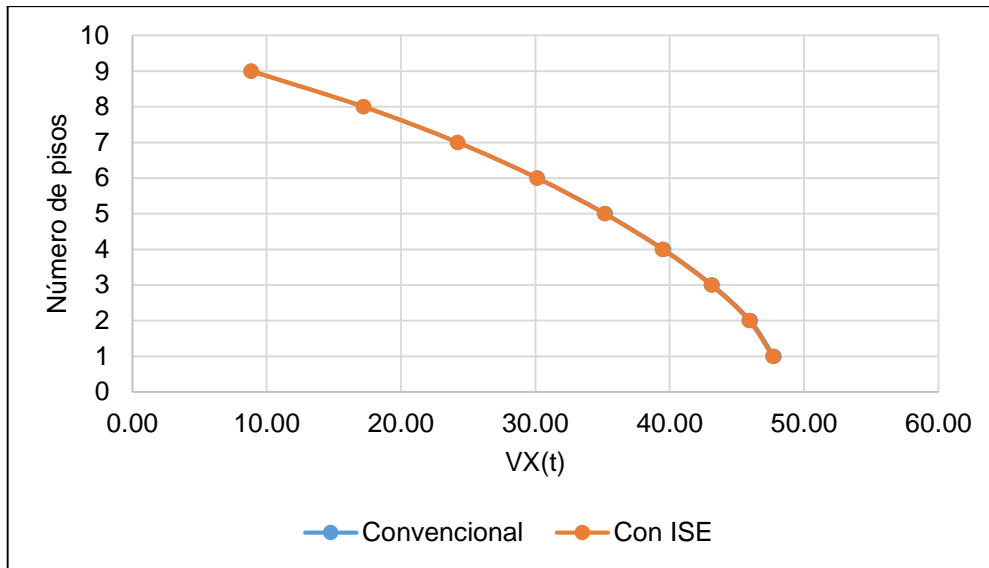


Figura 40. Comparación de las fuerzas cortantes por sismo dinámico Y de la edificación con 9 pisos.

Fuente: Elaboración propia.

Las fuerzas cortantes de la edificación obtenida mediante la acción sísmica dinámica en el eje X es similar entre la aplicación del modelamiento convencional y el que considera la interacción suelo estructura, pues existe una diferencia de 0.09 t.

IV. DISCUSIONES

El desarrollo de la presente investigación ha considerado la comparación de dos métodos para establecer el comportamiento estructural de una edificación en función a la altura de un edificio (un método convencional y la interacción suelo – estructura). Es por lo cual que, los resultados obtenidos se centran en tres puntos importantes: los modos de vibración, las derivas y las fuerzas internas de una edificación. Es en este sentido que al realizar las comparaciones del método convencional y el que, considerada la interacción entre el suelo y la estructura, se ha determinado que, los modos de vibración en la edificación de 3, 5 y 9 pisos muestran un incremento del periodo de hasta 0.329%, 0.234 % 0.312 %; denotándose un incremento entre el método convencional y el de interacción suelo – estructura; sin embargo estas variaciones son pequeñas en comparación a los resultados por Liang et al (2018) y Gong et al (2020), quienes obtuvieron variaciones de hasta 5.75% y 27 %, difiriendo así, con lo obtenido en la presente investigación; sin embargo es importante resaltar que las investigaciones mencionadas fueron realizados con parámetros diferentes a los considerados en la presente investigación, siendo el principal de ellos el tipo de suelo. Esto explica por qué de la diferencia del valor del periodo de vibración entre los estudios considerados.

Otro aspecto importante respecto al análisis de los modos de vibración, es la participación de las masas acumuladas, lográndose distinguir que ésta logra superar el 90 % de participación modal después del sexto modo de vibración, con lo cual se cumple lo especificado por la normativa vigente.

Con respecto a las derivas de la edificación, se ha considerado realizar el análisis estático y dinámico, al cual, posteriormente, se le ha añadido la interacción del suelo mediante la aplicación del software ETABS y los valores de los coeficientes de rigidez del suelo obtenidos mediante las ecuaciones propuestas por Barkan. En este sentido, los resultados han demostrado que, al analizar la edificación con diferentes niveles y tipos de sismo, la estructura con 3 y 5 pisos no superan el límite máximo permisible que la norma ha establecido (0.007); en cuanto a la edificación de 9 pisos se ha observado que las derivas por el sismo estático no cumplen, pero

al considerar el sismo dinámico cumple con valores muy cercanos a los establecido por la norma E0.30.

Con respecto al análisis mediante la interacción suelo - estructura mediante el sismo dinámico, se ha observado un incremento de la variación de las derivas a medida que se aumenta la cantidad de pisos de la estructura, pero solo hasta una altura de 5 pisos, después a ello, esta variación tiene valores de derivas iguales. Esta tendencia concuerda con la investigación realizada por Ghosh y Debbarma (2019) quienes determinaron que la máxima variación en la edificación analizada en el eje X fue de 0.00212 a 0.0041. Si bien es cierto que las condiciones fueron distintas, la tendencia del incremento del valor de las derivas a consecuencia de la interacción del suelo, se mantiene.

Al analizar las fuerzas internas se ha podido determinar que, al considerar la interacción suelo - estructura en la edificación, esta disminuye; coincidiendo de esta manera con lo determinado por Ghandil y Behnamfar (2017) y Urteaga (2019), quienes también establecieron que, al considerar la interacción del suelo disminuye las fuerzas internas de la estructura; sin embargo un aspecto resaltante en la investigación es que, esta disminución obtenida, es pequeña debido principalmente a que la edificación analizada se encuentra en un tipo de suelo S2, que según la normativa E0.30 vigente posee buenas características; además que la zonificación sísmica es 2, razón por la cual no existe una gran variación de la deriva, los modos y las fuerzas internas de la edificación a pesar que se incrementen la altura de la edificación.

V. CONCLUSIONES

1. De la evaluación del comportamiento sísmico de una edificación multifamiliar se ha determinado que, al comparar los resultados de los métodos de interacción del suelo – estructura y convencional, el periodo de vibración y las derivas obtenidas con el primer método, se incrementan; mientras que las fuerzas internas disminuyen; sin embargo, esta variación no es significativa, debido principalmente a que la edificación analizada se encuentra en una zona sísmica 2 y tiene un tipo de suelo S2, que favorece un comportamiento sísmico adecuado, a pesar que se incremente la cantidad de pisos de 3 a 9.
2. El análisis sísmico convencional ha demostrado que las derivas inelásticas (0.75R) de la edificación mediante el análisis modal espectral, no sobrepasa los límites establecidos por la norma (0.007); además que la cortante en la base de la estructura (determinado mediante el análisis modal espectral) se incrementa a medida se considera mayor cantidad de pisos en la edificación, pues su valor va de 25.8616 toneladas (eje X) en la edificación con 3 pisos, hasta 47.7625 toneladas (eje X) cuando la edificación tiene 9 pisos; demostrando así que, la cantidad de pisos en una edificación repercute en las fuerzas internas que soportan la estructura; todo ello considerando un modelamiento en el que el suelo se asume como empotrado o rígido.
3. El análisis de la edificación considerando la interacción del suelo en la estructura han demostrado que para una edificación multifamiliar ubicada en la zona sísmica 2 y en un tipo de suelo S2, las derivas no sobrepasan el valor límite establecido en la normativa vigente, pues la máxima deriva inelástica obtenida fue de 0.0057 cuando la edificación tiene 9 pisos. Con respecto a las fuerzas internas, se observa que los valores de la cortante en la base y momentos en la edificación se incrementan a medida se aumenta la cantidad de pisos analizados; siguiendo así, la misma tendencia que el modelamiento convencional, pues el valor de la cortante en la base en la edificación de 3 pisos fue de 25.87 toneladas, mientras que en la de 9 pisos fue de 45.25 toneladas.

VI. RECOMENDACIONES

1. Se recomienda la aplicación del método interacción suelo – estructura en edificaciones cuya cimentación esté ubicada en suelos arcillosos, pues como se ha demostrado en esta investigación, en suelos limo arenoso el efecto no es significativo.
2. Se recomienda a los investigadores realizar estudios con sistemas de edificaciones como el dual o de albañilería, pues estos presentan cimentaciones más amplias que las determinadas en un sistema aporticado, lo cual modifica el valor de los coeficientes de rigideces, pudiéndose afectar su comportamiento sísmico.
3. Se recomienda la implementación del método de interacción suelo - estructura en la norma, especialmente para suelos y zonas sísmicas en donde su incidencia es mayor.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGUIAR, R. y ORTIZ, D., 2017. Análisis sísmico de un edificio de doce pisos de la ciudad de Manta considerando interacción suelo estructura. , vol. 22, pp. 251–279.
- ANYAIPOMA, H., 2019. *Análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar de concreto armado considerando la interacción suelo - estructura Palián. Huancayo* [en línea]. S.I.: Universida Peruana los Andes. Disponible en: repositorio.upla.edu.pe/handle/UPLA/924?locale-attribute=en.
- AQUINO, C. y RODRÍGUEZ, M., 2015. *Comparación de la respuesta estructural de los módulos B y C de la I.E Julio Ramón Ribeyro considerando y sin considerar la interacción suelo - estructura* [en línea]. Cajamarca: Universidad Privada del Norte. Disponible en: <https://repositorio.upn.edu.pe/handle/11537/9431>.
- ARELLANO, M., CAVALLIN, J. y CAVALLIN, J., 2018. Estudio del comportamiento dinámico en edificaciones irregulares considerando interacción suelo estructura. *Revista Ingeniería* [en línea], vol. 2, no. 2, pp. 28–36. DOI <https://doi.org/10.33996/revistaingenieria.v2i2.12>. Disponible en: <https://revistaingenieria.org/index.php/revistaingenieria/article/view/12/21>.
- BERNAL, C., 2010. *Metodología de la investigación administración, economía, humanidades y ciencias sociales*. Tercera. Colombia: s.n.
- CASTRO, C. y PÉREZ, G., 2020. *Análisis de la interacción suelo - estructura estática para una edificación regular de hormigón armado y 3 tipos de suelos*. S.I.: Universidad Politécnica Salesiana - Sede Quito.
- CHOQUE, C. y VILLANUEVA, E., 2019. *Comparación dinámica modelo empotrado vs interacción suelo - estructura en una edificación son un sistema dual con platea de cimentación: caso edificio archivo regional de Puno*. S.I.: Universidad Andina Néstor Cáceres Velásquez.
- COLUNGA, A.T., 2019. Interacción suelo - estructura. Reflexiones sobre su importancia en la respuesta dinámica de estructuras durante sismos. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras* [en línea], vol. 24, pp. 141–165. Disponible en: <https://journal.espe.edu.ec/ojs/index.php/riie/article/view/1282>.

- ESCOBAR, J., 2019. *Análisis y diseño con interacción suelo - estructura de una vivienda multifamiliar de 7 niveles* [en línea]. S.l.: Universidad Nacional de San Antinio Abad del Cusco. Disponible en: repositorio.unsaac.edu.pe/handle/UNSAAC/4334.
- ESPINOSA, A. y CARRIÓN, J., 2019. *Influencia de la interacción suelo - estructura de cimentaciones superficiales en suelos no cohesivos en el comportamiento estructural de una edificación de 8 pisos y un subsuelo* [en línea]. Quito: Universidad Central del Ecuador. Disponible en: <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/20362>.
- GHANDIL, M. y ALDAIKH, H., 2016. Damage - based seismic planar pouding analysis of adjacent symmetric buidings conisdering inelastic structure - soil - struture interaction. *Pacific Conference on Earthquake Engineering* [en línea], no. 056, pp. 1–6. DOI 10.1002/eqe. Disponible en: [http://www.stanford.edu/~bakerjw/Publications/Baker \(2007\) Record scaling, 8PCEE.pdf%5Cnpapers2://publication/uuid/1498A307-A88B-4AAF-B3F7-E6B4B14F87C2](http://www.stanford.edu/~bakerjw/Publications/Baker%20(2007)%20Record%20scaling,%208PCEE.pdf%5Cnpapers2://publication/uuid/1498A307-A88B-4AAF-B3F7-E6B4B14F87C2).
- GHANDIL, M. y BEHNAMFAR, F., 2017. Ductility demands of MRF structures on soft soils considering soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* [en línea], vol. 92, no. September 2016, pp. 203–214. ISSN 02677261. DOI 10.1016/j.soildyn.2016.09.051. Disponible en: <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.09.051>.
- GHOSH, R. y DEBBARMA, R., 2019. Effect of slope angle variation on the structures resting on hilly region considering soil–structure interaction. *International Journal of Advanced Structural Engineering* [en línea], vol. 11, no. 1, pp. 67–77. ISSN 20086695. DOI 10.1007/s40091-019-0219-3. Disponible en: <https://doi.org/10.1007/s40091-019-0219-3>.
- GONG, N., LI, P., SHAN, J. y OUYANG, Y., 2020. Data-driven identification and modeling of earthquake-excited building structures regarding soil-structure interaction. *Structural Design of Tall and Special Buildings* [en línea], vol. 29, no. 18, pp. 1–22. ISSN 15417808. DOI 10.1002/tal.1808. Disponible en: <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/tal.1808>.
- HERNÁNDEZ, R., FERNÁNDEZ, C. y BAPTISTA, P., 2014. *Metodología de la*

- investigación*. 5°. México D.F.: s.n. ISBN 9786071502919.
- LIANG, J., HAN, B., TODOROVSKA, M. y TRIFUNAC, M., 2018. 2D dynamic structure-soil-structure interaction for twin buildings in layered half-space II: Incident SV-waves. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* [en línea], vol. 113, no. May, pp. 356–390. ISSN 02677261. DOI 10.1016/j.soildyn.2018.05.023. Disponible en: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.05.023>.
- LIU, J., BAO, X., WANG, D., TAN, H. y LI, S., 2019. The internal substructure method for seismic wave input in 3D dynamic soil-structure interaction analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* [en línea], vol. 127, no. August, pp. 105847. ISSN 02677261. DOI 10.1016/j.soildyn.2019.105847. Disponible en: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105847>.
- MA, J., GAO, X. y LIU, F., 2017. Nonlinear lateral vibrations and two-to-one resonant responses of a single pile with soil-structure interaction. *Meccanica* [en línea], vol. 52, no. 15, pp. 3549–3562. ISSN 15729648. DOI 10.1007/s11012-017-0681-6. Disponible en: <https://link.springer.com/article/10.1007/s11012-017-0681-6>.
- MEJÍA, N., 2018. *Análisis de interacción suelo estructura en conjunto con un análisis Push Over en una edificación de 10 pisos en pórticos de concreto, en zonas lacustres de la microzonificación sísmica de Bogotá*. S.l.: Universidad Militar Nueva Granada.
- MORALES, R., 2006. *Diseño en concreto armado*. Tercera Ed. Lima - Perú: Instituto de la Construcción y Gerencia.
- MURIÁ-VILA, D., CAMARGO, J. y ALDAMA, B., 2017. Influence of soil-structure interaction and subsoil. *16th World Conference on Earthquake Engineering* [en línea], pp. 1–12. Disponible en: <https://www.semanticscholar.org/paper/INFLUENCE-OF-SOIL-STRUCTURE-INTERACTION-AND-SUBSOIL-Murià-Vila-Camargo/71a843c9b109630fb8a4d25f1a104be014a7e51e?p2df>.
- MVCS, 2018. *Norma técnica - E.030 Diseño sismorresistente*. 2018. Lima - Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- NAZARIMOFRAD, E. y ZAHRAI, S.M., 2018. Fuzzy control of asymmetric plan

- buildings with active tuned mass damper considering soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* [en línea], vol. 115, no. January, pp. 838–852. ISSN 02677261. DOI 10.1016/j.soildyn.2017.09.020. Disponible en: <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.09.020>.
- OLARTE, J., PARAMASIVAM, B., DASHTI, S., LIEL, A. y ZANNIN, J., 2017. Centrifuge modeling of mitigation-soil-foundation-structure interaction on liquefiable ground. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* [en línea], vol. 97, no. February, pp. 304–323. ISSN 02677261. DOI 10.1016/j.soildyn.2017.03.014. Disponible en: <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.03.014>.
- PAPADOPOULOS, M., VAN BEEUMEN, R., FRANÇOIS, S., DEGRANDE, G. y LOMBAERT, G., 2018. Modal characteristics of structures considering dynamic soil-structure interaction effects. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* [en línea], vol. 105, no. November 2017, pp. 114–118. ISSN 02677261. DOI 10.1016/j.soildyn.2017.11.012. Disponible en: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.11.012>.
- SALVATIERRA, A. y SALVATIERRA, R., 2018. *Distribución óptima de amortiguadores viscosos no lineales para una edificación aporticada de armado mediante algoritmos genéticos* [en línea]. Huancavelica: Universidad Nacional de Huancavelica. Disponible en: [repositorio.unh.edu.pe › bitstream › handle › UNH](http://repositorio.unh.edu.pe/bitstream/handle/UNH).
- URTEAGA, W., 2019. *Nivel de desempeño sísmico del edificio N°01 de la institución educativa San Ramón (Anexo Chontapaccha) considerando la interacción suelo estructura* [en línea]. S.I.: Universidad Nacional de Cajamarca. Disponible en: <http://repositorio.unc.edu.pe/handle/UNC/3671>.
- VILLARREAL, G., 2009. *Interacción sísmica suelo - estructura en edificaciones con zapatas aisladas*. Tercera. Lima: Asamblea Nacional de Rectores.
- VILLARREAL, G., 2020. Interacción suelo estructura en edificaciones con zapatas aisladas. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras* [en línea], vol. 25, no. 3, pp. 311–322. Disponible en: <https://journal.espe.edu.ec/ojs/index.php/riie/article/viewFile/1689/1298>.

- AGUIAR, R. y ORTIZ, D., 2017. Análisis sísmico de un edificio de doce pisos de la ciudad de Manta considerando interacción suelo estructura. , vol. 22, pp. 251–279.
- ANYAIPOMA, H., 2019. *Análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar de concreto armado considerando la interacción suelo - estructura Palián. Huancayo* [en línea]. S.I.: Universida Peruana los Andes. Disponible en: repositorio.upla.edu.pe/handle/UPLA/924?locale-attribute=en.
- AQUINO, C. y RODRÍGUEZ, M., 2015. *Comparación de la respuesta estructural de los módulos B y C de la I.E Julio Ramón Ribeyro considerando y sin considerar la interacción suelo - estructura* [en línea]. Cajamarca: Universidad Privada del Norte. Disponible en: <https://repositorio.upn.edu.pe/handle/11537/9431>.
- ARELLANO, M., CAVALLIN, J. y CAVALLIN, J., 2018. Estudio del comportamiento dinámico en edificaciones irregulares considerando interacción suelo estructura. *Revista Ingeniería* [en línea], vol. 2, no. 2, pp. 28–36. DOI <https://doi.org/10.33996/revistaingenieria.v2i2.12>. Disponible en: <https://revistaingenieria.org/index.php/revistaingenieria/article/view/12/21>.
- BERNAL, C., 2010. *Metodología de la investigación administración, economía, humanidades y ciencias sociales*. Tercera. Colombia: s.n.
- CASTRO, C. y PÉREZ, G., 2020. *Análisis de la interacción suelo - estructura estática para una edificación regular de hormigón armado y 3 tipos de suelos*. S.I.: Universidad Politécnica Salesiana - Sede Quito.
- CHOQUE, C. y VILLANUEVA, E., 2019. *Comparación dinámica modelo empotrado vs interacción suelo - estructura en una edificación son un sistema dual con platea de cimentación: caso edificio archivo regional de Puno*. S.I.: Universidad Andina Néstor Cáceres Velásquez.
- COLUNGA, A.T., 2019. Interacción suelo - estructura. Reflexiones sobre su importancia en la respuesta dinámica de estructuras durante sismos. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras* [en línea], vol. 24, pp. 141–165. Disponible en: <https://journal.espe.edu.ec/ojs/index.php/riie/article/view/1282>.
- ESCOBAR, J., 2019. *Análisis y diseño con interacción suelo - estructura de una vivienda multifamiliar de 7 niveles* [en línea]. S.I.: Universidad Nacional de San Antinio Abad del Cusco. Disponible en:

repositorio.unsaac.edu.pe/handle/UNSAAC/4334.

- ESPINOSA, A. y CARRIÓN, J., 2019. *Influencia de la interacción suelo - estructura de cimentaciones superficiales en suelos no cohesivos en el comportamiento estructural de una edificación de 8 pisos y un subsuelo* [en línea]. Quito: Universidad Central del Ecuador. Disponible en: <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/20362>.
- GHANDIL, M. y ALDAIKH, H., 2016. Damage - based seismic planar pouding analysis of adjacent symmetric buidings considering inelastic structure - soil - struture interaction. *Pacific Conference on Earthquake Engineering* [en línea], no. 056, pp. 1–6. DOI 10.1002/eqe. Disponible en: [http://www.stanford.edu/~bakerjw/Publications/Baker \(2007\) Record scaling, 8PCEE.pdf%5Cnpapers2://publication/uuid/1498A307-A88B-4AAF-B3F7-E6B4B14F87C2](http://www.stanford.edu/~bakerjw/Publications/Baker%20(2007)%20Record%20scaling,%208PCEE.pdf%5Cnpapers2://publication/uuid/1498A307-A88B-4AAF-B3F7-E6B4B14F87C2).
- GHANDIL, M. y BEHNAMFAR, F., 2017. Ductility demands of MRF structures on soft soils considering soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* [en línea], vol. 92, no. September 2016, pp. 203–214. ISSN 02677261. DOI 10.1016/j.soildyn.2016.09.051. Disponible en: <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.09.051>.
- GHOSH, R. y DEBBARMA, R., 2019. Effect of slope angle variation on the structures resting on hilly region considering soil–structure interaction. *International Journal of Advanced Structural Engineering* [en línea], vol. 11, no. 1, pp. 67–77. ISSN 20086695. DOI 10.1007/s40091-019-0219-3. Disponible en: <https://doi.org/10.1007/s40091-019-0219-3>.
- GONG, N., LI, P., SHAN, J. y OUYANG, Y., 2020. Data-driven identification and modeling of earthquake-excited building structures regarding soil-structure interaction. *Structural Design of Tall and Special Buildings* [en línea], vol. 29, no. 18, pp. 1–22. ISSN 15417808. DOI 10.1002/tal.1808. Disponible en: <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/tal.1808>.
- HERNÁNDEZ, R., FERNÁNDEZ, C. y BAPTISTA, P., 2014. *Metodología de la investigación*. 5°. México D.F.: s.n. ISBN 9786071502919.
- LIANG, J., HAN, B., TODOROVSKA, M. y TRIFUNAC, M., 2018. 2D dynamic structure-soil-structure interaction for twin buildings in layered half-space II:

- Incident SV-waves. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* [en línea], vol. 113, no. May, pp. 356–390. ISSN 02677261. DOI 10.1016/j.soildyn.2018.05.023. Disponible en: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.05.023>.
- LIU, J., BAO, X., WANG, D., TAN, H. y LI, S., 2019. The internal substructure method for seismic wave input in 3D dynamic soil-structure interaction analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* [en línea], vol. 127, no. August, pp. 105847. ISSN 02677261. DOI 10.1016/j.soildyn.2019.105847. Disponible en: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105847>.
- MA, J., GAO, X. y LIU, F., 2017. Nonlinear lateral vibrations and two-to-one resonant responses of a single pile with soil-structure interaction. *Meccanica* [en línea], vol. 52, no. 15, pp. 3549–3562. ISSN 15729648. DOI 10.1007/s11012-017-0681-6. Disponible en: <https://link.springer.com/article/10.1007/s11012-017-0681-6>.
- MEJÍA, N., 2018. *Análisis de interacción suelo estructura en conjunto con un análisis Push Over en una edificación de 10 pisos en pórticos de concreto, en zonas lacustres de la microzonificación sísmica de Bogotá*. S.l.: Universidad Militar Nueva Granada.
- MORALES, R., 2006. *Diseño en concreto armado*. Tercera Ed. Lima - Perú: Instituto de la Construcción y Gerencia.
- MURIÁ-VILA, D., CAMARGO, J. y ALDAMA, B., 2017. Influence of soil-structure interaction and subsoil. *16th World Conference on Earthquake Engineering* [en línea], pp. 1–12. Disponible en: <https://www.semanticscholar.org/paper/INFLUENCE-OF-SOIL-STRUCTURE-INTERACTION-AND-SUBSOIL-Murià-Vila-Camargo/71a843c9b109630fb8a4d25f1a104be014a7e51e?p2df>.
- MVCS, 2018. *Norma técnica - E.030 Diseño sismorresistente*. 2018. Lima - Perú: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- NAZARIMOFRAD, E. y ZAHRAI, S.M., 2018. Fuzzy control of asymmetric plan buildings with active tuned mass damper considering soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* [en línea], vol. 115, no. January, pp. 838–852. ISSN 02677261. DOI 10.1016/j.soildyn.2017.09.020. Disponible

- en: <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.09.020>.
- OLARTE, J., PARAMASIVAM, B., DASHTI, S., LIEL, A. y ZANNIN, J., 2017. Centrifuge modeling of mitigation-soil-foundation-structure interaction on liquefiable ground. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* [en línea], vol. 97, no. February, pp. 304–323. ISSN 02677261. DOI 10.1016/j.soildyn.2017.03.014. Disponible en: <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.03.014>.
- PAPADOPOULOS, M., VAN BEEUMEN, R., FRANÇOIS, S., DEGRANDE, G. y LOMBAERT, G., 2018. Modal characteristics of structures considering dynamic soil-structure interaction effects. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* [en línea], vol. 105, no. November 2017, pp. 114–118. ISSN 02677261. DOI 10.1016/j.soildyn.2017.11.012. Disponible en: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.11.012>.
- SALVATIERRA, A. y SALVATIERRA, R., 2018. *Distribución óptima de amortiguadores viscosos no lineales para una edificación aporticada de armado mediante algoritmos genéticos* [en línea]. Huancavelica: Universidad Nacional de Huancavelica. Disponible en: [repositorio.unh.edu.pe › bitstream › handle › UNH](http://repositorio.unh.edu.pe/bitstream/handle/UNH).
- URTEAGA, W., 2019. *Nivel de desempeño sísmico del edificio N°01 de la institución educativa San Ramón (Anexo Chontapaccha) considerando la interacción suelo estructura* [en línea]. S.l.: Universidad Nacional de Cajamarca. Disponible en: <http://repositorio.unc.edu.pe/handle/UNC/3671>.
- VILLARREAL, G., 2009. *Interacción sísmica suelo - estructura en edificaciones con zapatas aisladas*. Tercera. Lima: Asamblea Nacional de Rectores.
- VILLARREAL, G., 2020. Interacción suelo estructura en edificaciones con zapatas aisladas. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras* [en línea], vol. 25, no. 3, pp. 311–322. Disponible en: <https://journal.espe.edu.ec/ojs/index.php/riie/article/viewFile/1689/1298>.

ANEXO

ANEXO 01: MATRIZ DE CONSISTENCIA

Tesis: Evaluación del comportamiento sísmico de un edificio con modelo interacción suelo – estructura, con fines de ampliación, Huamanga – Ayacucho.

Problemas	Objetivos	Hipótesis	VARIABLES	Indicadores	Escala de medición	Diseño metodológico
<p>Problema general: ¿Cuál es el comportamiento sísmico con el modelo interacción suelo – estructura, para la ampliación de un edificio en la Provincia de Huamanga - Ayacucho?</p> <p>Problemas específicos: a) ¿Cuál es el análisis sísmico dinámico espectral, mediante el uso del programa ETABS en un edificio de la Provincia de Huamanga? b) ¿Cómo es el comportamiento sísmico mediante el modelo interacción suelo – estructura, aplicando el programa ETABS de un edificio de la Provincia de Huamanga?</p>	<p>Objetivo general: Evaluar el comportamiento sísmico, con el modelo interacción suelo – estructura, para la ampliación de un edificio en la Provincia de Huamanga - Ayacucho.</p> <p>Objetivo específico: a) Realizar el análisis sísmico dinámico espectral, mediante el uso del programa ETABS, en un edificio de la Provincia de Huamanga. b) Establecer el comportamiento sísmico mediante el modelo interacción suelo - estructura, aplicando el programa ETABS, de un edificio de la Provincia de Huamanga.</p>	<p>Hipótesis general: Si se evalúa con el modelo interacción suelo – estructura, se verifica el comportamiento sísmico de un edificio en la Provincia de Huamanga – Ayacucho para su ampliación.</p> <p>Hipótesis específica: a) Al analizar mediante el método dinámico modal espectral con el programa ETABS, se determina el comportamiento sísmico de un edificio de la Provincia de Huamanga. b) Con el modelo interacción suelo – estructura y el programa ETABS, se verifica el comportamiento sísmico para su ampliación de un edificio en la Provincia de Huamanga.</p>	<p>Variable independiente: Interacción suelo - estructura.</p> <p>Variable dependiente: Comportamiento sísmico.</p>	<p>- Factor de uso. - Factor de zona. - Coeficiente de balasto -Pisos de la edificación</p> <p>- Periodo de vibración. - Fuerzas cortantes. -Piso de la edificación. - Coeficiente de balasto. - Derivas. - Momentos flectores.</p>	<p>- adimensional. - adimensional. -Kg/cm³. -número.</p> <p>-Segundos. - Newton. - mm/mm. - kg*m.</p>	<p>Enfoque: Cuantitativo Tipo de investigación: Aplicada. Nivel de investigación: Descriptivo - Explicativo. Diseño de investigación: No experimental. Población: Correspondió a un edificio de la provincia de Huamanga, en el Departamento de Ayacucho. Muestra: La muestra corresponde a un edificio ubicado en el Jr. Olarte Mz K, Lt 11 de la Asociación Pro Vivienda Janet Vásquez 11 de Junio, ubicado en el Distrito de Ayacucho, Provincia de Huamanga, en el Departamento de Ayacucho. Muestro: No probabilística.</p>

ANEXO 02: DIMENSIONAMIENTO DE ZAPATAS

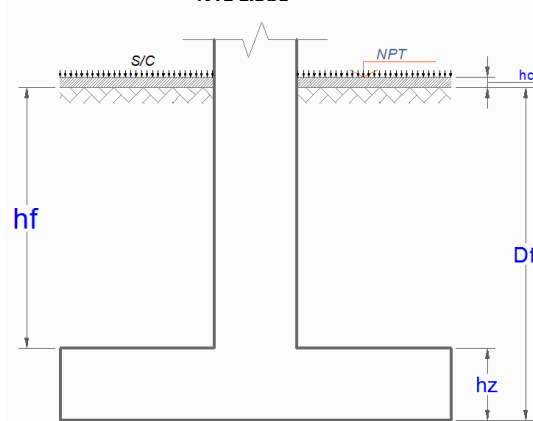
DISEÑO DE LA ZAPATA Z-1

ZAPATA CENTRICA

NTE E.060

Col: **Z1**

Pd =	35463.36	Kg
Pl =	6236.98	Kg
Df =	1.50	m
S/C =	400	Kg/m ²
t1 =	0.50	m
t2 =	0.50	m
hc =	0.20	m
γm =	1725	Kg/m ³
σt =	1.12	Kg/cm ²
f'c =	210	Kg/cm ²
f'c =	210	Kg/cm ²
fy =	4200	Kg/cm ²



1° Esfuerzo Neto del Terreno

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{pom} \cdot h_f - h_z \cdot \gamma_c - S/C$$

$$\sigma_n = 0.77 \text{ Kg/cm}^2$$

2° Area de la Zapata

$$T = S = 2.32 \times 2.32 \text{ m}^2$$

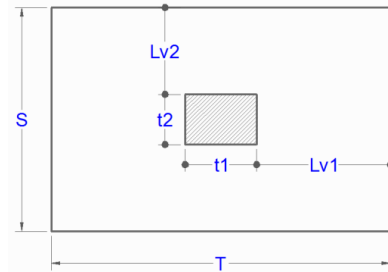
$$A_{zap} = 53928.66 \text{ cm}^2 \quad 55225 \text{ cm}^2$$

Debe Cumplir que Lv1 = Lv2:

$$\begin{array}{l} T = 2.32 \text{ m} \longrightarrow 2.35 \text{ m} \\ S = 2.32 \text{ m} \longrightarrow 2.35 \text{ m} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} Lv1 = Lv2 = 0.925 \text{ m} \\ = 0.925 \text{ m} \end{array}$$

Conforme



3° Reaccion Neta del Terreno

$$\sigma_u = \frac{P_u}{A_{zap}}$$

$$\begin{array}{l} P_u = 64421.6 \text{ Kg} \\ A_{zap} = 55225 \text{ cm}^2 \\ W_u = 1.17 \text{ Kg/cm}^2 \end{array}$$

$$A_{zap} = T \times S$$

$$P_u = 1.4 \cdot P_D + 1.7 \cdot P_L \rightarrow \text{NTE E.060}$$

$$P_u = 1.2 \cdot P_D + 1.6 \cdot P_L \rightarrow \text{ACI 318S - 08}$$

4° Dimensionamiento de la altura hz de la Zapata

• Por Punzonamiento

$$V_u \leq \phi \cdot V_c$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_u = 64421.604 - 1.17(50 + d)(50 + d)$$

$$\phi V_c = 1.06 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

$$b_o = 2 \cdot (t_1 + d) + 2 \cdot (t_2 + d)$$

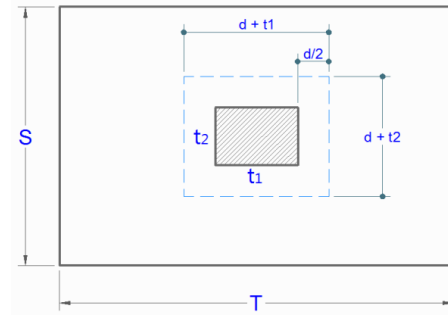
$$d = 17.12 \text{ cm}$$

$$r = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Diametro de Varilla } \phi : 5/8''$$

$$d_{prom} = 30.9125 \text{ cm}$$

$$h_z = 26 \text{ cm} \longrightarrow h_z = 40 \text{ cm}$$



$$V_u / \phi V_c = 0.43$$

• Verificación por Cortante

$$\phi = 0.85$$

$$V_{du} = 16883.26$$

$$\phi V_c = 47424.9$$

$$\phi \cdot V_c = 0.53 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'c}$$

Vdu < φVc(Conforme)

5° *Diseño por Flexión* $\phi = 0.9$

• *Dirección Longitudinal*

Usar 22 ϕ 5/8" @ 10.4 cm

$$R_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2}$$

Mu = 11727.82 Kg - m
 Ru = 5.22 Kg/cm²
 $\rho = 0.001405$
 $\rho_{min} = 0.0018$
 As = 16.9 cm²
 Av = 1.98 cm²
 # var = 8.5
 Esp. S = 10.4 cm

$$\rho = \frac{100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y - \sqrt{(100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y)^2 - 23600 \cdot \phi \cdot R_u \cdot f'_c \cdot f_y^2}}{118 \cdot \phi \cdot f_y^2}$$

→ **22 varillas**

• *Dirección Transversal*

Usar 22 ϕ 5/8" @ 10.4 cm

Ast = 16.92 cm²
 # var = 8.5 → **22 varillas**
 Esp. S = 10.4 cm

6° *Transferencia de Carga de la Columna a la Zapata*

• *Resistencia al Aplastamiento de la Columna*

$\phi_n = 0.7$

$$P_n = \frac{P_U}{\phi}$$

Sobre la Columna Pn = 92030.9 Kg
 De la Columna Pnb = 446250 Kg

$$P_{nb} = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_c$$

Pn < Pnb(No Necesita Dowels)

Asmin = 12.5 cm²

• *Resistencia al Aplastamiento en el Concreto de la Zapata*

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 4.7 \rightarrow 2$$

A1 = 0.25 m²
 A2 = 5.52 m²
 Ao = 0.5 m²
 Pnb = 892500 Kg

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

$$P_{nb} = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_o$$

Pn < Pnb(No Necesita Dowels)

Asmin = 12.5 cm²

Acero de Espera(Dowels) entre columna y Zapata As = 12.5 cm²

Usar 7 ϕ 5/8"

Diametro de la Varilla a Usar ϕ : 5/8"

Av = 1.98 cm²

Numero de Varillas : 7

7° *Longitud de Desarrollo del Refuerzo en espera(Dowels) a compresión*

$$l_{dc} = 0.075 \cdot \frac{f_y}{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot d_b \quad l_{dc} = 0.0044 \cdot f_y \cdot d_b$$

ldc min = 20 cm

• En la Columna

ldc = 34.5 cm Valor Predominante

• En la Zapata

ldc = 34.5 cm Valor Predominante

Longitud disponible para el Desarrollo de las Barras o Dowels a compresión =

$$40 - 7.5 - 3.175 - 1.5875$$

$$= \mathbf{28 \text{ cm}}$$

Aumentar la Altura de la Zapata o cambiar el Diametro de las Barras(Dowels) para garantizar el desarrollo ldc

8° *Longitud de Desarrollo del Refuerzo de la Zapata*

$$l_d = \left(\frac{f_y}{3.51 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \right) \quad \frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \leq 2.5 \quad k_{tr} = \frac{40 \cdot A_{tr}}{s_n}$$

$$\begin{aligned}
C_b &= 5.20 \text{ cm} \\
K_{tr} &= 0.00 \text{ No hay Estribos} \\
d_b &= 1.5875 \text{ cm} \\
\psi_t &= 1.3 \\
\psi_e &= 1.0 \\
\psi_s &= 0.8 \\
\lambda &= 1.0 \text{ C}^\circ \text{ de Peso Normal}
\end{aligned}
\quad
\frac{C_b + k_{tr}}{d_b} \leq 3.3 \rightarrow 2.5$$

$$\psi_t * \psi_e = 1.3 < 1.7$$

$$\begin{aligned}
l_d &= 55 \text{ cm} \\
l_{dmin} &= 30 \text{ cm}
\end{aligned}$$

Longitud de Desarrollo Disonible: $L_V - r$

$$L_{V1} = \frac{T - t_1}{2} \quad \wedge \quad L_{V2} = \frac{S - t_2}{2}$$

$$L_{V1} = L_{V2} = 0.9 \text{ m}$$

Longitud de Desarrollo disponible en ambos sentidos

$$L_d = 0.85 \text{ m}$$

No se Necesita doblar el Refuerzo

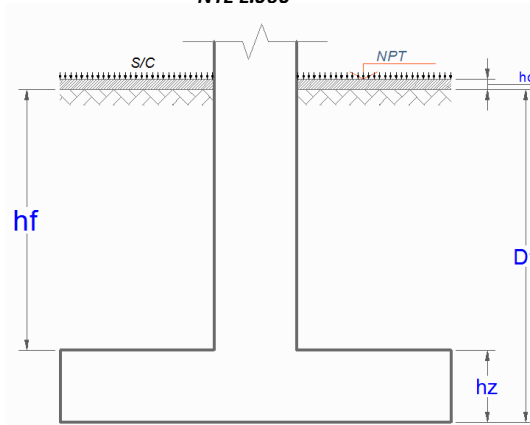
DISEÑO DE LA ZAPATA Z-2

ZAPATA CENTRICA

NTE E.060

Col: **Z2**

Pd =	20302.66	Kg
Pl =	5826.61	Kg
Df =	1.50	m
S/C =	400	Kg/m ²
t1 =	0.25	m
t2 =	0.50	m
hc =	0.20	m
Ym =	1725	Kg/m ³
σt =	1.12	Kg/cm ²
f'c =	210	Kg/cm ²
f'c =	210	Kg/cm ²
fy =	4200	Kg/cm ²



1° Esfuerzo Neto del Terreno

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{pom} \cdot h_f - h_z \cdot \gamma_c - S/C$$

$$\sigma_n = 0.77 \text{ Kg/cm}^2$$

2° Area de la Zapata

$$T = S = 1.84 \times 1.84 \text{ m}$$

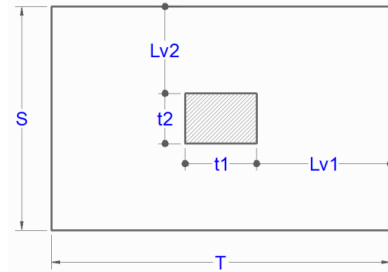
$$A_{zap} = 33791.49 \text{ cm}^2 \quad 38850 \text{ cm}^2$$

Debe Cumplir que Lv1 = Lv2:

$$\begin{array}{l} T = 1.71 \text{ m} \longrightarrow 1.85 \text{ m} \\ S = 1.97 \text{ m} \longrightarrow 2.10 \text{ m} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} Lv1 = Lv2 = 0.800 \text{ m} \\ = 0.800 \text{ m} \end{array}$$

Conforme



3° Reaccion Neta del Terreno

$$\sigma_u = \frac{P_u}{A_{zap}}$$

$$\begin{array}{l} P_u = 40941.89 \text{ Kg} \\ A_{zap} = 38850 \text{ cm}^2 \\ W_u = 1.05 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \quad A_{zap} = T \times S$$

$$P_u = 1.4 \cdot P_D + 1.7 \cdot P_L \rightarrow \text{NTE E.060}$$

$$P_u = 1.2 \cdot P_D + 1.6 \cdot P_L \rightarrow \text{ACI 318S - 08}$$

4° Dimensionamiento de la altura hz de la Zapata

• Por Punzonamiento $V_u \leq \phi \cdot V_c$

$$\phi = 0.85$$

$$V_u = 40941.888 - 1.05(25 + d)(50 + d)$$

$$\phi V_c = 1.06 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

$$b_o = 2 \cdot (t_1 + d) + 2 \cdot (t_2 + d)$$

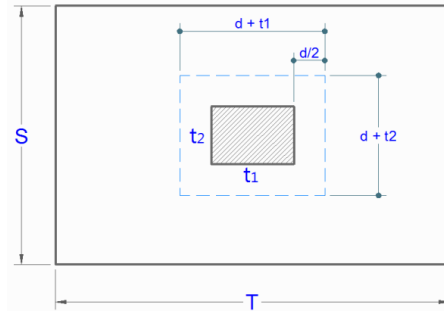
$$d = 14.33 \text{ cm}$$

$$r = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Diametro de Varilla } \phi : 5/8''$$

$$d_{prom} = 30.9125 \text{ cm}$$

$$h_z = 23 \text{ cm} \longrightarrow h_z = 40 \text{ cm}$$



$$V_u / \phi V_c = 0.32$$

• Verificación por Cortante

$$\phi = 0.85$$

$$V_{du} = 10863.43$$

$$\phi V_c = 42379.7$$

$$\phi \cdot V_c = 0.53 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'c}$$

$V_{du} < \phi V_c$ (Conforme)

5° Diseño por Flexión $\phi = 0.9$

• Dirección Longitudinal **Usar 22 ϕ 5/8" @ 9.2 cm** $R_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2}$

Mu = 7081.84	Kg - m	
Ru = 3.53	Kg/cm ²	
$\rho = 0.000944$		$\rho = \frac{100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y - \sqrt{(100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y)^2 - 23600 \cdot \phi \cdot R_u \cdot f'_c \cdot f_y^2}}{118 \cdot \phi \cdot f_y^2}$
$\rho_{min} = 0.0018$		
As = 15.1	cm ²	
Av = 1.98	cm ²	
# var = 7.6	→	22 varillas
Esp. S = 9.2	cm	

• Dirección Transversal **Usar 22 ϕ 5/8" @ 8 cm**

Ast = 13.32	cm ²	
# var = 6.7	→	22 varillas
Esp. S = 8	cm	

6° Transferencia de Carga de la Columna a la Zapata

• Resistencia al Aplastamiento de la Columna $\phi_n = 0.7$ $P_n = \frac{P_U}{\phi}$

Sobre la Columna	Pn = 58488.4	Kg	$P_{nb} = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_c$
De la Columna	Pnb = 223125	Kg	

$P_n < P_{nb}$ (No Necesita Dowels)
Asmin = 6.3 cm²

• Resistencia al Aplastamiento en el Concreto de la Zapata

A1 = 0.125	m ²	$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$
A2 = 6.85	m ²	
$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 7.4$	→	2
Ao = 0.25	m ²	$P_{nb} = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_o$
Pnb = 446250	Kg	

$P_n < P_{nb}$ (No Necesita Dowels)
Asmin = 6.3 cm²

Acero de Espera(Dowels) entre columna y Zapata As = 6.3 cm² **Usar 4 ϕ 5/8"**

Diametro de la Varilla a Usar ϕ : 5/8" Av = 1.98 cm²

Numero de Varillas : 4

7° Longitud de Desarrollo del Refuerzo en espera(Dowels) a compresión

$$l_{dc} = 0.075 \cdot \frac{f_y}{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot d_b \quad l_{dc} = 0.0044 \cdot f_y \cdot d_b$$

ldc min = 20 cm

- En la Columna **ldc = 34.5 cm** Valor Predominante
- En la Zapata **ldc = 34.5 cm** **Valor Predominante**

Longitud disponible para el Desarrollo de las Barras o Dowels a compresión = 40 - 7.5 - 3.175 - 1.5875 = **28 cm**

Aumentar la Altura de la Zapata o cambiar el Diamtro de las Barras(Dowels) para qarantizar el desarrollo ldc

8° Lonaitud de Desarrollo del Refuerzo de la Zanata

$$l_d = \left(\frac{Jy}{3.51 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \right) \quad \frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \leq 2.5 \quad k_{tr} = \frac{40 \cdot A_{tr}}{sn}$$

$C_b = 4.60$	cm		
$K_{tr} = 0.00$	No hay Estribos	$\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \leq$	$2.9 \rightarrow 2.5$
$d_b = 1.5875$	cm		
$\psi_t = 1.3$			
$\psi_e = 1.0$		$\psi_t \cdot \psi_e = 1.3 < 1.7$	
$\psi_s = 0.8$			
$\lambda = 1.0$	C° de Peso Normal		

$l_d = 55$ cm
 $l_{dmin} = 30$ cm

Longitud de Desarrollo Disonible : $L_v - r$

$$L_{v1} = \frac{T - t_1}{2} \quad \wedge \quad L_{v2} = \frac{S - t_2}{2}$$

$$L_{v1} = L_{v2} = 0.8 \text{ m}$$

Longitud de Desarrollo disponible en ambos sentidos

$$L_d = 0.73 \text{ m}$$

No se Necesita doblar el Refuerzo

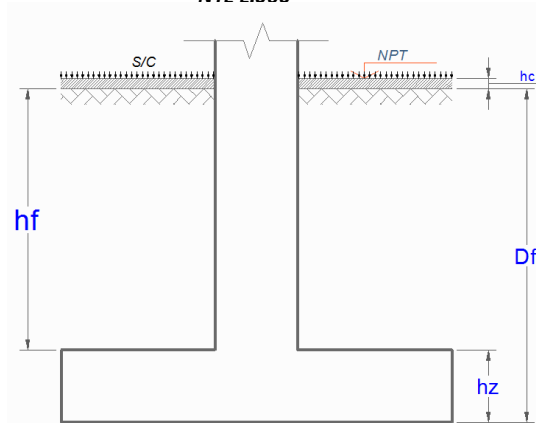
DISEÑO DE LA ZAPATA Z – 3

ZAPATA CENTRICA

NTE E.060

Col: **Z3**

Pd =	77482.24	Kg
Pl =	16939.48	Kg
Df =	1.50	m
S/C =	400	Kg/m ²
t1 =	0.50	m
t2 =	0.25	m
hc =	0.20	m
Ym =	1725	Kg/m ³
σt =	1.12	Kg/cm ²
f'c =	210	Kg/cm ²
f'c =	210	Kg/cm ²
fy =	4200	Kg/cm ²



1° Esfuerzo Neto del Terreno

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{pom} \cdot h_f - h_z \cdot \gamma_c - S/C$$

$$\sigma_n = 0.77 \text{ Kg/cm}^2$$

2° Area de la Zapata

$$T = S = 3.49 \times 3.49 \text{ m}^2$$

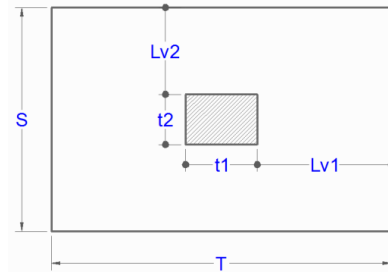
$$A_{zap} = 122110.2 \text{ cm}^2 \quad 93075 \text{ cm}^2$$

Debe Cumplir que Lv1 = Lv2:

$$\begin{array}{l} T = 3.62 \text{ m} \longrightarrow 2.55 \text{ m} \\ S = 3.36 \text{ m} \longrightarrow 3.65 \text{ m} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} Lv1 = Lv2 = 1.025 \text{ m} \\ = 1.700 \text{ m} \end{array}$$

Conforme



3° Reaccion Neta del Terreno

$$\sigma_u = \frac{P_u}{A_{zap}}$$

$$P_u = 146714.4 \text{ Kg}$$

$$A_{zap} = 93075 \text{ cm}^2$$

$$W_u = 1.58 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{zap} = T \times S$$

$$P_u = 1.4 \cdot P_D + 1.7 \cdot P_L \rightarrow \text{NTE E.060}$$

$$P_u = 1.2 \cdot P_D + 1.6 \cdot P_L \rightarrow \text{ACI 318S - 08}$$

4° Dimensionamiento de la altura hz de la Zapata

• Por Punzonamiento

$$V_u \leq \phi \cdot V_c$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_u = 146714.424 - 1.58(50 + d)(25 + d)$$

$$\phi V_c = 1.06 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

$$b_o = 2 \cdot (t_1 + d) + 2 \cdot (t_2 + d)$$

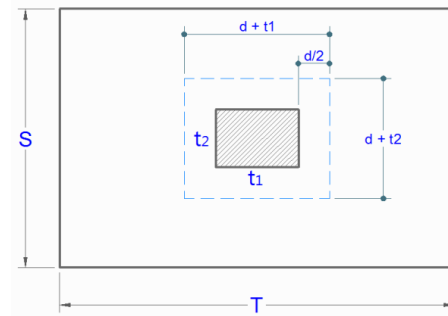
$$d = 36.58 \text{ cm}$$

$$r = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Diametro de Varilla } \phi : 5/8''$$

$$d_{prom} = 30.9125 \text{ cm}$$

$$h_z = 46 \text{ cm} \longrightarrow h_z = 40 \text{ cm}$$



$$V_u / \phi V_c = 1.36$$

• Verificación por Cortante

$$\phi = 0.85$$

$$V_{du} = 41187.92$$

$$\phi V_c = 73659.95$$

$$\phi \cdot V_c = 0.53 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'c}$$

$$V_{du} < \phi V_c \dots\dots\dots(\text{Conforme})$$

5° Diseño por Flexión $\phi = 0.9$

• Dirección Longitudinal

Usar 22 ϕ 5/8" @ 10.2 cm

$$R_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y - \sqrt{(100 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot f_y)^2 - 23600 \cdot \phi \cdot R_u \cdot f'_c \cdot f_y^2}}{118 \cdot \phi \cdot f_y^2}$$

Mu = 15111.95 Kg - m
 Ru = 6.88 Kg/cm²
 $\rho = 0.00186$
 $\rho_{min} = 0.0018$
 As = 17.1 cm²
 Av = 1.98 cm²
 # var = 8.6 \longrightarrow 22 varillas
 Esp. S = 10.2 cm

• Dirección Transversal

Usar 22 ϕ 5/8" @ 11.4 cm

Ast = 18.97 cm²
 # var = 9.6 \longrightarrow 22 varillas
 Esp. S = 11.4 cm

6° Transferencia de Carga de la Columna a la Zapata

• Resistencia al Aplastamiento de la Columna

$$\phi_n = 0.7$$

$$P_n = \frac{P_U}{\phi}$$

Sobre la Columna Pn = 104796 Kg
 De la Columna Pnb = 223125 Kg

$$P_{nb} = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_c$$

$P_n < P_{nb}$ (No Necesita Dowels)
Asmin = 6.3 cm²

• Resistencia al Aplastamiento en el Concreto de la Zapata

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

$-\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 5.1 \longrightarrow 2$
 A1 = 0.125 m²
 A2 = 3.25 m²
 Ao = 0.25 m²
 Pnb = 446250 Kg
 $P_{nb} = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_o$

$P_n < P_{nb}$ (No Necesita Dowels)
Asmin = 6.3 cm²

Acero de Espera(Dowels) entre columna y Zapata As = 6.3 cm²

Usar 4 ϕ 5/8"

Diametro de la Varilla a Usar ϕ : 5/8"

$$A_v = 1.98 \text{ cm}^2$$

Numero de Varillas : 4

7° Longitud de Desarrollo del Refuerzo en espera(Dowels) a compresión

$$l_{dc} = 0.075 \cdot \frac{f_y}{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot d_b \quad l_{dc} = 0.0044 \cdot f_y \cdot d_b$$

$$l_{dc \text{ min}} = 20 \text{ cm}$$

• En la Columna

$$l_{dc} = 34.5 \text{ cm} \quad \text{Valor Predominante}$$

• En la Zapata

$$l_{dc} = 34.5 \text{ cm} \quad \text{Valor Predominante}$$

Longitud disponible para el Desarrollo de las Barras o Dowels a compresión =

$$40 - 7.5 - 3.175 - 1.5875$$

$$= 28 \text{ cm}$$

Aumentar la Altura de la Zapata o cambiar el Diamtro de las Barras(Dowels) para qarantizar el desarrollo l_{dc}.

8° Longitud de Desarrollo del Refuerzo de la Zapata

$$l_d = \left(\frac{f_y}{3.51 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \right)} \right) \quad \frac{c_b + k_{tr}}{d_b} \leq 2.5 \quad k_{tr} = \frac{40 \cdot A_{tr}}{s_n}$$

$$\begin{aligned}
C_b &= 5.00 && \text{cm} \\
K_{tr} &= 0.00 && \text{No hay Estribos} \\
d_b &= 1.5875 && \text{cm} \\
\psi_t &= 1.3 \\
\psi_e &= 1.0 && \psi_t * \psi_e = 1.3 < 1.7 \\
\psi_s &= 0.8 \\
\lambda &= 1.0 && C^\circ \text{ de Peso Normal}
\end{aligned}$$

$$\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \leq 3.1 \rightarrow 2.5$$

$$\begin{aligned}
l_d &= 55 \text{ cm} \\
l_{dmin} &= 30 \text{ cm}
\end{aligned}$$

Longitud de Desarrollo Disonible : $L_V - r$

$$L_{V1} = \frac{T - t_1}{2} \quad \wedge \quad L_{V2} = \frac{S - t_2}{2}$$

$$L_{V1} = L_{V2} = 1.0 \text{ m}$$

Longitud de Desarrollo disponible en ambos sentidos

$$L_d = 0.95 \text{ m}$$

No se Necesita doblar el Refuerzo

ANEXO 03: CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES DE RIGIDEZ.

a. Cálculo de los coeficientes de rigidez en la zapata Z-1.

Tabla 1. Parámetros para el cálculo de coeficientes de rigidez de la zapata Z-1.

Parámetros	Valores	
Largo (a):	2.35	m
Ancho (b):	2.35	m
Carga muerta (CM):	35463.36	kg
Carga viva (CV):	6236.98	kg
Peso último (Pu):	41700.34	kg
Área (A):	5.52	m ²
Coefficiente de poisson del suelo (μ):	0.35	
Coefficiente de balastro (Co):	2.00	kg/cm ³
Coefficiente de corrección de unidad (Δ):	1.00	m ⁻¹
Coefficiente de presión estática media (ρ ₀):	0.20	kg/cm ²
Inercia en el eje x (Ix):	2.54	m ⁴
Inercia en el eje y (Iy):	2.54	m ⁴

Presión estática del suelo (ρ):

$$\rho = \frac{Pu}{A}$$

ρ: 0.76 kg/cm²

Cálculo de Do:

$$D_o = \frac{1 - \mu}{1 - 0.5\mu} C_o$$

Do: 1.58 kg/cm³

Cálculo de coeficientes de compresión:

$$C_x = C_y = D_o \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

$$C_z = C_o \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

$$C_\phi = C_o \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

Cx: 162.00 kg/cm³ = 162004.253 T/m³

Cy: 162.00 kg/cm³ = 162004.253 T/m³

$$C_z: 205.62 \text{ kg/cm}^3 = 205620.782 \text{ T/m}^3$$

$$C_\phi: 407.36 \text{ kg/cm}^3 = 407355.438 \text{ T/m}^3$$

$$K_z = C_z A; K_x = C_x A; K_\phi = C_\phi I$$

$$K_x: 894668.486 \text{ T/m}$$

$$K_y: 894668.486 \text{ T/m}$$

$$K_z: 1135540.77 \text{ T/m}$$

$$K_{\phi x}: 1035294.06 \text{ T.m}$$

$$K_{\phi y}: 1035294.06 \text{ T.m}$$

b. Cálculo de los coeficientes de rigidez en la zapata Z-2.

Tabla 2. Parámetros para el cálculo de coeficientes de rigidez de la zapata Z-2.

Parámetros	Valores	
Largo (a):	1.85	m
Ancho (b):	2.10	m
Carga muerta (CM):	20302.66	kg
Carga viva (CV):	5826.61	kg
Peso último (Pu):	26129.27	kg
Área (A):	3.89	m ²
Coefficiente de poisson del suelo (μ):	0.35	
Coefficiente de balastro (Co):	2.00	kg/cm ³
Coefficiente de corrección de unidad (Δ):	1.00	m ⁻¹
Coefficiente de presión estática media (ρ ₀):	0.20	kg/cm ²
Inercia en el eje x (I _x):	1.43	m ⁴
Inercia en el eje y (I _y):	1.11	m ⁴

Presión estática del suelo (ρ):

$$\rho = \frac{Pu}{A}$$

$$\rho: 0.67 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de Do:

$$D_o = \frac{1 - \mu}{1 - 0.5\mu} C_o$$

$$D_o: 1.58 \text{ kg/cm}^3$$

Cálculo de coeficientes de compresión:

$$C_x = C_y = D_o \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

$$C_z = C_o \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

$$C_\phi = C_o \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

Cx:	91.58	kg/cm ³	=	91576.7714	T/m ³
Cy:	91.58	kg/cm ³	=	91576.7714	T/m ³
Cz:	116.23	kg/cm ³	=	116232.056	T/m ³
C ϕ :	235.92	kg/cm ³	=	235920.834	T/m ³

$$K_z = C_z A; K_x = C_x A; K_\phi = C_\phi I$$

Kx:	355775.757	T/m
Ky:	355775.757	T/m
Kz:	451561.538	T/m
K ϕ x:	336833.022	T.m
K ϕ y:	261408.394	T.m

c. Cálculo de los coeficientes de rigidez en la zapata Z-3.

Tabla 3. Parámetros para el cálculo de coeficientes de rigidez de la zapata Z-3.

Parámetros	Valores	
Largo (a):	3.65	m
Ancho (b):	2.55	m
Carga muerta (CM):	77482.24	kg
Carga viva (CV):	16939.48	kg
Peso último (Pu):	94421.72	kg
Área (A):	9.31	m ²
Coefficiente de poisson del suelo (μ):	0.35	
Coefficiente de balastro (Co):	2.00	kg/cm ³
Coefficiente de corrección de unidad (Δ):	1.00	m ⁻¹
Coefficiente de presión estática media (ρ_0):	0.20	kg/cm ²
Inercia en el eje x (Ix):	5.04	m ⁴
Inercia en el eje y (Iy):	10.33	m ⁴

Presión estática del suelo (ρ):

$$\rho = \frac{Pu}{A}$$

$\rho:$ 1.01 kg/cm²

Cálculo de Do:

$$D_o = \frac{1 - \mu}{1 - 0.5\mu} C_o$$

Do: 1.58 kg/cm³

Cálculo de coeficientes de compresión:

$$C_x = C_y = D_o \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

$$C_z = C_o \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

$$C_\phi = C_o \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

Cx:	413.14	kg/cm ³	=	413138.167	T/m ³
Cy:	413.14	kg/cm ³	=	413138.167	T/m ³
Cz:	524.37	kg/cm ³	=	524367.674	T/m ³
C ϕ :	952.00	kg/cm ³	=	951997.162	T/m ³

$$K_z = C_z A; K_x = C_x A; K_\phi = C_\phi I$$

Kx:	3845283.49	T/m
Ky:	3845283.49	T/m
Kz:	4880552.122	T/m
K ϕ x:	4801399.175	T.m
K ϕ y:	9837238.064	T.m

ANEXO 04: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO DE CORTE DIRECTO Y DETERMINACION DE CAPACIDAD PORTANTE DE SUELOS

DEL PROYECTO:

**"ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA VIVIENDA
MULTIFAMILIAR CON FINES DE CIMENTACION"**



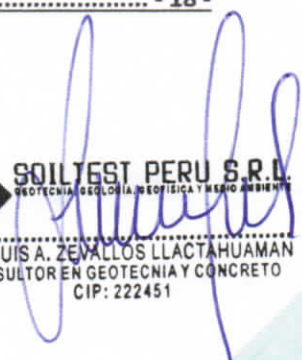
Región : AYACUCHO
Provincia : HUAMANGA
Distrito : AYACUCHO
Lugar : ASOC. PRO VIVIENDA
YANET VASQUEZ, 11
DE JUNIO

SOLICITANTE:
Marcelino Cruz Fernández
y Raúl huaraca Avendaño

ENERO 2021

INDICE

1	GENERALIDADES	- 3 -
1.1	ANTECEDENTES E INFORMACION PREVIA	- 3 -
1.2	OBJETIVO DE ESTUDIO	- 3 -
1.3	NORMATIVIDAD ACTUAL	- 4 -
1.4	UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	- 5 -
1.5	ALTITUD DE LA ZONA Y CLIMA	- 6 -
1.6	CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA ESTUDIADA	- 6 -
2	INVESTIGACION DE CAMPO	- 8 -
2.1	EXPLORACIÓN DE CAMPO	- 8 -
2.1.1	CALICATAS Y AFLORAMIENTOS DE EXPLORACIÓN	- 8 -
2.1.2	MUESTREO Y REGISTRO DE EXCAVACIONES	- 8 -
2.1.3	PERFILES DEL SUELO	- 9 -
3	ENSAYOS DE LABORATORIO	- 10 -
3.1	ENSAYOS ESTÁNDARES	- 10 -
3.2	ENSAYO ESPECIALES	- 10 -
4	CAPACIDAD DE SOPORTE DEL TERRENO	- 12 -
4.1	CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE	- 12 -
5	ANALISIS DE LA INFORMACION	- 15 -
5.1	SOBRE LAS PROPIEDADES DEL SUELO	- 15 -
6	CONCLUSIONES	- 16 -
7	RECOMENDACIONES	- 17 -
8	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	- 18 -



SOILTEST PERU S.R.L.
GEOTECNIA, GEOLÓGIA, GEOFÍSICA Y MEDIO AMBIENTE
ING. LUIS A. ZEVALLOS LLACAHUAMAN
CONSULTOR EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 222451

1 GENERALIDADES

1.1 ANTECEDENTES E INFORMACION PREVIA.

Los antecedentes previos es la información necesaria que se requiere para realizar el informe de capacidad portante, para el proyecto: "ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON FINES DE CIMENTACION", identificar las propiedades del suelo donde se realizará el proyecto.

Estos serán proporcionados por el solicitante; en la preparación del presente informe, se ha considerado lo siguiente:

- Visita al terreno donde se ubicara el proyecto (visita de campo del terreno a investigar)
- Exploración geotécnica efectuada por el personal especializado y Personal de laboratorio, realizado el 02 en enero del 2021.
- Toma de muestras de las calicatas efectuadas en la zona del proyecto (01 muestra con un peso aproximado de 30 kg, para los ensayos a realizar en laboratorio), de la obra a cimentar, (con un área menor a 225m²).
- Antecedentes del proyecto proporcionados por el responsable del estudio de la entidad solicitante, como; datos generales de la zona, de los terrenos colindantes, de las edificaciones adyacentes y otra información necesaria.
- Otros estudio geotécnicos realizados por el suscrito en la zona.

1.2 OBJETIVO DE ESTUDIO.

El Objetivo del presente Informe Técnico, es exponer los resultados del informe de capacidad portante y ensayo de corte directo, realizado para el Proyecto: "ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON FINES DE CIMENTACION", se tiene por objetivo; determinar **las condiciones geológicas y geotécnicas del suelo de fundación**, para las estructuras proyectadas, este proyecto es encargado por el Sr. MARCELINO CRUZ FERNANDEZ Y RAUL HUARACA AVENDAÑO (Solicitante).

Este proceso se realizó por medio de trabajos de campo, laboratorio, y resultados obtenidos en gabinete, que incluye la excavación de 01 calicata o pozos de exploración a cielo abierto, ensayos de laboratorio, a fin de obtener las principales características físicas y mecánicas del suelo, realizar las labores de gabinete en base a los cuales se define los perfiles estratigráficos y las recomendaciones generales para la cimentación de las estructuras proyectadas.



SOILTEST PERU S.R.L.
ING. LUIS A. ZEVALLOS LLACTAHUAMAN
CONSULTOR EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 222451

Este estudio se ha realizado mediante investigación geotécnica que involucra trabajos de campo, apertura de calicatas (calicatas a cielo abierto) toma de muestras, auscultación con equipos livianos y ensayos de laboratorio.

1.3 NORMATIVIDAD ACTUAL.

El presente Estudio de Suelos con fines de Cimentación está en concordancia con la Norma E-050 de Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones, la cual indica las Técnicas de Investigación en Campo y Laboratorio, aplicados en los EMS.

CUADRO N° 01

DESCRIPCION	NORMA APLICABLE *
SUELOS. Metodo de ensayo de penetracion estandar SPT	NTP 339.133
SUELOS. Metodo para la clasificacion de suelos con propositos de ingenieria (sistema unificado de clasificacion de suelos SUCS)	NTP 339.134
SUELOS. Metodo de ensayo estandar para la densidad y peso unitario del suelo in situ mediante el metodo de cono de arena **	NTP 339.143
SUELOS. Metodo de ensayo estandar para densidad in situ del suelo y suelo agregado por medio de metodos nucleares (profundidad superficial)	NTP 339.144
SUELOS. Ensayo de penetracion cuasi-estatica profunda de suelos con cono y cono de friccion (CPT).***	NTP 339.148
SUELOS. Descripcion e identificacion de suelos. Procedimiento visual-manual	NTP 339.150
SUELOS. Metodo de ensayo normalizado para la capacidad portante del suelo por carga estatica y para cimientos aislados	NTP 339.153
SUELOS. Metodo normalizado para ensayo de corte por veleta de campo de suelos cohesivos	NTP 339.155
SUELOS. Metodo de ensayo normalizado para la auscultacion con penetrometro dinamico ligero de punta conica (DPL)	NTP 339.159
SUELOS. Practica para la investigacion y muestreo de suelos por perforaciones con barrena	NTP 339.161
SUELOS. Guia normalizada para caracterizacion de campo con fines de diseño de ingenieria y construccion	NTP 339.162
SUELOS. Metodo de ensayo normalizado de corte con veleta en miniatura de laboratorio en suelos finos arcillosos saturados	NTP 339.168
SUELOS. Practica normalizada para la perforacion de nucleos de roca para la investigacion del sitio	NTP 339.173
SUELOS. Metodo de ensayo normalizado para la medicion de la densidad de suelos y rocas in-situ por el metodo de reemplazo con agua en un pozo de exploracion.**	NTP 339.253
SUELOS. Metodo de ensayo estandar para la determinacion de la densidad y peso unitario de suelos in situ por el metodo de balon de jebes.**	NTP 339.256
Metodo de ensayo normalizado para la medicion del potencial de colapso de suelos	NTP 339.163
Cono Dinamico Superpesado (DPSH) - ver ANEXO II de la norma	UNE 103-801
Auscultacion Dinamica mediante cono Tipo Peck (CTP)	(ver Anexo III)
Metodo de ensayo estandar para pruebas de integridad de impacto con baja deformacion en cimentaciones profundas (Stándar test method for low strain impact integrity testing of deep foundations)	ASTM D5882
Metodo de ensayo estandar para cimentaciones profundas bajo carga lateral (Stándar test method for deep foundations under lateral load)	ASTM D3966

* En todo los casos se usa la ultima version de la norma

** estos ensayos se emplean para el control de la compactacion de rellenos controlados

*** tambien conocido como "Ensayo de cono estatico"

Fuente: Resolución Ministerial N° 406-2018-VIVIENDA, página 28

1.4 UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.

1.5.1. Ubicación Política

El área donde se desarrolla el estudio del presente proyecto, tiene la siguiente ubicación política:

Departamento : Ayacucho.
Provincia : Huamanga.
Distrito : Ayacucho.
Lugar : Asoc. Pro Vivienda "Janet Vásquez" 11 de junio

1.5.2. Ubicación Geográfica

Geográficamente la zona en estudio se encuentra ubicada entre las coordenadas UTM

CUADRO N° 02

COORDENADAS UTM DATUM: WGS 84 ZONA 18L	VERTICE	COORDENADAS		
		ESTE	NORTE	ALTURA
	ZONA DE INTERVENCION	582959.61	8546858.44	2919.00 msnm

El área en estudio se desarrolla entre las cotas absolutas 2919.00 msnm.



SOILTEST PERU S.R.L.
GEOTECNIA, GEOLOGIA, GEOPISICA Y MEDIO AMBIENTE
ING. LUIS A. ZEVALLOS LLACTAHUAMAN
CONSULTOR EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 222451

LAMINA N° 01

FOTOGRAFIA SATELITAL DE LA ZONA DE INTERVENCION



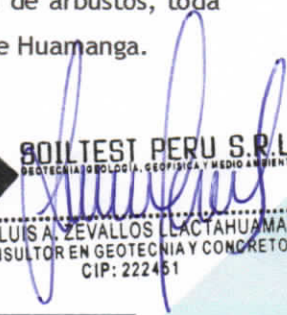
Vista de la zona de intervención - Fuente Google Earth

1.5 ALTITUD DE LA ZONA Y CLIMA

La Zona de Estudio se encuentra a una altitud de 2630,00 m.s.n.m. Aproximadamente, por su altitud está ubicada en la sierra según la clasificación de Javier Pulgar en la región quechua. La zona está caracterizada por una estación seca de mayo a noviembre, con menores temperaturas, denominada invierno y otra estación lluviosa con mayores temperaturas, entre los meses de diciembre y abril. La época lluviosa dificulta la ejecución de obras de construcción. La temperatura media anual fluctúa entre 15°C y 19°C, y una temperatura máxima entre 22°C y 26°C.





1.6 CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA ESTUDIADA.

El terreno presenta una superficie de pendiente media (0°-25°), con construcciones de concreto, como viviendas, edificios, almacenes, existen poca cantidad de arbustos, toda el área de estudio se encuentra dentro del casco urbano de la ciudad de Huamanga.


SOILTEST PERU S.R.L.
GEOTECNIA, GEOLOGIA, GEOPISICA Y MEDIO AMBIENTE
ING. LUIS A. ZEVALLOS LACTAHUAMAN
CONSULTOR EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 222451

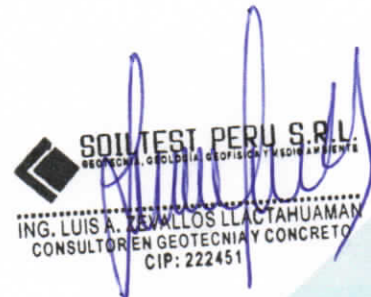
LAMINA N° 02
ZONIFICACIÓN SISMICA DEL PERÚ.



LEYENDA	
	ZONA 1 SISMICIDAD BAJA
	ZONA 2 SISMICIDAD MEDIA
	ZONA 3 SISMICIDAD ALTA
	ZONA 4 SISMICIDAD MUY ALTA

Reglamento Nacional de Edificaciones
D.S. N° 003-2010-VIVIENDA

Fuente: Elaboración Propia



SOILTEST PERU S.R.L.
ING. LUIS A. ZAVILLOS LLACTAHUAMAN
CONSULTOR EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 222451

2 INVESTIGACION DE CAMPO.

2.1 EXPLORACIÓN DE CAMPO.

El programa de exploración de campo se realizó mediante la excavación de (01) calicata en la modalidad "a cielo abierto", las mismas que fueron ubicadas convenientemente y con profundidades suficientes de acuerdo a la presencia de terreno de fundación similar y establecida en los Términos de Referencia.

Este sistema de exploración nos permite analizar directamente los diferentes estratos encontrados, así como sus principales características físicas y mecánicas, tales como: granulometría, color, humedad, plasticidad, compacidad. A continuación, se indica la relación de calicatas evaluadas según su ubicación y la profundidad alcanzada. (Se adjunta fotografía que muestra el trabajo realizado).

2.1.1 Calicatas y Afloramientos de exploración.

Se realizó la excavación de pozos o calicatas de exploración, la inspección fue apoyada con afloramientos de laderas existentes, con lo cual se pudo apreciar directamente el perfil estratigráfico de la zona de estudio, cubriendo el área de influencia del posible emplazamiento de la cimentación de las construcciones a proyectarse, extrayendo muestras en cantidad suficiente que nos ha permitido inferir características del suelo de fundación.

El resumen de las exploraciones, donde se muestra las ubicaciones, profundidades, depósitos y tipo de suelo, se presenta en el cuadro siguiente:

CUADRO N° 03:

Registro de excavación de calicatas.

Calicata N°	Estrato / Muestra	Ubicación de la excavación	Profundidad (m)	Depósitos	Suelo
C-01	E2 / M2	582959.61 E / 8546858.44.00 N	2.00	Depósitos Coluviales	Arena limosa

2.1.2 Muestreo y Registro de Excavaciones.

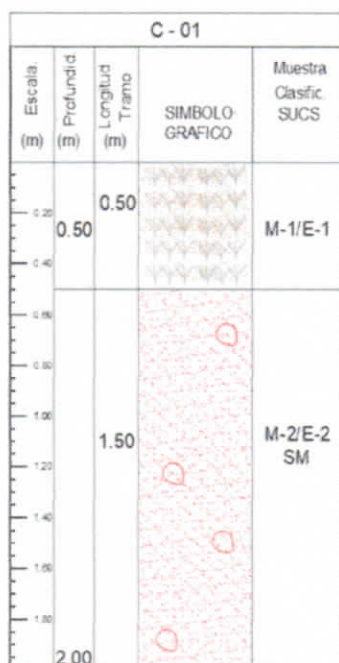
Se tomaron muestras alteradas o disturbadas de las calicatas y estratos atravesados, para determinar las características físicas mecánicas, luego se toma la muestra más representativa según la inspección visual realizada en campo, la inspección visual es el reconocimiento preliminar del suelo sin necesidad de empleo de equipos o ensayos de laboratorio, según la NTP 339.150 ASTM D 2488. Los ensayos de laboratorio confirmaran y permitirán precisar la información obtenida del terreno.

Se obtuvieron muestras alteradas tipo MAB (Muestra alterada en bolsa de plástico) de las calicatas para los ensayos estándares, así como para los ensayos especiales muestras inalteradas en bloque (tipo MIB) o muestras alteradas, las cuales fueron remoldeadas en laboratorio para simular las condiciones de campo, también se obtuvieron muestras alteradas para la determinación del contenido de humedad en recipientes herméticamente cerrados (tipo MAH).

2.1.3 PERFILES DEL SUELO.

Basándose en las exploraciones de campo, los resultados de los ensayos de laboratorio y la información revisada se ha definido el siguiente perfil estratigráfico para la compactación del área de estudio, los formatos completos se presentan en el (Anexo II) de registro de exploraciones, así como la ubicación de las exploraciones se presentan en el Anexo I:

A. CALICATA 01:



De 0.00m a 0.50m terreno de cobertura, color blanquecino, conformado por suelo semi orgánico, antropico con presencia de arena y limo, con presencia de raíces insipientes, hojas de ramas secas, troncos con material suelto, estrato no adecuado para desplante de cimentación.

De 0.50m a 2.00m, según la inspección en campo corresponde a un tipo de depósito coluvial, terreno de color blanquecino, conformados por un suelo arenoso limoso que se cataloga en el sistema unificado de clasificación de suelos SUCS como un SM y el sistema de Clasificación del AASHTO como un A-2-4 (0), casi no presenta material gravoso (1.60%), bastante arena (68.02%) y gran cantidad de finos (30.38%), la fracción que pasa la malla N° 40 es sin plasticidad, (límite líquido 29.77 %, Índice plástico 0.27% lo que indica que la fracción fina es limosa), con una compactación natural y cohesión de 0.02, la compacidad en el momento de auscultación es casi firme ($LP < w$), el terreno se podría considerar de estructura homogénea, tiene una resistencia a la excavación manual baja cuando está húmedo, de talud vertical con un grado de estabilidad.

Índice plástico 0.27% lo que indica que la fracción fina es limosa), con una compactación natural y cohesión de 0.02, la compacidad en el momento de auscultación es casi firme ($LP < w$), el terreno se podría considerar de estructura homogénea, tiene una resistencia a la excavación manual baja cuando está húmedo, de talud vertical con un grado de estabilidad.

NOTA: En las calicatas exploradas en la zona de estudio, a la profundidad que se hizo los diferentes sondeos no se pudo observar la presencia del nivel freático; de tal manera que podemos asegurar que la presencia de este elemento no afectará a las siguientes estructuras que se ejecutará en el proyecto.

3 ENSAYOS DE LABORATORIO.

3.1 ENSAYOS ESTÁNDARES.

Los ensayos estándares se efectuaron en el laboratorio, para la clasificación de suelos y determinar las propiedades físicas, siguiendo las normas de la American Society for Testing and Material (ASTM) y la Norma Técnica Peruana (NTP) y las Normas del MTC- Ensayos de Materiales del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, fueron los siguientes:

- Obtención de muestras por cuarteo MTC E 105-2016
- Análisis granulométrico por tamizado NTP 339.128 (ASTM D-422)
- Límites Líquido de los suelos MTC E 110-2016
- Límites Plástico de los suelos MTC E 111-2016

CUADRO N° 04:

Registro de Resultados de Laboratorio.

CALICATA	PROFUNDIDAD (m)	ENSAYOS ESTANDAR				
		SUSC	AASHTO	% Finos	LL%	IP%
C-01 / E-2	2.00	SM	A-2-4(0)	30.38	29.77	0.27

3.2 ENSAYO ESPECIALES.

Se efectuaron ensayos especiales de laboratorio, específicamente para el presente Estudio de Mecánica de Suelos se realizó el Ensayo de Corte Directo, para determinar la capacidad de carga de los suelos estudiados y si este es capaz de soportar los esfuerzos producidos por las estructuras a cimentar.

- Ensayo de corte directo NTP 339.171 (ASTM D 3080)

El ensayo de Corte Directo tiene como objetivo determinar la resistencia al esfuerzo cortante de una muestra, valor que, entre otras cosas será muy útil para el cálculo de la capacidad portante. La resistencia al esfuerzo cortante en el suelo se debe a dos componentes: la cohesión, aportada por la fracción de suelo y responsable, a su deformación, del comportamiento plástico de este y el rozamiento interno entre las partículas granulares o de fricción.

Para conocer o determinar estos parámetros de resistencia del suelo en laboratorio, uno de los equipos que se usa es el Equipo de Corte Directo, el más común es de sección cuadrada o circulas, dividido horizontalmente en dos mitades, dentro de ellas se coloca la muestra con pedradas porosas en ambos extremos, luego se aplica un carga vertical de confinamiento y luego un carga horizontal creciente que origina el desplazamiento de la mitad móvil de la caja, originando el corte de la muestra.

El ensayo busca identificar la relación que se establece entre el esfuerzo y la deformación considerando una carga lateral aplicada de tal forma que se genera un esfuerzo cortante, se presenta un plano de falla horizontal paralelo a la carga aplicada. Existen dos sistemas para la ejecución de este ensayo, el de esfuerzo controlado y el de deformación controlada. En el primero se aumenta gradualmente la carga que induce el esfuerzo hasta que se produzca la falla. Este sistema se usa de preferencia para ensayos de carga muy baja debido a que con el mismo puede mantenerse más fácilmente una carga constante durante cualquier periodo de tiempo.

Cuando una estructura se apoya en la tierra, transmite los esfuerzos al suelo de fundación. Estos esfuerzos producen deformaciones en el suelo que pueden ocurrir de tres maneras:

- a. Por deformación elástica de las partículas
- b. Por cambio de volumen en el suelo como consecuencia de la evacuación del líquido existente en los huecos entre las partículas.
- c. Por deslizamiento de las partículas, que pueden conducir al deslizamiento de una gran masa de suelo.

En el primer caso es despreciable para la mayoría de los suelos, en los niveles de esfuerzo que ocurren en la práctica. El segundo caso corresponde al fenómeno de la consolidación. El tercer caso, corresponde a fallas del tipo catastróficos y para evitarla se debe hacer una análisis de estabilidad, que requiere del conocimiento de la resistencia al corte del suelo. El análisis debe asegurar, que los esfuerzos de corte solicitantes son menores que la resistencia al corte, con un margen adecuado de modo que la obra siendo segura, sea económicamente factible de llevar a cabo.

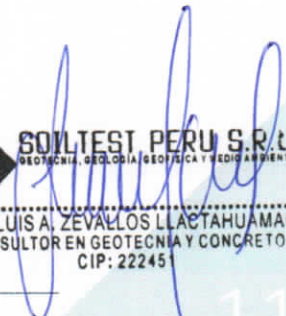
En el presente informe se detallara el ensayo de corte directo en laboratorio, en el cual posteriormente se darán a conocer los cálculos correspondientes (Anexo III).

Con el Ensayo de Resistencia al corte se obtuvo los coeficientes geotécnicos que representan el criterio de rotura de Mohr Coulomb, como son la cohesión del suelo (C) y el ángulo de fricción del suelo (ϕ).

Los resultados de los ensayos especiales se muestran en el cuadro siguiente:

CUADRO N° 05:

MUESTRA	SUCS	NOMBRE DE GRUPO (ASTM 2000) D-2487	COHESION C' (Kg/cm ²)	ANGULO DE FRICCIÓN (ϕ)
C - 01	SM	Arena limosa	0.01	28.85



SOILTEST PERU S.R.L.
GEOTECNIA, GEOLOGIA, GEOTECNICA Y MEDIO AMBIENTE
ING. LUIS A. ZEVALLOS LLAETAHUAMAN
CONSULTOR EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 22245

4 CAPACIDAD DE SOPORTE DEL TERRENO

4.1 CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE

a) **Ecuación General de la Capacidad de Carga.**

Usando la ecuación de Meyerhof (1963):

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q' N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (1)$$

$$q_{ADMISIBLE} = \frac{q_{ultima}}{FS} \quad (2)$$

Donde:

q_u	=	Capacidad última de carga (Kg / Cm ²)
$q_{ADMISIBLE}$	=	Capacidad admisible de carga del terreno (Kg / Cm ²)
FS	=	Factor de seguridad
γ	=	Peso unitario del suelo natural (Densidad Húmeda Natural del Terreno)
B	=	Ancho de zapata (Ancho menor de Cimiento, mts.)
q'	=	Esfuerzo efectivo vertical en la fono de la cimentación
D_f	=	Profundidad de cimentación (Profundidad de Desplante)

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = Factores por corrección de forma

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = Factores por corrección de profundidad

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = Factores de Inclinación de carga

b) **Según los resultados del laboratorio.**

Usando la ecuación de Vésic:

También la capacidad de carga se puede determinar basándose en la fórmula de Terzaghi con su teoría de rotura por corte general y corroborada por Meyerhof, usando las siguientes ecuaciones:

$$q_{\text{última}} = N_c * C * S_c + N_q * q * S_q + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma * S_\gamma \quad (1)$$

$$q_{\text{ADMISIBLE}} = \frac{q_{\text{última}}}{FS} \quad (2)$$

Donde:

- q última = Capacidad última de carga
- q ADMISIBLE = Capacidad admisible de carga del terreno (Kg / Cm²)
- FS = Factor de seguridad
- γ = Peso unitario del suelo natural (Densidad Húmeda Natural del Terreno)
- B = Ancho de zapata (Ancho menor de Cimiento, mts.)
- q = Sobre carga
- Df = Profundidad de cimentación (Profundidad de Desplante)
- N_c, N_q, N _{γ} = Factores de capacidad de carga
- S_c, S_q, S _{γ} = Factores de forma

Para cimientos corridos:

$$q_a = \gamma * (Df * N_q + 0.5 * B * N_\gamma) / FS \quad (3)$$

Para cimientos cuadrados ó rectangulares:

$$q_a = \gamma * (Df * N_{q_1} + 0.4 * B_1 * N_{\gamma_1}) / FS \quad (4)$$

N_q = Factor unidimensional de capacidad de carga, dependiente del ancho y de la zona de empuje pasivo función del ángulo de fricción interna (ϕ), considera la influencia del peso del suelo.

N _{γ} = Factor adimensional de capacidad de carga debido a la presión de la sobrecarga (densidad de enterramiento). Función del ángulo de fricción interna. La sobrecarga se halla representada por el peso por unidad de área $\gamma * Df$, del suelo que rodea la zapata.

FS = Factor de seguridad, que toma en consideración lo siguiente:

- (a) Variaciones naturales en la resistencia al corte de los suelos.
 - (b) Las incertidumbres que como es lógico, contienen los métodos o fórmulas para la determinación de la capacidad última del suelo.
 - (c) Disminuciones locales menores que se producen en la capacidad de carga de los suelos colapsables, durante o después de la Construcción.
 - (d) Excesivo asentamiento en suelos compresibles que haría fluir el suelo cuando éste, está próximo a la carga crítica o a la rotura por corte.
- Por lo expuesto adoptaremos FS igual a 3 valor establecido para estructuras permanentes.

Finalmente debido a las características del suelo de cimentación, el cual está conformado por suelo de arcilla limosa con arena, se considera para este tipo de material los resultados obtenidos del ensayo de clasificación de suelos.

IMAGEN N° 01: CALICATA-01

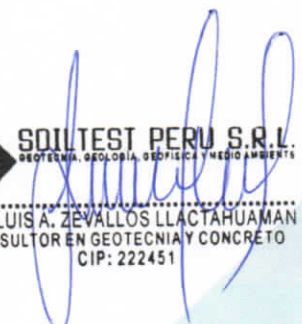
Cohesión C' (KN/m ²)	=	0.01
Fricción ϕ'	=	28.85
Peso específico γ (KN/m ³)	=	17.25
Profundidad de cimentación Df	=	1.50
Base de cimentación B (m)	=	1.20
Largo de cimentación (m)	=	1.00
Altura del nivel Freático (hw)	=	
Peso específico saturado γ_{sat} (KN/m ³)	=	18.85
Inclinación de carga sobre la cimentación (θ)	=	0.00



IMAGEN N° 02: RESULTADOS CALICATA-1

$$\begin{aligned}
 q_u &= 3.36 \\
 q_{ad} &= q_u / FS \\
 F_s &= 3.00
 \end{aligned}$$

$$q_{ad} = 1.12 \text{ kg/cm}^2$$



SOILTEST PERU S.R.L.
GEOTECNIA, GEOLOGIA, GEOTECNIA Y MEDIO AMBIENTE

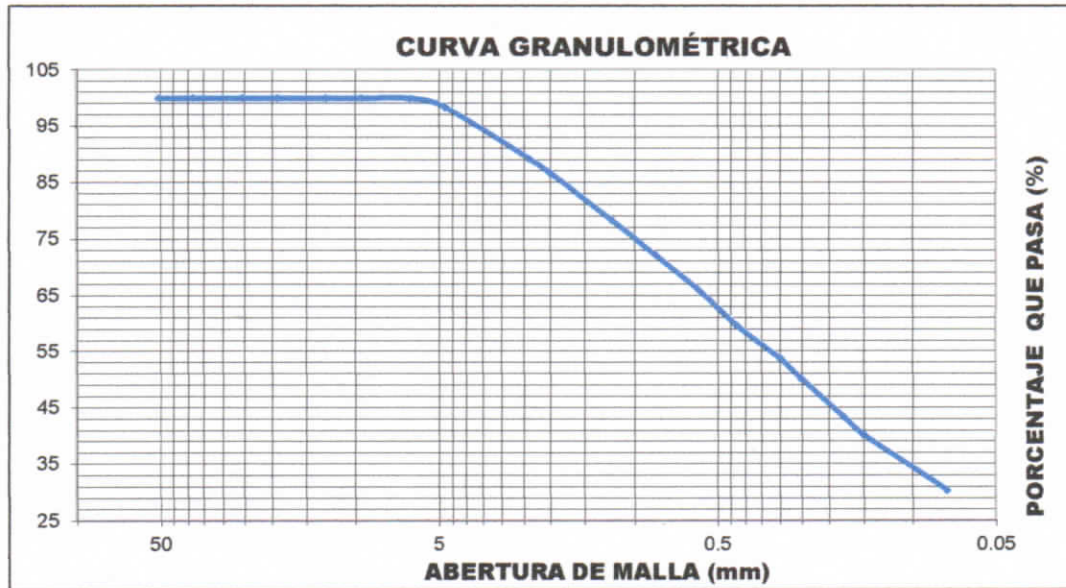
ING. LUIS A. ZEVALLOS LLACAHUAMAN
CONSULTOR EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 222451

5 ANALISIS DE LA INFORMACION

5.1 Sobre las propiedades del suelo.

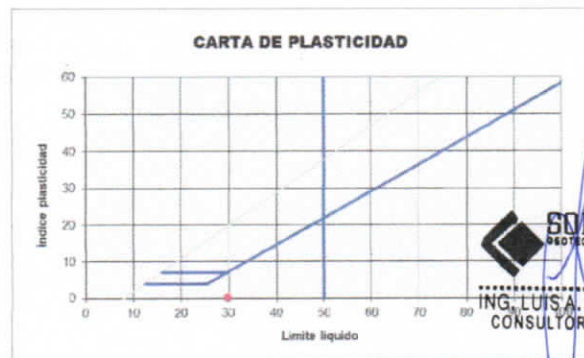
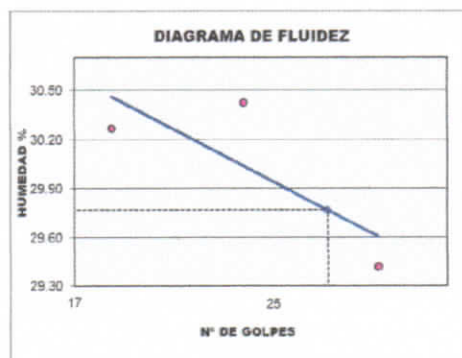
Dada la variabilidad que presentan los suelos (aun dentro de un mismo grupo de suelos y en un sector homogéneo), así como los resultados de la clasificación de suelos mediante el método SUCS y AASHTO, estos presentan ciertas características propias de los materiales que los conformar, es así que observando la curva granulométrica podemos entender de qué tipo de suelo esta mayormente compuesto este tipo de suelo:

IMAGEN N° 03 CALICATA-01



Este suelo no tiene una buena gradación, típicos de suelos no cohesivos, los cuales están compuestos mayormente por suelos arenosos y poca cantidad de finos.

IMAGEN N° 04 CALICATA-01



SOILTEST PERU S.R.L.
GEOTECNIA, GEOLOGIA, GEOFISICA Y MEDIO AMBIENTE
ING. LUIS A. ZEVALLOS LLACTAHUAMAN
CONSULTOR EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 222451

En términos de capacidad de soporte podemos indicar que es un suelo Aceptable.

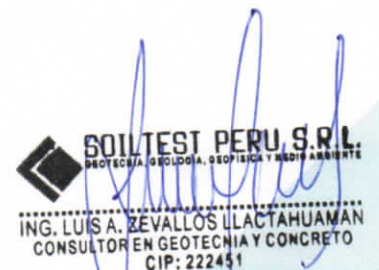
6 CONCLUSIONES

- a. El presente estudio servirá para el Proyecto: "ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON FINES DE CIMENTACION.
- b. ", específicamente para la construcción de estructuras de concreto armado.
- c. En la zona de estudio se ha evidenciado problemas de geodinámica externa de consideración, como los constantes deslizamientos de tierra en la zona, producto de las intensas lluvias que puedan afectar la funcionabilidad de la estructura, esto según lo inspeccionado al momento de visita de la zona de estudio, y consultando por anteriores proyectos ejecutados en dicha zona.
- d. Se ha verificado en las excavaciones realizadas en el área correspondiente a la zona de emplazamiento del proyecto, la presencia de suelos no apropiados como antrópicos y rellenos no controlados (por ningún motivo se debe cimentar en estos suelos sin un trato apropiado del terreno), así también presencia de carbonato de calcio en el suelo mezclado con abundante arena y limo.
- e. De los resultados de laboratorio del ensayo de corte directo se han obtenido los **parámetros de resistencia del suelo** de la Calicata - 01, Obteniendo un resultado 28.85° para el Angulo de fricción y una cohesión de 0.01 kg/cm², con lo cual se ha procedido a determinar las capacidad de carga del terreno, a una determinada altura de fundación y/o cimentación de la estructura.

MUESTRA	COHESION C' (Kg/cm ²)	ANGULO DE FRICCION (°)
C - 01	0.01	28.85

- f. De acuerdo a los resultados de laboratorio y mediante la capacidad de carga ultima (formula de Meyerhof -1963, y Terzaghi -1943) de ha determinado la capacidad de carga admisible de la calicata-01 de 1.12 kg/cm², para una profundidad de cimentación de 1.50, con respecto a nivel de terreno natural.

MUESTRA	CAPACIDADDE CARGA ADMISIBLE	PROFUNDIDAD
C - 01	1.12	1.50



SOILTEST PERU S.R.L.
PROTECCION GEOLOGIA, GEOTECNICA Y MEDIO AMBIENTE
ING. LUIS A. ZEVALLOS ULLACTAHUAMAN
CONSULTOR EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 222451

7 RECOMENDACIONES

1. Para garantizar la mejor calidad de la obra, se recomienda un control estricto en cuanto a los materiales y los procedimientos constructivos, de acuerdo a las Especificaciones Técnicas y las normas de control de calidad.
2. Se recomienda la construcción de vigas de cimentación para conectar la zapatas aisladas, estas estas diseñadas para soportar cargas lineales, concentradas o uniformes, para estructuras superiores a 4 niveles, esto para evitar los asentamientos diferenciales que pueda presentar en el tiempo y dañar la estructura de concreto.
3. Se establecerá controles para la protección de taludes y el humedecimiento del área de operación.
4. Se debe tener en consideración que antes del proceso de vaciado del concreto fresco, el fondo de la cimentación debe de estar completamente limpia, sin presencia de terrones o partículas desprendidas del talud del mismo cimiento.
5. No se procederá a cimentar en lugares donde se encuentre niveles freáticos elevados, los cuales puedan comprometer la cimentación,

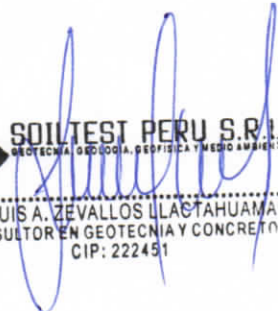


SOILTEST PERU S.R.L.
GEOTECNIA, GEOLOGIA, GEOFISICA Y MEDIO AMBIENTE
ING. LUIS A. ZEVALLOS LLACAHUAMA
CONSULTOR EN GEOTECNIA Y CONCRET
CIP: 222451

8 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Norma E-050, Suelos y Cimentaciones.
- Norma E-030, Diseño Sismorresistente.
- Alva Hurtado J. E., Meneses J. y Guzmán V. (1984), "Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú", V Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Tacna, Perú.
- Karl Terzaghi, Ralph B. Peck, "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica", Segunda Edición 1973.
- Peck, Hanson, Thornburn "Ingeniería de Cimentaciones", 2000.
- Vesic A., "Análisis de la Capacidad de Carga de las Cimentaciones Superficiales", JSMFD, ASCE, Vol. 99, 1971.
- Braja M. Das "Fundamentos de Ingeniería Geotecnia", Edición 1999.
- Reglamento Nacional de Edificación, Edición junio 2016, Perú.

Ayacucho, enero - 2021.



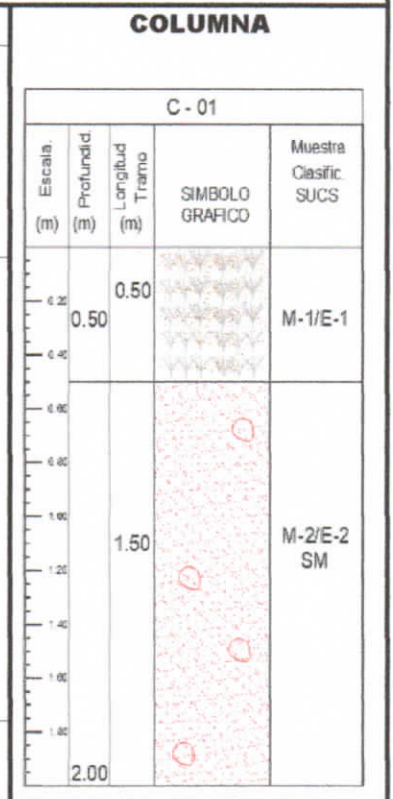
SOILTEST PERU S.R.L.
GEOTECNIA, GEODINAMICA, GEOFISICA Y MEDIO AMBIENTE
ING. LUIS A. ZEVALLOS LLACAHUAMAN
CONSULTOR EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 222451



**ANEXO I:
REGISTROS DE CAMPO**

PARTE DE LA EXPLORACION	OBRA	"ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON FINES DE CIMENTACION"
	CALICATA	: C - 01
	LOCALIZACION	: ASC. PRO VIVIENDA "JANET VASQUEZ" 11 DE JUNIO
	FECHA DE REALIZACION	: 29/12/2020
	UBICACION EXPLORAC.	: DATUM WGS84 HUSO 18 ZONA L E=582959.61m N=8546858.44m
SOLICITANTE	MARCELINO CRUZ FERNANDEZ Y RAUL HUARACA AVENDAÑO	
TIPO DE EXCAVACION	: MANUAL	

PROFUNDIDAD	: 2.50m
DESCRIPCION	: De 0.00m a 0.50m terreno de cobertura, color blanquesino, conformado por suelo semi organico, antropicos con presencia de arena y limo, con presencia de raices insipientes, hojas de ramas secas, troncos con material suelto, estrato no adecuado para desplante de cimentación. De 0.50m a 2.00m, segun la inspección en campo corresponde a un tipo de deposito coluvial, terreno de color blanquesino, conformados por un suelo arenoso limoso que se cataloga en el sistema unificado de clasificación de suelos SUCS como un SM y el sistema de Clasificación del AASHTO como un A-2-4 (0), casi no presenta material gravoso (1.60%), bastante arena (68.02%) y gran cantidad de finos (30.38%), la fracción que pasa la malla N° 40 es sin plasticidad, (límite líquido 29.77%, índice plástico 0.27% lo que indica que la fracción fina es limosa), con una compactación natural y cohesión de 0.02, la compacidad en el momento de auscultación es casi firme (LP<w), el terreno se podría considerar de estructura homogénea*, tiene una resistencia a la excavación manual baja cuando esta húmedo, de talud vertical con un grado de estabilidad.
NIVEL FREATICO	: A la profundidad de excavación no se encuentra.



Dirección: Asoc. Covandonga Mz "T" Lt N° 4 - HUAMANGA - AYACUCHO, CEL: 999606084, TEL: 066-280063, EMAIL: ing.desarrollo24@gmail.com

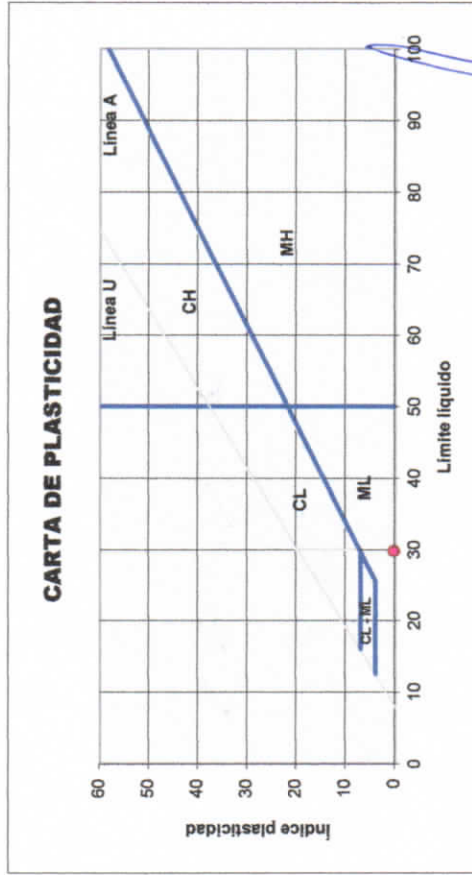
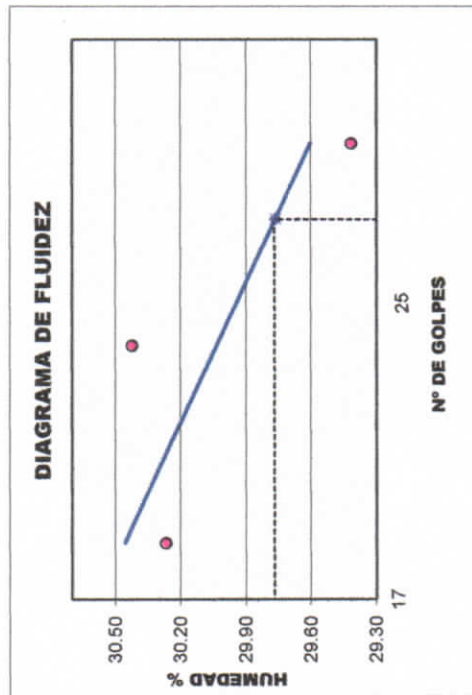


**ANEXO II:
REGISTROS DE LABORATORIO**

Proyecto : "ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON FINES DE CIMENTACION"

Solicitante : MARCELINO CRUZ FERNANDEZ Y RAUL HUARACA AVENDAÑO Region : AYACUCHO
 Calicata : CALICATA - 01 Provincia : HUAMANGA
 Estrato : E-02 Distrito : AYACUCHO
 Fecha : ENERO-2021 Lugar : ASOC. PRO VIVIENDA "JANET VASQUEZ" 11 DE JUNIO

LÍMITES DE CONSISTENCIA	Unidades	LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D-4319, MTC E 111-2000)			LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D-4319, MTC E 111-2000)		LÍMITES DE CONSISTENCIA
		17	68	59	14	15	
Peso Recipiente + Suelo Húmedo	gr	43.16	44.03	42.66	28.97	29.38	LL (%) = 29.77
Peso Recipiente + Suelo Seco	gr	38.62	39.15	38.33	27.17	27.42	LP (%) = 29.50
Peso del Recipiente	gr	23.62	23.11	23.61	21.09	20.75	LL - LP = IP (%) = 0.27
Peso del Suelo Seco	gr	15.00	16.04	14.72	6.08	6.67	
Peso del Agua	gr	4.54	4.88	4.33	1.80	1.96	
Contenido de Humedad	%	30.27	30.42	29.42	29.61	29.39	
Número de Golpes		18	22	27			NO PLÁSTICO



DIRECCION: ASOC. COVADONGA MZ "T" LT N°4 - Huamanga - Ayacucho, CEL: 99660084, TEL: 066-280053, EMAIL: andy.zevallos5@gmail.com

Proyecto : "ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON FINES DE CIMENTACION"

Solicitante : MARCELINO CRUZ FERNANDEZ Y RAUL HUARACA AVENDAÑO

Calicata : CALICATA - 01

Estrato : E-02

Fecha : ENERO-2021

Region : AYACUCHO

Provincia : HUAMANGA

Distrito : AYACUCHO

Lugar : ASOC. PRO VIVIENDA "JANET VASQUEZ" 11 DE JUNIO

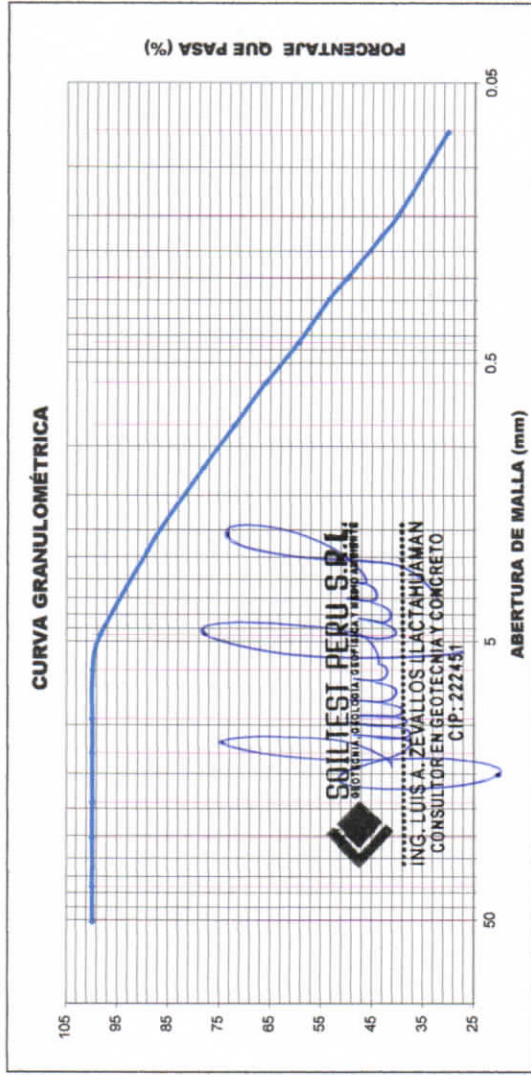
**ENSAYO ESTANDAR DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS
(ASTM DE 422, D 4318, D 2487, D 2216, D 4254, D 854, DE 1557)**

TAMICES ASTM	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	RETENIDO PARCIAL (%)	RETENIDO ACUMULADO (%)	% QUE PASA
3"	76.200				100.00
2 1/2"	63.500				100.00
2"	50.800				100.00
1 1/2"	38.100				100.00
1"	25.400	0.00	0.00	0.000	100.00
3/4"	19.050	0.00	0.00	0.000	100.00
1/2"	12.700	0.00	0.00	0.000	100.00
3/8"	9.525	0.00	0.00	0.000	100.00
1/4"	6.350	1.00	0.07	0.073	99.93
Nº 4	4.750	21.00	1.53	1.599	98.40
Nº 8	2.380	127.00	9.23	10.828	89.17
Nº 10	2.000	34.00	2.47	13.299	86.70
Nº 16	1.190	117.00	8.50	21.802	78.20
Nº 20	0.840	83.00	6.03	27.834	72.17
Nº 30	0.590	84.00	6.10	33.939	66.06
Nº 40	0.426	88.00	6.40	40.334	59.67
Nº 50	0.297	83.00	6.03	46.366	53.63
Nº 60	0.250	49.00	3.56	49.927	50.07
Nº 80	0.177	92.00	6.69	56.613	43.39
Nº 100	0.149	44.00	3.20	59.811	40.19
Nº 200	0.075	135.00	9.81	69.622	30.38
FONDO LAVADO		328.00	23.84	93.459	0.00
TOTAL		1286.00			

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

DATOS DEL ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO		ENSAYO ESTANDAR	
Peso seco inicial (gr)	1376.00	% Grava	1.80
Peso seco lavado (gr)	1048.00	% Arena	68.02
Pérdida por lavado (gr)	328.00	% Finos	30.38

COEFICIENTES DE UNIFORMIDAD Y CURVATURA			
D10 (mm)	0.025	D30 (mm)	0.074
D15 (mm)	0.037	D50 (mm)	0.249
		D60 (mm)	0.435
		D85 (mm)	1.838
Cu = 17.60		Cc = 0.51	



CLASIFICACION DE SUELOS	
AASHTO	SM
A-2-4 (0)	ARENA LIMOSA



**ANEXO III:
CÁLCULO Y ANALISIS**



ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(ASTM D 3080, AASHTO T 236, MTC E 123)

Proyecto : "ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON FINES DE CIMENTACION"


Solicitante	: MARCELINO CRUZ FERNANDEZ Y RAUL HUARACA AVENDAÑO	Región	: AYACUCHO
Calicata	: C-01	Provincia	: HUAMANGA
Estrato	: E - 2	Distrito	: AYACUCHO
Fecha	: ENERO-2021	Lugar	: ASOC. PRO VIVIENDA "JANET VASQUEZ" 11 DE JUNIO

CONCLUSIONES:

1. En el Equipo de Ensayo de Corte Directo (CD), se emplea para conseguir la rotura de una muestra de suelo, según un plano determinado, con el fin de conocer experimentalmente los parametros geotecnicos de Cohesion (C) y Angulo de Rosamiento (ϕ), que nos definen la resistencia del suelo, mayormente granular.
2. La determinacion de las envolventes de falla y el desarrollo de criterio para interpretar y evaluar los resultados del ensayo se dejan a criterio del Ingeniero o el solicitante de la informacion.
3. Los resultados de los ensayos pueden ser afectados por la presencia de particulas de suelo o fragmentos de roca o ambos.
4. Las condiciones de prueba incluyendo el esfuerzo normal y la humedad ambiental son seleccionadas, las cuales respresentan las condiciones del suelo que son investigadas.
5. En el presente ensayo se ha determinado los siguientes parametros de resistencia del suelo para la calicata (C-1):

Angulo de friccion interna ϕ' (°) :	28.85 (°)
Cohesion C' (kg/cm2) :	0.01 (kg/cm2)



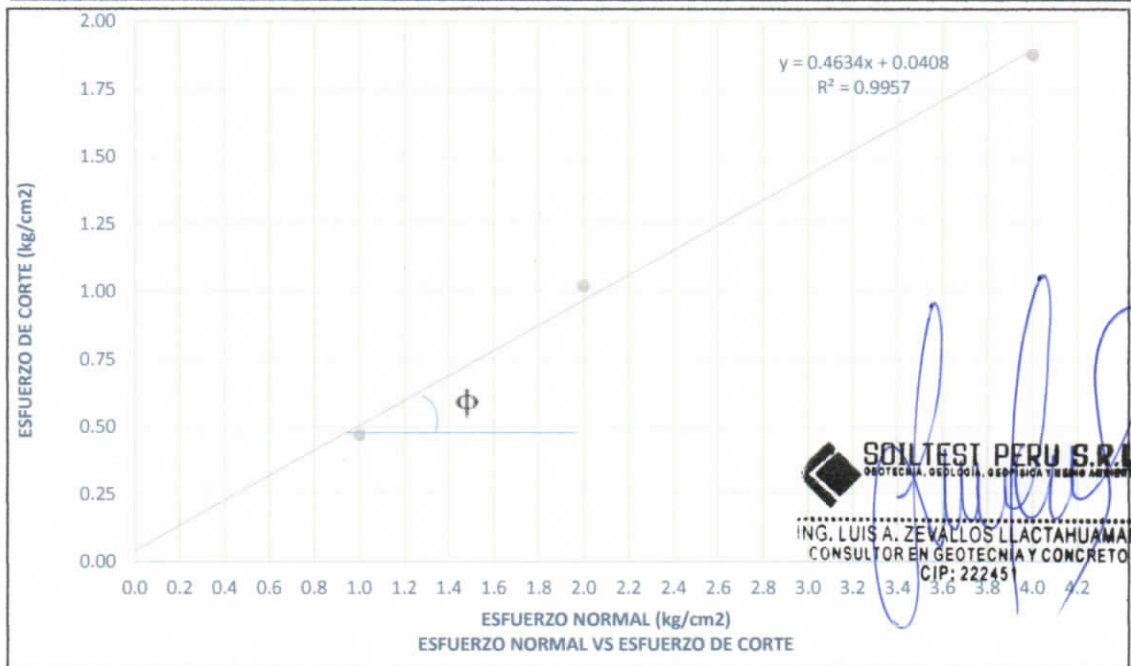
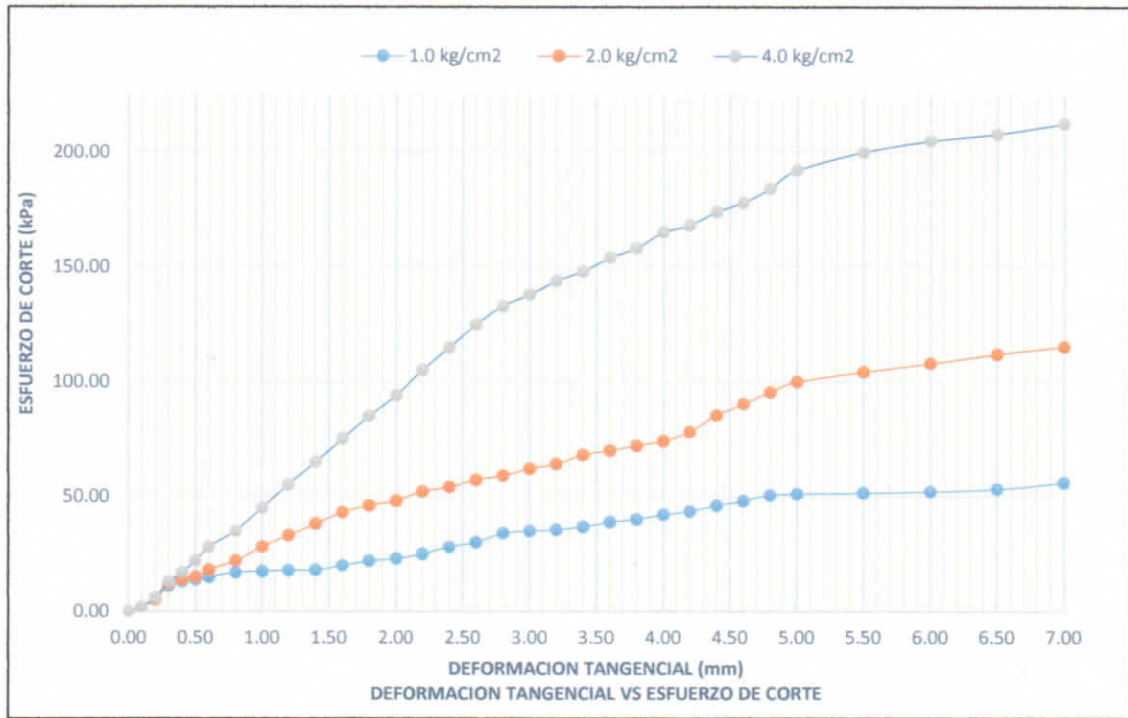

SOILTEST PERU S.R.L.
PROTECCION, TECNOLOGIA GEOTECNICA Y PAVIMENTOS
 ING. LUIS A. ZEVALLOS LLACAHUAMAN
 CONSULTOR EN GEOTECNIA Y CONCRETO
 CIP: 222451



ENSAYO DE CORTE DIRECTO (ASTM D 3080, AASHTO T 236, MTC E 123)

Proyecto : "ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON FINES DE CIMENTACION"

Solicitante	: MARCELINO CRUZ FERNANDEZ Y RAUL HUARACA AVENDAÑO	Región	: AYACUCHO
Calicata	: C-01	Provincia	: HUAMANGA
Estrato	: E - 2	Distrito	: AYACUCHO
Fecha	: ENERO-2021	Lugar	: ASOC. PRO VIVIENDA "JANET VASQUEZ" 11 DE JUNIO



Angulo de fricción interna ϕ (°) : 28.85 **Cohesion C' (kg/cm²) :** 0.01

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(ASTM D 3080, AASHTO T 236, MTC E 123)**

Proyecto : "ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON FINES DE CIMENTACION"

Solicitante : MARCELINO CRUZ FERNANDEZ Y RAUL HUARACA
AVENDAÑO

Región : AYACUCHO

Calicata : C-01

Provincia : HUAMANGA

Estrato : E - 2

Distrito : AYACUCHO

Fecha : ENERO-2021

Lugar : ASOC. PRO VIVIENDA "JANET VASQUEZ" 11 DE JUNIO

DATOS

Estado : REMOLDEADO (MATERIAL < TAMIZ N° 4)

Profundidad : E - 2

Tipo de Caja : CUADRADA

Diametro : 63.69 mm Espesor muestra caja: 21.55 mm

Tipo de ensayo : **CONSOLIDADO DRENADO**

Especimen N°	A	B	C
Diametro de la muestra (mm) :	63.69	63.69	63.69
Altura inicial de la muestra (mm) :	21.20	21.20	21.20
Densidad Humeda Inicial (tn/m3) :	1.64	1.68	1.72
Contenido de Humedad (%) :	8.45%	9.15%	10.35%
Densidad Seca Inicial (tn/m3) :	1.51	1.54	1.56
Deformacion vertical despues de la consolidacion (mm)	0.520	0.750	0.920
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (mm)	20.68	20.45	20.28
Esfuerzo Normal (kg/cm2)	1.00	2.00	4.00
Esfuerzo de Corte Maximo (Kpa)	46.00	100.00	184.00
Esfuerzo de Corte Maximo (kg/cm2)	0.47	1.02	1.88

LOS PARAMETROS GEOTECNICOS DE RESISTENCIA SON:

Angulo de friccion interna ϕ' (°) : 28.85

Cohesion C' (kg/cm2) : 0.01

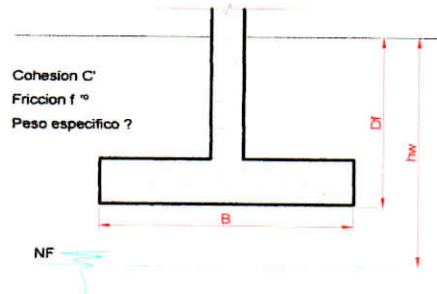
RESULTADOS DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN LABORATORIO:

NORMAL	GRAFICO CORTE				
	ENSAYO		AJUSTE		
	KPA	KG/CM2	FACT	KG/CM2	KPA
1	46.00	0.469	1.00	0.469	46.029
2	100.00	1.020	1.00	1.020	100.062
3	184.00	1.877	1.00	1.877	184.114


SOILTEST PERU S.R.L.
ING. LUIS A. ZEVALLOS LLACTAHUAMAN
CONSULTOR EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 222451

PROYECTO: "CONSTRUCCION DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON PROYECCION A CINCO PISOS"

Cohesión C' (KN/m2)	=	0.01
Fricción ϕ' °	=	28.85
Peso específico γ (KN/m3)	=	17.25
Profundidad de cimentación Df =		1.50
Base de cimentación B (m)	=	1.20
Largo de cimentación (m)	=	1.00
Altura del nivel Freático (hw)	=	
Peso específico saturado γ_{sat} (KN/m3) =		18.85
Inclinación de carga sobre la cimentación (°)		0.00



A) Calculo de la capacidad de carga por la formula de Vesic.

q_u = Capacidad Ultima de carga en la base.

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q' N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5 \gamma B N_y F_{ys} F_{yd} F_{yi}$$

donde:

c' = Cohesión

γ = Peso específico del suelo

a). q' = Esfuerzo efectivo vertical en la fono de la cimentación

b). N_c, N_q, N_y = Factores de capacidad de carga

c). F_{cs}, F_{qs}, F_{ys} = Factores por correccion de forma

d). F_{cd}, F_{qd}, F_{yd} = Factores por correccion de profundidad

e). F_{ci}, F_{qi}, F_{yi} = Factores de Inclinación de carga

a). El esfuerzo efectivo en el fondo de la cimentación:

$$q' = \boxed{25.88} \text{ KN/m}^2$$

b). Los factores de capacidad de carga, según Vesic 1973 es:

$N_q = \tan^2 (45 + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$	=	16.17
$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$	=	27.54
$N_y = 2 (N_q + 1) \tan \phi'$	=	18.92

c). Los factores de corrección por forma por De Beer 1970 son:

$F_{cs} = 1 + B N_q / (L N_c)$	=	1.70
$F_{qs} = 1 + B/L \tan \phi'$	=	1.66
$F_{ys} = 1 - 0.4 B/L$	=	0.52

d). Los factores por correccion de profundidad por Hanzen 1970 son:

$F_{cd} = 1 + 0.4 Df / B$	=	1.50
$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 Df / B$	=	1.37
F_{yd}	=	1.00

e). Los factores por correccion de inclinación por Meyerhof 1963 son:

$F_{ci} = F_{qi} = (1 - B^2 / 90^2)^2$	=	1.00
$F_{yi} = (1 - B^2 / \phi'^2)^2$	=	1.00

Los factores por corrección por compresibilidad del suelo por Vesic 1973 son:

1. Calcule el índice de rigidez crítica como:

$$I_{rc} = 0.5 (\exp((3.3 - 0.45 B/L) \cot(45 - \phi'/2)))$$

Irc =

Variación de Irc con ϕ' y B/L		
ϕ' grados	B/L = 0	B/L = 1
0	13	8
10	25	15
15	37	20
20	55	30
25	89	44
30	152	70
35	283	120
40	592	225

Por lo tanto

Irc =

2. Calcule el índice de rigidez como:

$$I_r = E_s / (2(1 + \mu_s)(c' + q' \tan \phi'))$$

Donde:

E_s = Modulo de elasticidad del suelo drenado.

$E_s = m \text{ Pa}$

Donde:

P_a = presión atmosférica ($\approx 100 \text{ kN/m}^2$ o 2000 lb/ft^2)

$m =$
 { 100 a 200 para suelos sueltos
 200 a 500 para suelo medio denso
 500 a 1000 para suelo denso

$m =$

$E_s = m P_a = 2548.42 \text{ tn/m}^2 = 25000.00 \text{ KN/m}^2$

μ_s = relación de poisson del suelo drenado

$$\mu_s = 0.1 + 0.3(\phi' - 25)/20 \text{ para } 25^\circ \leq \phi' \leq 45^\circ$$

$\mu_s =$

$I_r = 756.91$

3. Si $I_{rc} \leq I_r$, entonces:

Fcc =	<input type="text" value="1.00"/>
Fqc =	<input type="text" value="1.00"/>
Fyc =	<input type="text" value="1.00"/>

Por lo tanto:

q_u = Capacidad Ultima de carga en la base de la cimentación

$q_u = 1053.87 \text{ Kn/m}^2$

B) Calculo de la capacidad de carga por Terzaghi.

La capacidad de carga ultima se calcula por la siguiente expresión:

$$q_u = c' N_c d_c S_c + q' N_q S_q + 0.5 \gamma' B N_\gamma S_\gamma$$

- a). Influencia de la profundidad de cimentación, recomendados para la formula:

$d_c =$ Según Skempton

- b). Influencia de la forma de la cimentación, recomendados para la formula:

$S_c = 1 + 0.2 B/L =$	<input type="text" value="1.24"/>
$S_q = 1 + 1.5 \tan \phi' B/L =$	<input type="text" value="1.99"/>
$S_\gamma = 1 - 0.1 B/L =$	<input type="text" value="0.88"/>

- c). Los factores de capacidad de carga, recomendados para la formula son:

ϕ' corregido =	<input type="text" value="19.23"/>
c' corregido =	<input type="text" value="0.01"/>

SOILTEST PERU S.R.L.
 GEOTECNIA, GEOLOGIA, GEOFISICA Y MEDIO AMBIENTE
 ING. LUIS A. ZEVALLOS LLACTAHUAMAN
 CONSULTOR EN GEOTECNIA Y CONCRETO
 CIR: 222451

$$Nq = (1 - \text{sen}\phi') / (1 - \text{sen}\phi') e^{\text{ntan}\phi'} = 5.93$$

$$Nc = (Nq - 1) \cot\phi' = 14.14$$

$$Ny = 1.5 (Nq - 1) \tan\phi' = 2.58$$

$$qu = 329.34 \text{ KN/m}^2$$

$$qu = 3.36 \text{ kg/cm}^2$$

C) La Capacidad de carga admisible por resistencia al corte escogido sera:

$$qu = 3.36$$

$$qad = qu / FS$$

$$FS = 3.00$$

$$qad = 1.12 \text{ kg/cm}^2$$

D) Asentamiento elástico de la cimentacion

El asentamiento elástico, bajo una carga de trabajo vertical esta dado por:

$$Se(\text{flexible}) = q_0 B (1 - \mu_s^2) If / Es$$

Donde:

- q₀ = Presión neta aplicada sobre la cimentación
- u_s = Relación de Poisson del suelo
- E_s = Módulo de elasticidad del suelo bajo la cimentación.
- B = base de la cimentación
- If = factor en cm/m

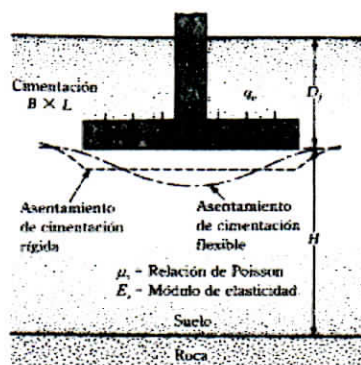


FIGURA 4.17 Asentamiento elástico de cimentaciones flexibles y rígidas

Cimentación	Valores de If (cm/m)		
Cuadrada	Rígida		82
	Flexible	Centro	112
		Esquina	56
		Medio	95
Circular	Rígida		88
	Flexible	Centro	100
		Esquina	64
		Medio	85
Corrida (L/B =>10)	Rígida		210
	Flexible	Centro	254
		Esquina	127
		Medio	225
Rectangular (5=>L/B =>2)	Rígida		120
	Flexible	Centro	153
		Esquina	77
		Medio	130

$$\alpha = \frac{1}{L} = \frac{1}{300}$$

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \frac{\alpha}{2} \quad (\text{esquina de la cimentación flexible})$$

$$S_e = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha \quad (\text{centro de la cimentación flexible})$$

Para cimientos cuadrados:

$$q_0 = 11.19 \text{ tn/m}^2$$

Se (rígido) =

Se (centro de la cimentación flexible) =

Se (esquina de la cimentación flexible) =

0.42	cm	4.21	mm
0.58	cm	5.75	mm
0.15	cm	1.48	mm

**ANEXO IV:
PANEL FOTOGRAFICO**

PANEL FOTOGRAFICO – CALICATA

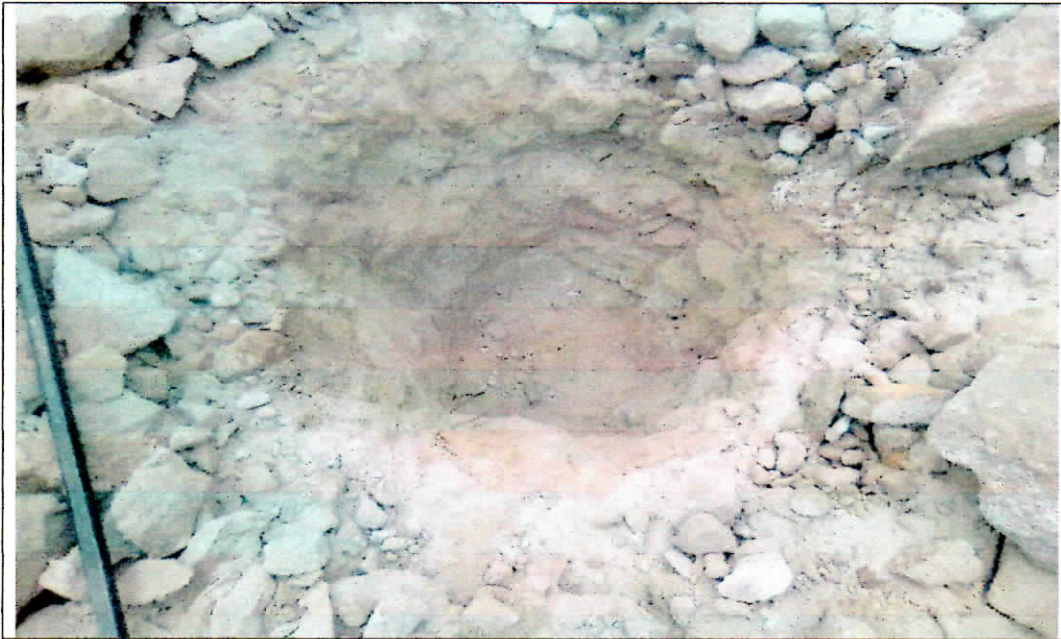


Foto 01: EXCAVACION DE CALICATA EN LA VIVIENDA PROYECTADA PARA LA EDIFICACION
(FECHA: 29/12/2020)



Foto 02: EXCAVACION DE CALICATA EN LA VIVIENDA PROYECTADA PARA LA EDIFICACION
(FECHA: 29/12/2020)


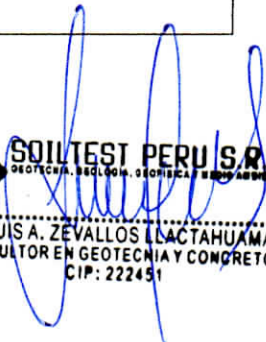
 **SOILTEST PERU S.R.L.**
GEOTECNIA, GEOLOGIA, GEOTECNICA Y CONCRETO

ING. LUIS A. ZEVALLOS LACTAHUAMAN
CONSULTOR EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 222451



Foto 03: CALICATA N° 01 EN LA VIVIENDA PROYECTADA PARA LA EDIFICACION
(FECHA: 29/12/2020)



Foto 04: C CALICATA N° 01 EN LA VIVIENDA PROYECTADA PARA LA EDIFICACION
(FECHA: 29/12/2020)



Foto 05: EXCAVACION DE CALICATA EN LA VIVIENDA PROYECTADA PARA LA EDIFICACION
(FECHA: 29/12/2020)



Foto 06: EXCAVACION DE CALICATA EN LA VIVIENDA PROYECTADA PARA LA EDIFICACION
(FECHA: 29/12/2020)


 **SOL TEST PERU S.P.L.**
GEOTECNIA, RECUPERACION, RECONSTRUCCION Y REPARACIONES
ING. LUISA ZEVALLOS LLACTAHUAMAN
CONSULTOR EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 222451



Foto 07: VISTA DE LA VIVIENDA PROYECTADA PARA LA EDIFICACION
(FECHA: 29/12/2020)



Foto 08: VISTA PANORAMICA DE LA VIVIENDA PROYECTADA PARA LA EDIFICACION
(FECHA: 29/12/2020)

 **SOILTEST PERU S.R.L.**
GEOTECNIA, GEOL. P. M., GEOTECNIA Y MANEJO DE SUELOS

ING. LUIS A. ZEVALLOS LLACTAHUAMAN
CONSULTOR EN GEOTECNIA Y CONCRETO
CIP: 222451

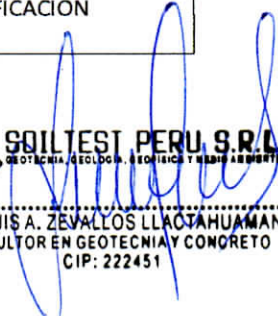
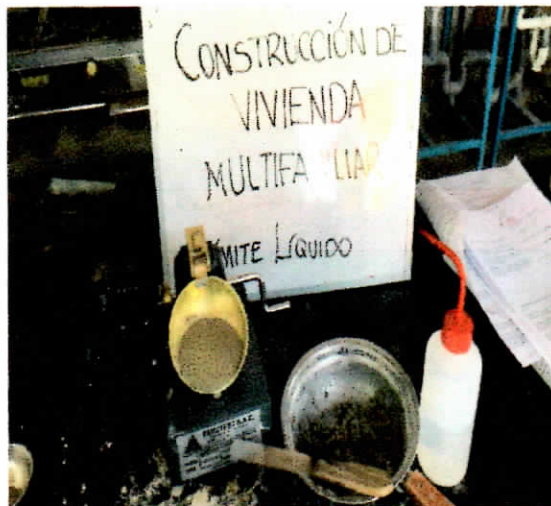


Figura n°02.- Se observa los ensayos realizados en laboratorio de la muestra obtenida en campo, estos ensayos corresponden al cuarto de la muestra, determinación del límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad, para su posterior clasificación granulométrica.



ANEXO 05: PANEL FOTOGRÁFICO



Fotografía 1. Excavación de calicata en la vivienda proyectada para la edificación.



Fotografía 2. Vista de la calicata en la zona de estudio.



Fotografía 3. Preparación para la extracción de muestras de suelo.



Fotografía 4. Extracción de muestras de suelo de la calicata C1.

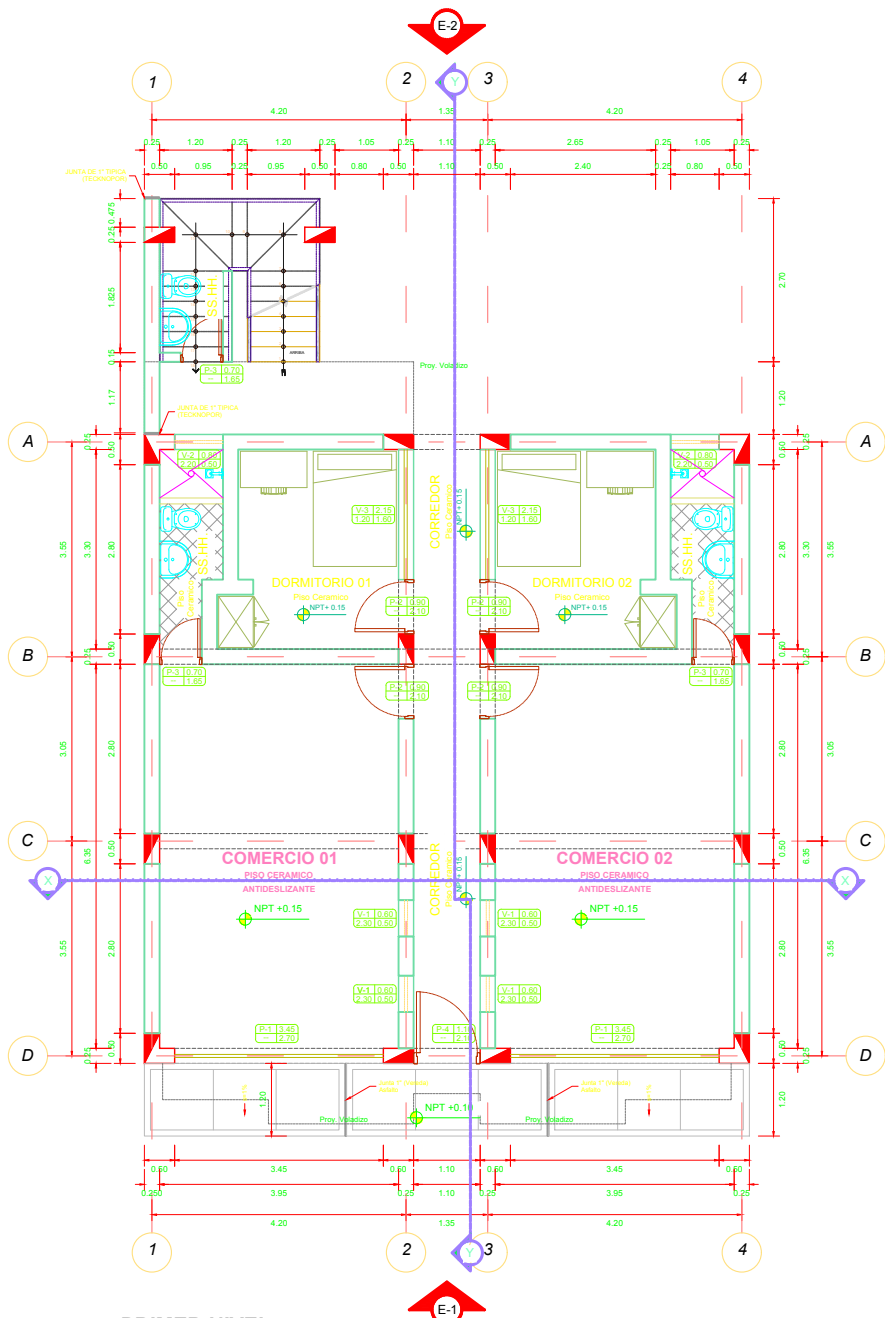


Fotografía 5. Vista panorámica de la zona de estudio.

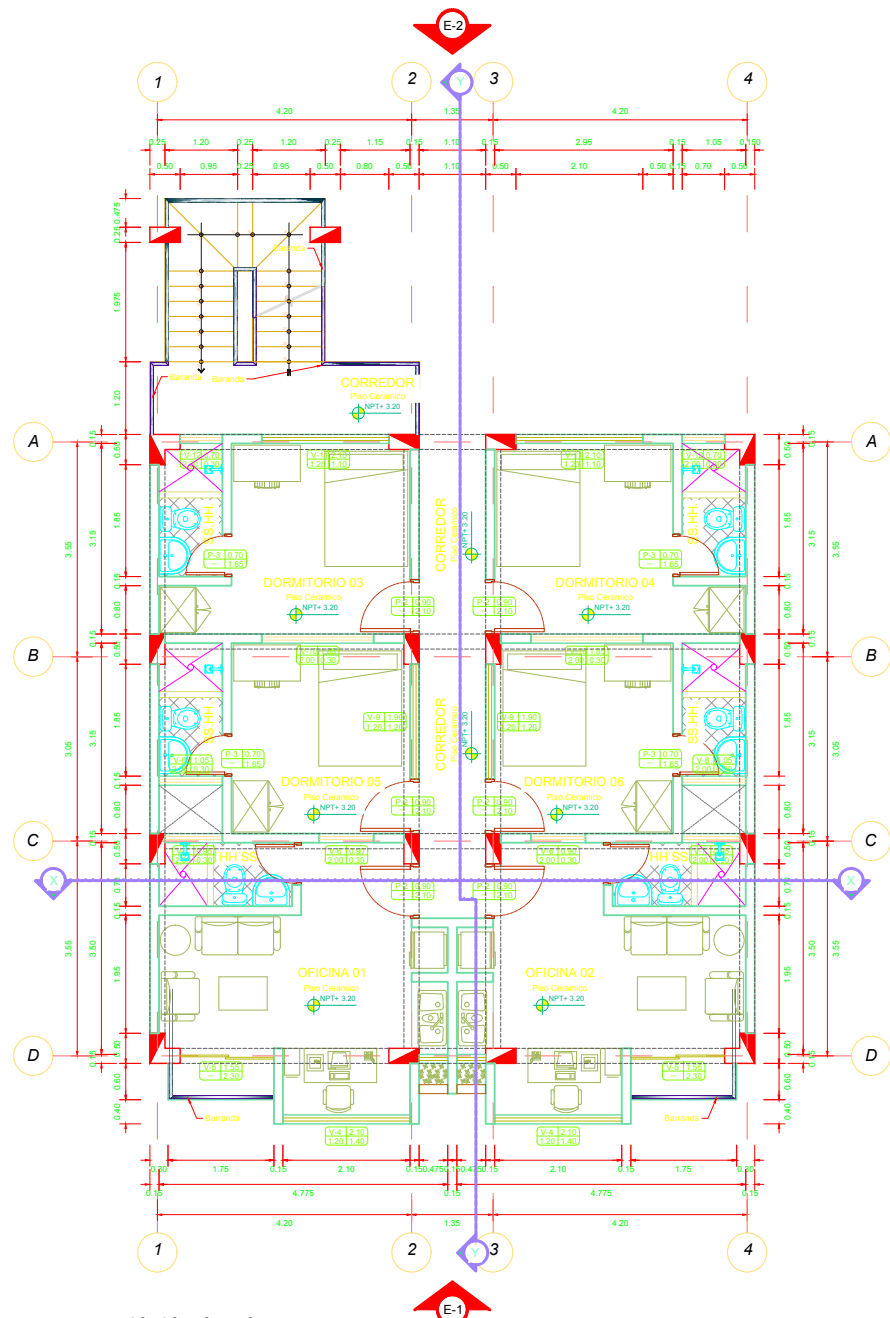


Fotografía 6. Vista de la vivienda de la familia Vázquez existente.


ANEXO 06: PLANOS

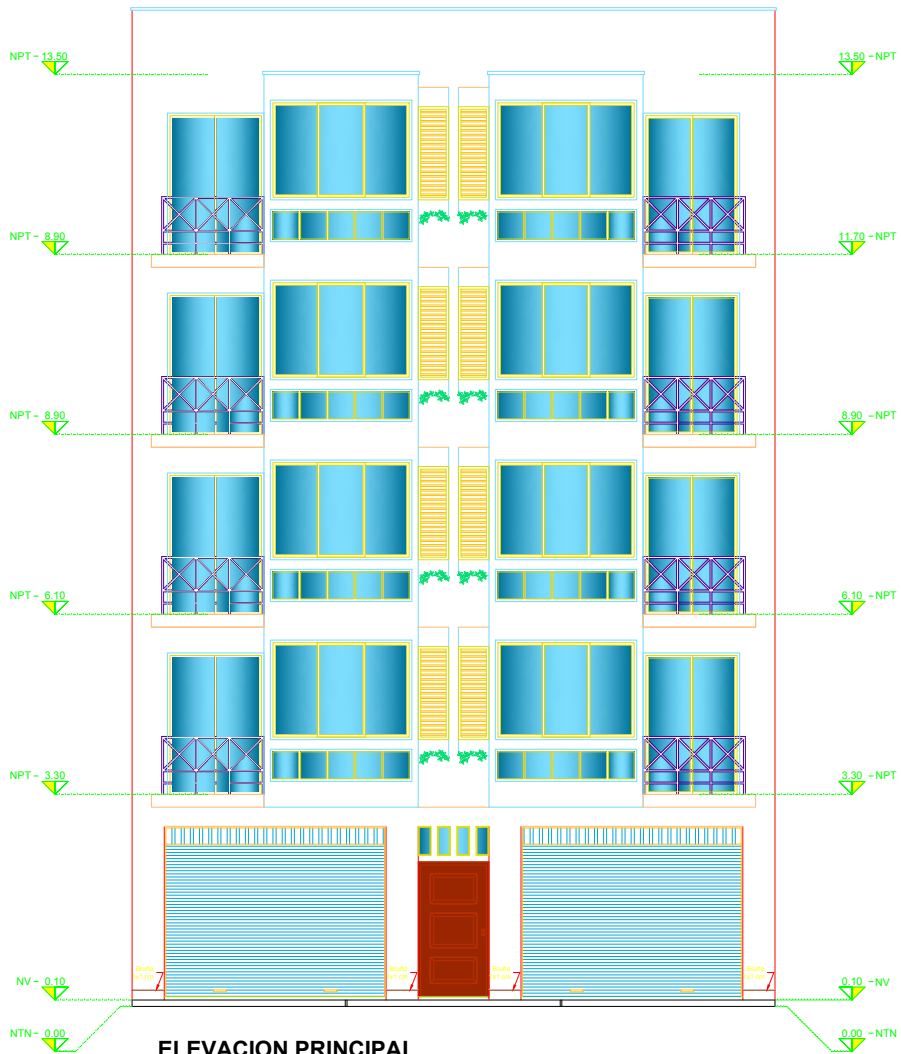


PRIMER NIVEL
COMERCIO - VIVIENDA
 ESC. 1/50



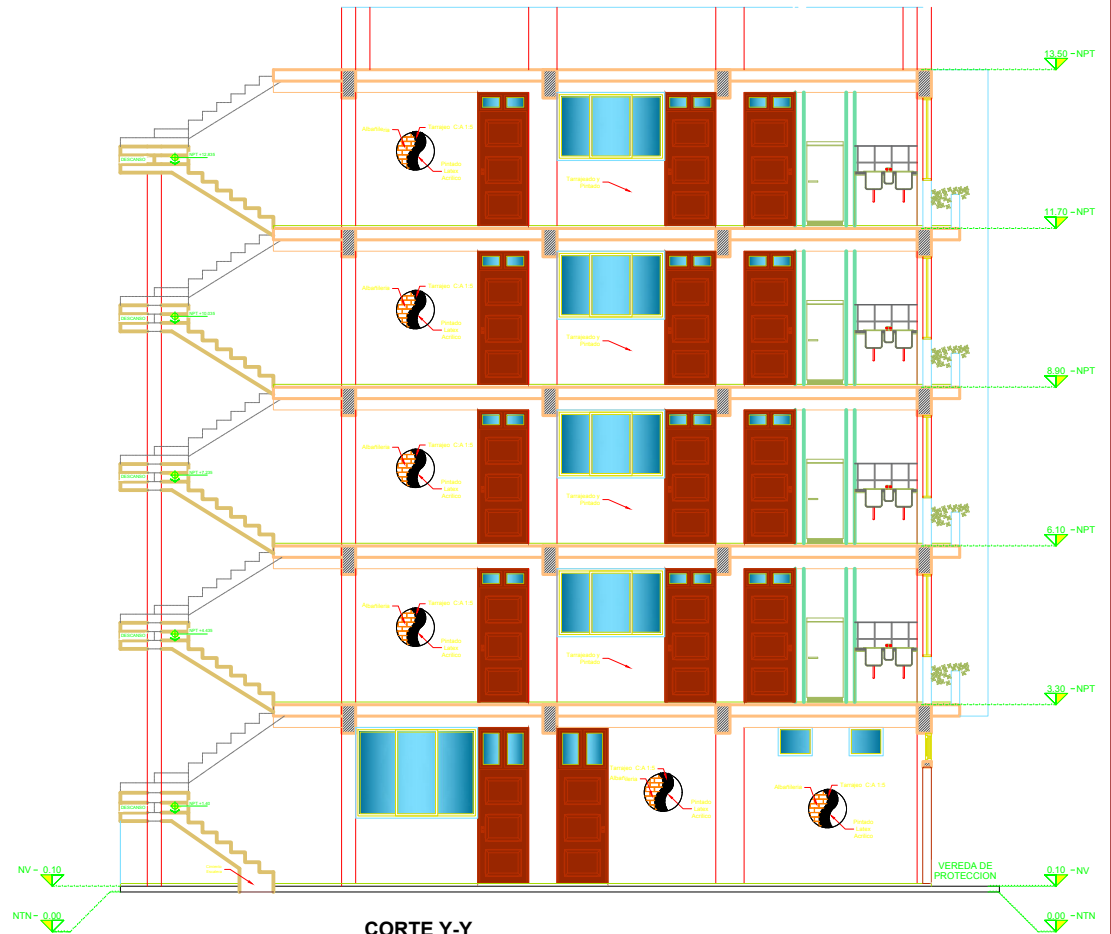
2°, 3°, 4° y 5°
COMERCIO - VIVIENDA
 ESC. 1/50

		UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	
		TÍTULO: Cruz Fernández, Marcelino; Huarcá Avencaño, Raúl FECHA: Evaluación del comportamiento sísmico de un edificio con modelo interacción suelo-estructura con fines de diagnóstico. Huancayo, Ayacucho.	
ASESOR: Msc. Ing. Castillo Chávez, Juan Humberto		A-01	
FECHA: Febrero - 2021	ESCALA: Indicada	NOMBRE DE PLANO: Vista de planta general	



ELEVACION PRINCIPAL

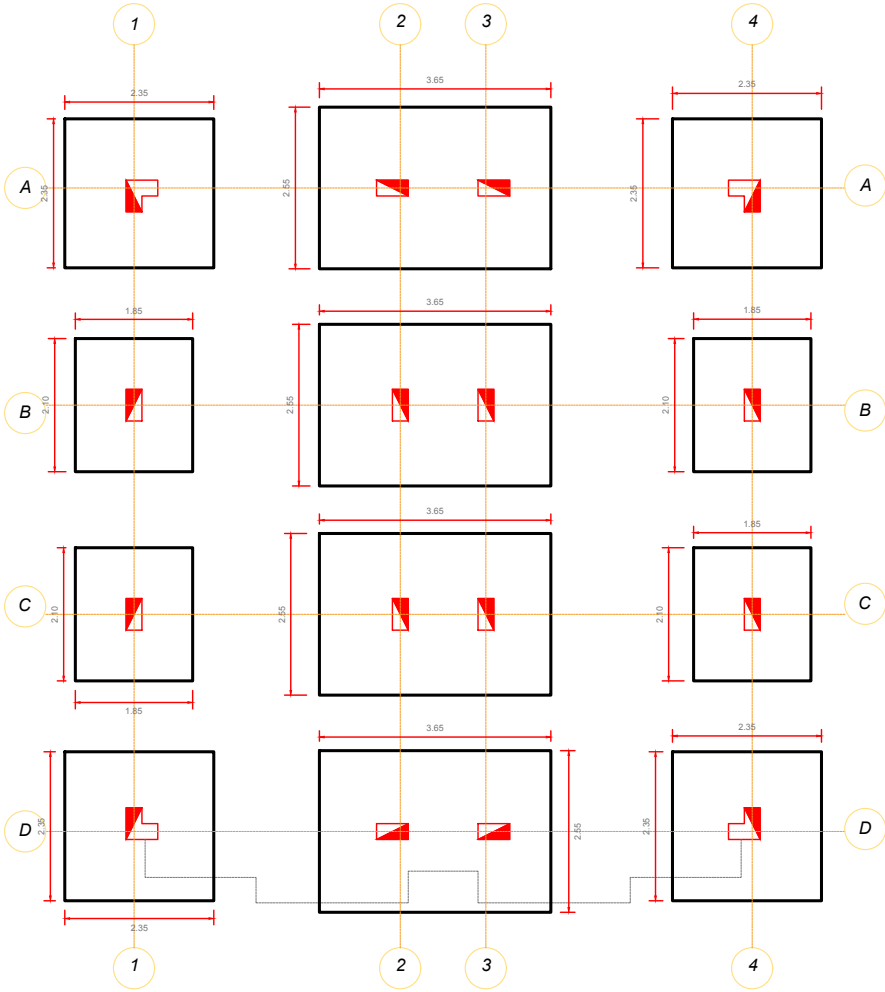
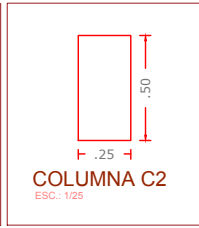
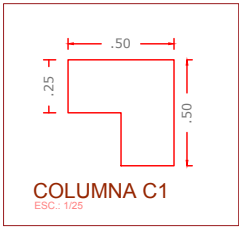
COMERCIO - VIVIENDA
ESC. 1/50



CORTE Y-Y

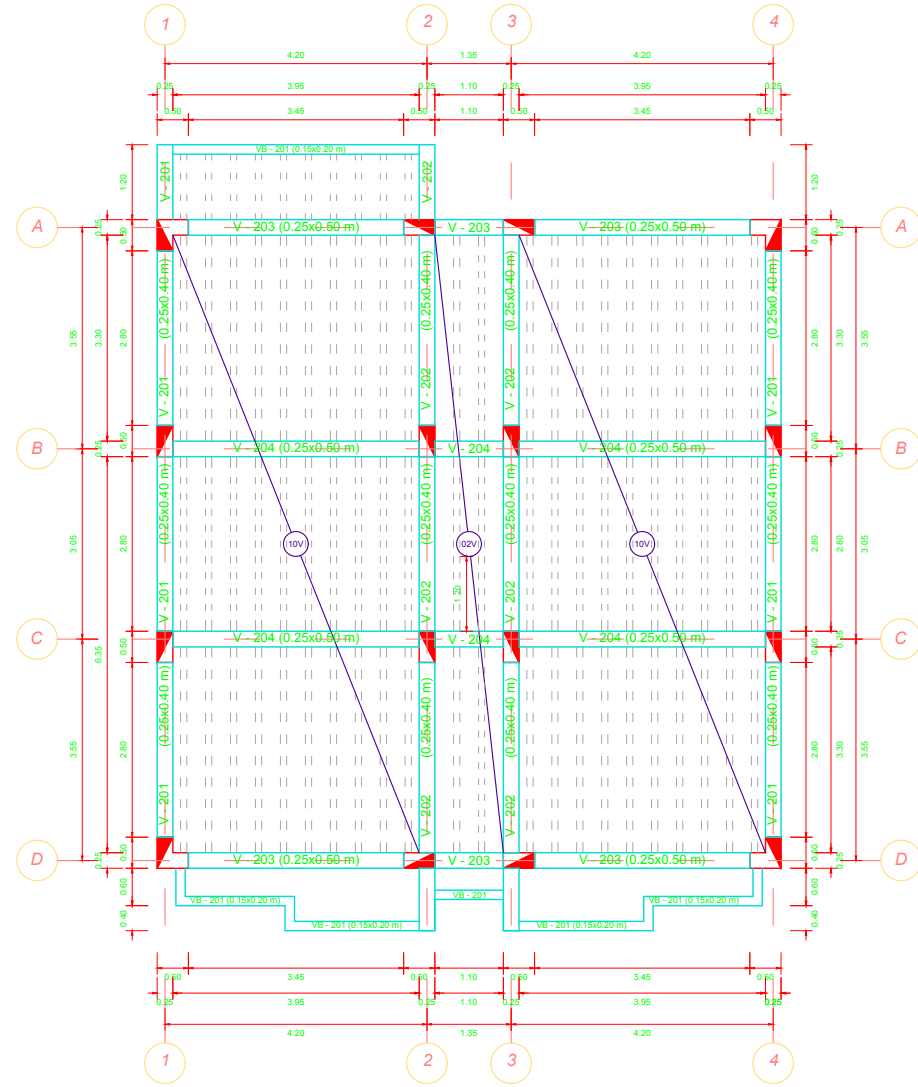
COMERCIO - VIVIENDA
ESC. 1/50

		UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	
		TITULAR: Cruz Fernández, Marcelino; Huarcá Avercaño, Raúl TESIS: Evaluación del comportamiento sísmico de un edificio con modelo interacción suelo-estructura con fines de aprendizaje. Huancayo, Ayacucho. ASESOR: Msc. Ing. Castillo Chávez, Juan Humberto	
FECHA: Febrero - 2021	ESCALA: Indicada	NOMBRE DE PLANO: Vista de elevaciones	



PLANO CIMENTACIÓN

COMERCIO - VIVIENDA
ESC. 1/50



PLANO DE ALIGERADO

COMERCIO - VIVIENDA
PISO COMÚN
ESC. 1/50

		UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	
		TESIS: Cruz Fernández, Marcelino; Huarcá Avencaño, Raúl TÍTULO: Evaluación del comportamiento sísmico de un edificio con modelo interacción suelo-estructura con fines de diagnóstico. Huancayo, Ayacucho.	
ASesor: Msc. Ing. Castillo Chávez, Juan Humberto		A-03	
FECHA: Febrero - 2021	ESCALA: Indicada	NOMBRE DE PLANO: Plano estructural	