



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**Evaluación del efecto interacción suelo - estructura en edificaciones con
cimentación profunda.**

**GONZALEZ LOOR YARITZA ISABEL
INGENIERA CIVIL**

**MACHALA
2023**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**Evaluación del efecto interacción suelo - estructura en edificaciones
con cimentación profunda.**

**GONZALEZ LOOR YARITZA ISABEL
INGENIERA CIVIL**

**MACHALA
2023**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTOS TÉCNICOS

**Evaluación del efecto interacción suelo - estructura en
edificaciones con cimentación profunda.**

**GONZALEZ LOOR YARITZA ISABEL
INGENIERA CIVIL**

ORDOÑEZ FERNANDEZ JOSE LUIS

**MACHALA
2023**

Trabajo Gonzalez

por Yaritza Gonzalez

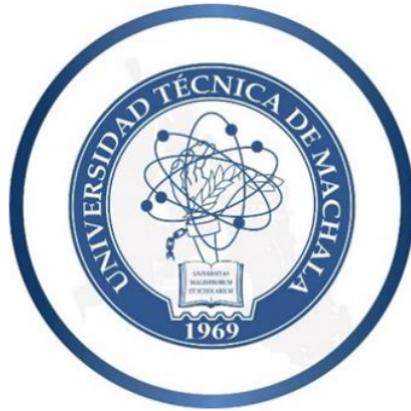
Fecha de entrega: 28-feb-2024 01:48p.m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 2307153088

Nombre del archivo: TRABAJO_-_Gonzalez_Yaritza.pdf (2.32M)

Total de palabras: 23773

Total de caracteres: 122081



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**“EVALUACIÓN DE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA (ISE)
EN EDIFICACIONES CON CIMENTACIÓN PROFUNDA”**

**GONZALEZ LOOR YARITZA ISABEL
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2023**

Trabajo Gonzalez

INFORME DE ORIGINALIDAD

10%

INDICE DE SIMILITUD

8%

FUENTES DE INTERNET

4%

PUBLICACIONES

4%

TRABAJOS DEL
ESTUDIANTE

ENCONTRAR COINCIDENCIAS CON TODAS LAS FUENTES (SOLO SE IMPRIMIRÁ LA FUENTE SELECCIONADA)

< 1%

★ Submitted to Universidad Nacional de Piura

Trabajo del estudiante

Excluir citas

Apagado

Excluir coincidencias

Apagado

Excluir bibliografía

Apagado

CLÁUSULA DE CESIÓN DE DERECHO DE PUBLICACIÓN EN EL REPOSITORIO DIGITAL INSTITUCIONAL

La que suscribe, GONZALEZ LOOR YARITZA ISABEL, en calidad de autora del siguiente trabajo escrito titulado Evaluación del efecto interacción suelo - estructura en edificaciones con cimentación profunda., otorga a la Universidad Técnica de Machala, de forma gratuita y no exclusiva, los derechos de reproducción, distribución y comunicación pública de la obra, que constituye un trabajo de autoría propia, sobre la cual tiene potestad para otorgar los derechos contenidos en esta licencia.

La autora declara que el contenido que se publicará es de carácter académico y se enmarca en las disposiciones definidas por la Universidad Técnica de Machala.

Se autoriza a transformar la obra, únicamente cuando sea necesario, y a realizar las adaptaciones pertinentes para permitir su preservación, distribución y publicación en el Repositorio Digital Institucional de la Universidad Técnica de Machala.

La autora como garante de la autoría de la obra y en relación a la misma, declara que la universidad se encuentra libre de todo tipo de responsabilidad sobre el contenido de la obra y que asume la responsabilidad frente a cualquier reclamo o demanda por parte de terceros de manera exclusiva.

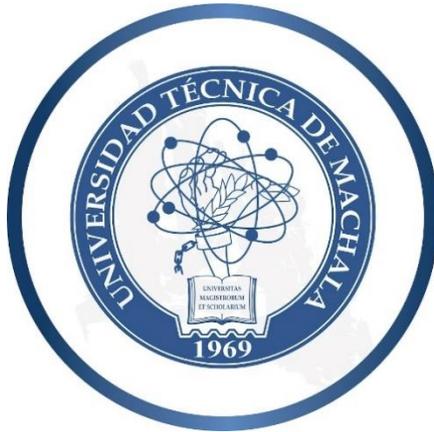
Aceptando esta licencia, se cede a la Universidad Técnica de Machala el derecho exclusivo de archivar, reproducir, convertir, comunicar y/o distribuir la obra mundialmente en formato electrónico y digital a través de su Repositorio Digital Institucional, siempre y cuando no se lo haga para obtener beneficio económico.



GONZALEZ LOOR YARITZA ISABEL

0706589736

UNIVERSITAS
MAGISTRO-
RUM
ET SCHOLAR-
IUM



UTMACH

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

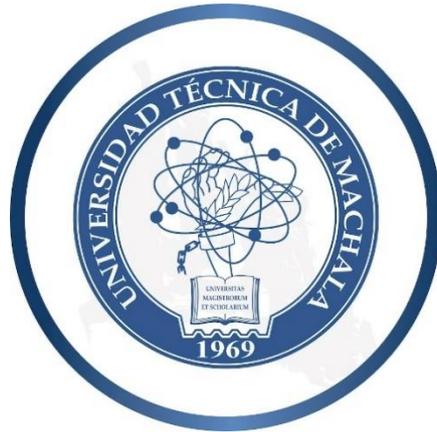
**“EVALUACIÓN DE LA INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA (ISE) EN
EDIFICACIONES CON CIMENTACIÓN PROFUNDA”**

GONZALEZ LOOR YARITZA ISABEL

INGENIERO CIVIL

MACHALA

2024



UTMACH

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

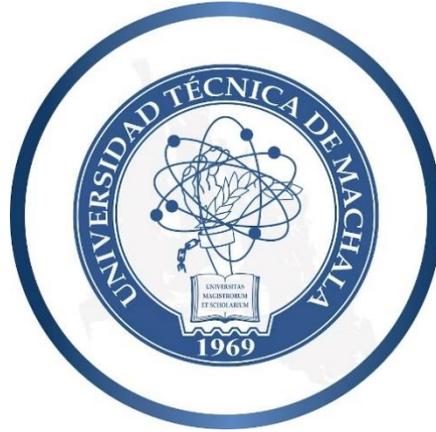
**“EVALUACIÓN DE LA INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA (ISE) EN
EDIFICACIONES CON CIMENTACIÓN PROFUNDA”**

GONZALEZ LOOR YARITZA ISABEL

INGENIERO CIVIL

MACHALA

2024



UTMACH

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**“EVALUACIÓN DE LA INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA (ISE) EN
EDIFICACIONES CON CIMENTACIÓN PROFUNDA”**

GONZALEZ LOOR YARITZA ISABEL

INGENIERO CIVIL

ORDÓÑEZ FERNANDEZ JOSÉ LUIS

MACHALA

2024

AGRADECIMIENTO

Quiero expresar mis más sinceros agradecimientos en primer lugar al Creador de todas las cosas, YHVH, por otorgarme vida, salud y sabiduría en todo momento. Dios ha sido mi fuente de ánimo en momentos de desaliento y ha estado siempre a mi lado. Agradezco especialmente a mi querido padre, Jorge Javier González M., quien nunca dudó de mí durante este proceso y me brindó apoyo moral, espiritual y económico con amor y paciencia inmensurable. A mis hermanos Marilys y Efraín, les expreso mi amor y gratitud por su apoyo incondicional en las noches difíciles y los buenos momentos compartidos. Agradezco a los buenos amigos que he tenido el privilegio de conocer, con quienes hemos compartido conocimientos, risas y lágrimas. Andy, Rafael (Maquitas), Sandra, Jonathan, Daniela, gracias por su valiosa amistad.

Quiero expresar mi reconocimiento al estimado tutor, el Ingeniero José Luis Ordoñez, quien confió en mí y me impulsó en mi trabajo hasta su culminación. Agradezco también a mis compañeros de curso y al personal administrativo, así como a la Facultad de Ingeniería Civil, por recibirme y brindarme su apoyo. No puedo dejar de expresar mi gratitud a la Universidad Técnica de Machala por brindarme la oportunidad de formar parte de ella.

Son muchas las personas a las que debo agradecer, y mis palabras no alcanzan para expresar todo mi aprecio. Sin embargo, este documento es testigo del esfuerzo y el agradecimiento profundo que siento hacia todos aquellos que fueron parte de mi camino hasta llegar a este punto.

Gracias.

DEDICATORIA

"Este trabajo es dedicado a mi amado padre, Jorge Javier González M., quien nunca dejó de creer en mí; a mis queridos hermanos, Efraín y Marilys, por su apoyo incondicional, y a todas las personas que estén interesadas en aprender e investigar del tema planteado en este documento, que hagan del mismo un buen uso y amplíen la poca información que he podido brindar en tan pocas palabras. Con profundo agradecimiento y amor"

INDICE

RESUMEN	1
ABSTRACT	2
1. INTRODUCCIÓN	3
1.1 IMPORTANCIA DEL TEMA	3
1.2 ACTUALIDAD DE LA PROBLEMÁTICA	4
1.3 ESTRUCTURA DEL TRABAJO	5
CAPITULO I	7
2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	7
2.1 LINEA BASE DEL PROYECTO	7
2.1.1 Población	7
2.1.2 Suelo	8
2.1.3 Geomorfología y Relieve	9
2.1.4 Geología	9
2.1.5 Amenazas y/o riesgos	9
2.1.6 Amenaza sísmica	10
2.1.7 Educación y salud	11
2.1.8 Ordenamiento territorial del Cantón Machala	11
2.1.9 Fallas geológicas	12
2.2 DESCRIPCIÓN DE LA SITUACIÓN PROBLEMÁTICA	13
2.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	13
2.4 DELIMITACIÓN DEL OBJETO DE ESTUDIO	13
2.5 JUSTIFICACIÓN	14
2.6 OBJETIVOS: GENERAL Y ESPECÍFICOS	14
2.6.1 Objetivo General	14
2.6.2 Objetivo Específicos	14

CAPITULO II	15
3. MARCO TEORICO	15
3.1 ANTECEDENTES CONTEXTUALES	15
3.2 ANTECEDENTES REFERENCIALES	18
3.3 ANTECEDENTES CONCEPTUALES	20
3.3.1 Interacción Suelo Estructura (ISE)	20
3.3.2 Teorema de Superposición	20
3.3.3 Efecto cinemático	21
3.3.4 Efecto inercial	21
3.3.5 Funciones de impedancia	21
3.3.8 Suelos	23
3.3.9 Suelos Cohesivos	23
3.3.10 Propiedades del suelo frente y su respuesta sísmica.	23
3.3.11 Propiedades mecánicas del suelo	24
3.3.12 Cimentación	24
3.3.13 Estado límite de falla	25
3.3.14 Estado límite de servicio: asentamientos	25
3.3.15 Cimentación Superficial	26
3.3.16 Cimentación profunda	27
3.3.17 Periodo Fundamental de Vibración	27
3.3.18 Amortiguamiento	28
3.3.19 Espectro Elástico de Diseño	28
CAPITULO III	29
4. METODOLOGÍA	29
4.1 MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN	29
4.2 TIPO DE INVESTIGACIÓN	29

4.2.1 INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL	29
4.2.2 INVESTIGACIÓN DOCUMENTAL	29
4.3 DESCRIPCIÓN DE LA POBLACIÓN Y MUESTRA	30
4.3.1 POBLACIÓN	30
4.3.2 MUESTRA	30
4.4 METODOS TEÓRICOS O EMPÍRICOS CON LOS MATERIALES UTILIZADOS	44
4.4.1. Propiedades del suelo	44
4.4.2. Modelo ASCE	44
4.3.3 Modelo Simplificado para grupo de Pilotes	48
4.4.1. Diseño de cimentación	51
4.5 TECNICAS PARA EL PROCESAMIENTO DE LOS DATOS OBTENIDOS	57
CAPITULO IV	58
5. ANALISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	58
5.1 ANALISIS DE RESULTADOS	58
5.1.1 Parámetros del suelo	58
5.1.2 Resumen de Cargas y Momentos – Análisis Estructural	59
5.1.3 Dimensiones de cimentación superficial	59
5.1.4 Resumen de esfuerzos en el suelo con cimentación superficial	61
5.1.5 Dimensiones de cimentación profunda	61
5.1.6 Resumen de esfuerzos en el suelo con cimentación profunda	63
5.1.7 Propiedades dinámicas de la estructura tipo 4 – P	63
5.1.7.1 Periodo Fundamental de Vibración	63
5.1.7.4 Control de deriva de piso	67
5.1.7.6 Resumen de las propiedades dinámicas de la estructura – Hipótesis Base empotrada	69
5.1.8 Interacción suelo – estructura efecto cinemático	69

5.1.9	<i>Importancia del efecto inercial en Interacción Suelo estructura</i>	71
5.1.10	<i>Modelo ASCE</i>	72
5.1.11	<i>Modelo Simplificado para grupo de Pilotes</i>	78
5.1	INTERPRETACIÓN DE DATOS	82
5.5.1	<i>Periodo Fundamental de Vibración</i>	82
5.5.2	<i>Participación de masa</i>	85
5.5.3	<i>Desplazamientos</i>	87
5.5.4	<i>Derivas Inelásticas</i>	89
5.5.5	<i>Fuerza Sísmica – Cortante Basal</i>	91
5.5.6	<i>Cálculo del Factor de Interacción</i>	93
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	94
7.	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	97
8.	ANEXOS	1

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1.</i>	<i>: Coordenadas Geográficas del Cantón Machala</i>	<i>7</i>
<i>Tabla 2.</i>	<i>: Población Cantón Machala</i>	<i>7</i>
<i>Tabla 3.</i>	<i>: Clasificación del suelo por textura</i>	<i>8</i>
<i>Tabla 4.</i>	<i>: Movimientos en masa – susceptibilidad cantos Machala.</i>	<i>9</i>
<i>Tabla 5.</i>	<i>: Centros educativos en el cantón Machala.</i>	<i>11</i>
<i>Tabla 1.</i>	<i>. Factores de Seguridad Indirectos Mínimos, FSIM.- Fuente NEC-SE-RE</i>	<i>25</i>
<i>Tabla 2.</i>	<i>Valores máximos y de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas, L</i>	<i>26</i>
<i>Tabla 3.</i>	<i>. Dimensiones de Columnas</i>	<i>32</i>
<i>Tabla 4.</i>	<i>. Dimensiones de Vigas</i>	<i>32</i>
<i>Tabla 5.</i>	<i>. Dimensiones de Losa</i>	<i>33</i>
<i>Tabla 6.</i>	<i>. Cargas Muertas y Vivas</i>	<i>34</i>
<i>Tabla 7.</i>	<i>Clasificación de los perfiles de suelo</i>	<i>35</i>
<i>Tabla 8.</i>	<i>Relación de amplificación espectral</i>	<i>36</i>
<i>Tabla 9.</i>	<i>Valores de Factor exponencial “r”</i>	<i>36</i>
<i>Tabla 10.</i>	<i>Tipos de suelo y Factores de sitio – Fa</i>	<i>37</i>
<i>Tabla 11.</i>	<i>Tipos de suelo y Factores de sitio – Fd</i>	<i>37</i>
<i>Tabla 12.</i>	<i>Tipos de suelo Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs</i>	<i>37</i>
<i>Tabla 13.</i>	<i>Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.</i>	<i>38</i>
<i>Tabla 14.</i>	<i>Coeficiente de reducción de respuesta estructural R</i>	<i>38</i>
<i>Tabla 15.</i>	<i>Resumen de Factor de zona sísmica, tipo de suelo, coef. de amplificación.</i>	<i>39</i>
<i>Tabla 16.</i>	<i>Coeficiente C_t, α depende del edificio</i>	<i>39</i>
<i>Tabla 17.</i>	<i>Resumen de Periodos T, Tc, To.</i>	<i>40</i>
<i>Tabla 18.</i>	<i>Combinaciones de Carga de Servicio</i>	<i>42</i>

<i>Tabla 19. Combinaciones por Resistencia Ultima</i>	43
<i>Tabla 20. Resumen de Ecuaciones de Rigidez ASCE 41-17 Interacción Suelo-Estructura</i>	45
<i>Tabla 21. Factor de rigidez dinámica ASCE41-17</i>	46
<i>Tabla 22. Factor de Rigidez dinámica</i>	47
<i>Tabla 23. Ecuaciones para Rigidez de cimentaciones profundas.</i>	49
<i>Tabla 24. Ecuaciones para Amortiguamiento de cimentaciones profundas</i>	49
<i>Tabla 25. Parámetros del suelo</i>	58
<i>Tabla 26. Resumen de Reacciones en la base</i>	59
<i>Tabla 27. Resumen de dimensiones de Zapata Combinada</i>	60
<i>Tabla 28. Resumen de esfuerzos generados en el suelo</i>	61
<i>Tabla 29. Dimensiones y Características del pilote.</i>	61
<i>Tabla 30. Resumen de los esfuerzos del suelo por pilotes</i>	63
<i>Tabla 31. Periodos y frecuencias</i>	64
<i>Tabla 32. Respuesta modal – Participación de masa</i>	65
<i>Tabla 33. Tabla de Peso de la estructura.</i>	65
<i>Tabla 34. Respuesta modal del espectro de respuesta – Dirección X.</i>	66
<i>Tabla 35. Respuesta modal del espectro de respuesta – Dirección Y</i>	67
<i>Tabla 36. Control de Derivas Inelásticas Sismo XX</i>	67
<i>Tabla 37. Control de derivas Inelásticas Sismo YY</i>	68
<i>Tabla 38. Propiedades dinámicas de la estructura</i>	69
<i>Tabla 39. Resumen de Rigidez en la cimentación</i>	78
<i>Tabla 40. Datos para rigidez de pilotes</i>	78
<i>Tabla 41. Resumen de rigidez por un solo pilote aislado</i>	81
<i>Tabla 42. Periodos – Base empotrada – ISE</i>	82
<i>Tabla 43. Frecuencias Circulares – Base empotrada – ISE</i>	83

<i>Tabla 44. Participación de Masa</i>	85
<i>Tabla 45. Análisis modal – Participación de masa – Base fija e ISE</i>	86
<i>Tabla 46. Desplazamientos por Sismo en dirección X</i>	87
<i>Tabla 47. Desplazamientos por Sismo en dirección Y</i>	88
<i>Tabla 48. Derivas Inelásticas con el efecto ISE – X</i>	89
<i>Tabla 49. Derivas inelásticas – Base fija – ISE – Sismo Y</i>	90
<i>Tabla 50. Relación de Cortante Basal con espectro estático</i>	92

ÍNDICE DE MAPAS

1. <i>Mapa 1: Población</i>	8
2. <i>Mapa 2: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z</i>	10
3. <i>Mapa 3: Categorías de ordenamiento territorial del Cantón Machala.</i>	12
4. <i>Mapa 4: Relieve en el cantón Machala.</i>	12

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1. Teorema de Superposición de la Interacción Suelo – Estructura</i>	21
<i>Figura 2. Solución en tres pasos de la interacción suelo – estructura</i>	22
<i>Figura 3. Arcilla – Suelos cohesivos – Propiedades.</i>	23
<i>Figura 4. Clasificación de Cimentación Aislada.</i>	27
<i>Figura 5. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño</i>	28
<i>Figura 6. Vista en Planta 4 – P</i>	30
<i>Figura 7. Modelo General 4 – P</i>	31
<i>Figura 8. Factor z Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada</i>	34
<i>Figura 9. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z</i>	35
<i>Figura 10. Espectro Inelástico – Suelo Tipo E - Machala</i>	41
<i>Figura 11. Valores de Δm máximos</i>	44
<i>Figura 12. Representación gráfica a) Cimentación con pilotes, b) Funciones de impedancia</i>	48
<i>Figura 13. Zapata rectangular corrida</i>	52
<i>Figura 14. Diseño Rígido convencional de losa de cimentación</i>	54
<i>Figura 15. Correlación del módulo de rigidez del suelo y el amortiguamiento.</i>	59
<i>Figura 16. Distribución de Pilotes</i>	62
<i>Figura 17. Deriva Inelástica para Espectro XX</i>	68
<i>Figura 18. Deriva Inelástica espectro YY</i>	68
<i>Figura 19. Factor de reducción para V_s</i>	72
<i>Figura 20. Relación Efectiva del módulo de corte G_o</i>	73
<i>Figura 21. Periodo Base empotrada – ISE</i>	83
<i>Figura 22. Frecuencias Circulares – Base empotrada – ISE</i>	84
<i>Figura 23. Diferencial del Periodo de Vibración</i>	84

<i>Figura 24. Participación de masa en el primer modo</i>	85
<i>Figura 25. Participación de Masa en Base empotrada – ISE</i>	86
<i>Figura 26. Desplazamientos Base fija y efecto ISE</i>	87
<i>Figura 27. Desplazamientos Base fija y efecto ISE</i>	88
<i>Figura 28. Representación de derivas inelásticas Sismo – X</i>	90
<i>Figura 29. Representación de derivas inelásticas – Sismo Y</i>	91
<i>¡Error! Marcador no definido.</i>	
<i>Figura 30. Comparación en la Cortante Basal</i>	92
<i>Figura 31. Presiones del suelo al tener una cimentación – Zapata combinada</i>	1
<i>Figura 32. Estructura con cimentación profunda</i>	2
<i>Figura 33. Desplazamiento al aplicar el Caso de Sismo en Y</i>	3

RESUMEN

El siguiente trabajo trata sobre la evaluación del efecto interacción suelo – estructura en un prototipo de edificación con cimentación profunda, considerando en primer plano un análisis con base rígida y otro con el efecto interacción suelo – estructura (ISE), con la finalidad de evaluar de manera paramétrica la importancia de la consideración del efecto de interacción suelo - estructura al momento de realizar el análisis dinámico de la estructura. Observando el reglamento y guía internacional FEMA P – 2091 y ASCE/SEI 7-22.

En zonas de alto riesgo sísmico como Machala el comportamiento de la estructura se ve afectado por tres factores que son; el suelo, la cimentación y la propia estructura. Es por ello que el análisis con base rígida no es conveniente, la interacción suelo-estructura (ISE) es un aspecto crucial a considerar en el diseño sísmico, ya que puede tener un impacto tanto positivo como negativo en la respuesta de las edificaciones. En algunos casos, la ISE puede aumentar la resistencia de la estructura al proporcionar un mayor período de vibración y amortiguamiento, cortante basal y otras demandas estructurales en suelos blandos.

Este trabajo comprende el análisis de la flexibilidad en la subestructura del prototipo propuesto en la ciudad de Machala, modelado con la ayuda de softwares comerciales de Análisis Estructural. Bajo estos resultados se comparan los desplazamientos, periodos de vibración, esfuerzos, deformaciones, modos de vibración y todos los cambios dados en la estructura.

Palabras clave: Interacción suelo estructura, cimentación profunda, suelos blandos, análisis estático, funciones de impedancia.

ABSTRACT

The following work deals with the evaluation of the soil-structure interaction effect in prototy of building with deep foundations, considering in the foreground an analysis with a rigid base and another with the soil-structure interaction effect (ISE), to evaluate parametrically the importance of considering the soil-structure interaction effect when performing the dynamic analysis of the structure. Observing the international regulations and guide FEMA P – 2091 and ASCE/SEI 7-22.

In high seismic risk areas such as Machala, the behavior of the structure is affected by three factors: the soil, the foundation, and the structure itself. This is why analysis with a rigid base is not convenient; soil-structure interaction (SSI) is a crucial aspect to consider in seismic design since it can have both a positive and negative impact on the response of buildings. In some cases, ISE can increase the strength of the structure by providing a longer period of vibration and damping, but it can also increase seismic forces and other structural demands in soft soils.

This work includes the analysis of the flexibility in the substructure of the prototype proposed in the city of Machala, modeled with the help of the commercial structural analysis software. Under these results, the displacements, vibration periods, stresses, deformations, vibration modes, and all changes are given in the structure.

Keywords: Soil-structure interaction, deep foundation, soft soils, static analysis, impedance functions.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 IMPORTANCIA DEL TEMA

La respuesta estructural frente a un evento sísmico se ve afectada por tres componentes; el suelo, la cimentación y la estructura misma. Las bases de las construcciones reposan sobre una cimentación la cual es la responsable de transmitir las cargas o esfuerzos hacia el estrato. Los cimientos pueden experimentar deformaciones que generan tensiones que afectan a los componentes estructurales de la misma; por otro lado, cuando ocurre un movimiento telúrico el suelo llega a transmitir ondas vibratorias a la estructura produciendo un efecto adverso. Usualmente en los diseños estructurales se hace un análisis habitual, donde se supone que la estructura está apoyada en una base rígida, sin embargo, la influencia al considerar una base blanda se ve reflejada en la respuesta dinámica de la estructura.

Machala, se caracteriza por ser una zona con alto riesgo sísmico según los datos de aceleración en roca (Caracterización sísmica ALTA), datos brindados en la NEC-SE-DS-2015 en el mapa de zonificación sísmica que proviene de un estudio sísmico. (De & Construcción, n.d.-b), esta información nos permite tener una correlación del tipo de suelo que existe en la zona Costa-Sur del Ecuador. El tipo de suelo encontrado en algunas estratigrafías y perfiles de suelos son: arcillas, limos, mangle, material inorgánico (CH-CL según la clasificación de la SUCS), suelos altamente saturados y de alto nivel freático. Con la presencia de suelos blandos es un error modelar a la edificación con base empotrada. Los principales efectos de la interacción suelo estructuras en este tipo de suelos, es el cambio en el periodo fundamental, amortiguamiento y ductilidad, cuyas respuestas pueden ser menores o mayores que las que sufrirá con empotramiento perfecto en base. (Morales & Espinosa, 2020)

El tipo de cimentación para el análisis dinámico estará dado bajo las solicitaciones de cargas de la estructura y respectivamente de las propiedades del suelo (capacidad portante, velocidad onda de corte, densidad, módulo de balasto, etc.).

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción, se indican los procedimientos y requisitos de construcción para las edificaciones considerando la zona sísmica del Ecuador, por tal razón se deben tomar en cuenta las características del suelo del sitio de emplazamiento, el tipo de uso, destino e importancia de la estructura, el tipo de sistema y configuración estructural a utilizarse. De acuerdo a la norma ecuatoriana, las estructuras tienen que diseñarse para una resistencia tal que logren resistir los desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño, considerando la respuesta inelástica, la redundancia y sobre resistencia estructural inherente la ductilidad de

la estructura. La resistencia mínima de diseño debe basarse en las fuerzas sísmicas de diseño establecidas en este código.

En el siguiente trabajo se evalúa la respuesta dinámica de una edificación con dos análisis: con empotramiento en la base y bajo el efecto de interacción suelo-estructura (ISE), considerando los cambios en los periodos de vibración y amortiguamiento, comparando las respuestas de esfuerzos, deformaciones, en base a varias guías que nos presentan las Normas Internacionales (FEMA P2091, ASCE/SEI 7-22, ACI) y algunas especificaciones sobre diseños sismo resistentes, cimentación, clasificación de suelos con respecto a la velocidad onde de corte, espectro de diseño entre otros, tomados de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

1.2 ACTUALIDAD DE LA PROBLEMÁTICA

El comportamiento del desplazamiento en la superficie durante un evento sísmico es fundamental al diseñar una estructura de cualquier tipo. El campo de estudio de la dinámica del suelo se dedica a analizar como responden las masas de tierra ante cargas aplicadas de forma repentina. Este comportamiento puede manifestarse de diversas maneras, incluyendo la pérdida de la capacidad portante del suelo, cambios en su volumen, variaciones de esfuerzo entre otros. Para prever estas propiedades y comportamientos del suelo, se realizan ensayos dinámicos, y uno de los aspectos cruciales en la dinámica del suelo es la medición del módulo de elasticidad. (Araca Llanos et al., 2020)

El crecimiento demográfico obliga a las zonas urbanas a generar edificios de gran altura, esto plantea desafíos en términos de seguridad y estabilidad en las estructuras, especialmente en las áreas donde están propensas a terremotos o condiciones geotécnicas desfavorables. En el diseño tradicional, la superestructura y la subestructura se consideran por separado, sin considerar la interacción suelo estructura (ISE), pero la interacción suelo estructura puede ser significativa más aun para suelos blandos; aunque se cree que este efecto (ISE) beneficia el comportamiento sísmico, al aumentar el periodo natural y el amortiguamiento del sistema, en varios estudios se ha demostrado que puede perjudicar en ciertas circunstancias aumentando las fuerzas sísmicas, la demanda estructural, deflexión lateral, deriva entre pisos y desplazamientos de la superestructura (Zhang & Far, 2022).

1.3 ESTRUCTURA DEL TRABAJO

El siguiente trabajo tiene como estructuración la siguiente distribución:

En parte de la Introducción brinda un enfoque general del tema en específico, la importancia del tema planteado ante la sociedad, la actualidad de la problemática tanto en el medio como internacionalmente.

Capítulo I. En el primer capítulo se enfoca en presentar información sobre el problema que se está abordando, incluyendo una descripción detallada, las causas subyacentes y las consecuencias. Además, se ofrece una justificación para respaldar y ampliar las preguntas científicas previamente planteadas. Al final del capítulo se especifican tanto el objetivo general como los específicos de la investigación, lo que da una visión clara de los propósitos del estudio.

Capítulo II: El segundo capítulo se adentra en los conceptos teóricos que han sido objeto de estudio. Destacando las contribuciones de varios autores tanto a nivel nacional como internacional. Además, se presenta detalladamente la metodología de investigación utilizada junto con la exposición de los resultados obtenidos de las investigaciones realizadas. También se hace una breve referencia a los antecedentes contextuales del problema de estudio en sus dimensiones macro, meso y micro. También se hace una breve referencia a los antecedentes contextuales del problema de estudio en sus dimensión Global, Nacional y Local.

Capítulo III: En el tercer capítulo se define a la naturaleza de la investigación en curso y se establece claramente su alcance. Este capítulo se centra en el diseño de cimentaciones tanto superficiales como profundas y en base a esto se realiza la evaluación de la respuesta dinámica de una Estructura con efecto interacción suelo – estructura (ISE), modelando la estructura en software para evidenciar los cambios que existen en periodos de vibración, esfuerzos, deformaciones, aplicando el efecto interacción suelo estructura.

Capítulo IV: El cuarto capítulo se refiere a los estudios de ingeniería que se han utilizado para definir las alternativas técnicas de solución. Se realiza un análisis detallado e interpretación de los resultados obtenidos a través de un software y los cálculos ejecutados en el análisis de cimentaciones profundas y superficiales. En consecuencia, se identifica la alternativa más viable para la edificación de estudio basándose en una evaluación de los resultados analizados.

Capítulo V: El quinto capítulo proporciona detalles sobre las conclusiones y recomendaciones derivadas de todo el proceso de investigación. Estas conclusiones y recomendaciones se basan en la teoría estudiada y los resultados obtenidos a lo largo del trabajo de titulación.

CAPITULO I

2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

2.1 LINEA BASE DEL PROYECTO

2.1.1 Población

La población del Cantón Machala de acuerdo al censo de Población y Vivienda 2010, existían 256.022 habitantes, sin embargo, en una proyección de la población (*Programa Nacional de Estadística-2017*, n.d.) se estimó que al año 2020 la población en la Ciudad de Machala sería aproximadamente 289.141 personas, de las cuales el 49.08% son hombres y el 50.92% son mujeres, evidenciando una leve diferencia de la cantidad de mujeres sobre los hombres.

Las coordenadas geográficas del cantón Machala (UTM; WGS 1984) se muestran a continuación, en el Cuadro N° CB - 1. Así mismo en el Mapa N° CB - 1 se indica la ubicación del cantón Machala.

Tabla 1. : *Coordenadas Geográficas del Cantón Machala*

CUADRANTES	LONGITUD	LATITUD
1	17 Zona 607580 E	9647406 S
2	17 Zona 629830 E	9647406 S
3	17 Zona 607580 E	9620508 S
4	17 Zona 629830 E	9620508 S

Fuente: CONALI (Secretaría Técnica del Comité Nacional de Límites Internos), 2014 Actualización del Plan de Ordenamiento territorial Machala, 2015

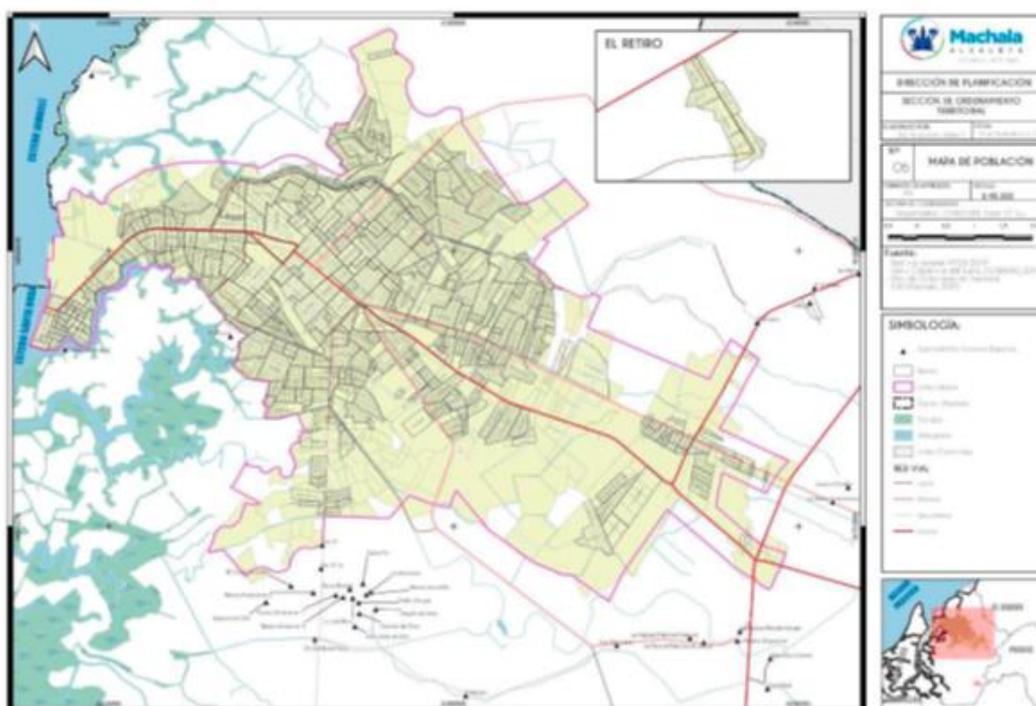
El Área Urbana del Cantón (la Ciudad de Machala) tiene una población aproximada de 277.575 personas, que representa el 96 % del Cantón y el Área Rural (Zonas Rurales: Parroquia MACHALA y de la Parroquia El Retiro), el 4%.

Tabla 2. : *Población Cantón Machala*

SEXO	AREA URBANA	AREA RURAL	TOTAL
Hombre	136.234	5.676	141.910
Mujer	141.341	5.889	150.196
Total	277.575	11.566	289.141

Fuente: Plan de Desarrollo y Ordenamiento territorial Cantón Machala.

1. Mapa 1: Población



Fuente: Plan de Desarrollo y Ordenamiento territorial Cantón Machala.

2.1.2 Suelo

De acuerdo a este componente, en el cantón Machala existe un solo tipo de formación geológica, correspondiente a arcillas marinas de estuario, que generan suelos azonales plásticos. La textura dominante en el cantón Machala es media, con una extensión de 8.377 ha, que representa el 22,48% del área total del cantón. Estos suelos poseen características idóneas para cultivos por ser suelos principalmente limo-arcillosos (Thompson, L., 1988). Se ubican en la parte este del cantón desde La Primavera, Los Ceibales, Km 15, Motuche, Guarumal hacia la parte oriental con los límites con el cantón Pasaje.

Tabla 3. : Clasificación del suelo por textura

TEXTURA DE LOS SUELOS	AREA (HA)	%
Fina	2765.73	7.42
Media	8377.71	22.48
Moderadamente gruesa	5759.38	15.45
Gruesa	5776.08	15.50
No aplicable	12817.59	34.39
Cuerpos de agua	1778.74	4.77
TOTAL	37275.23	100

Fuente: Instituto Geográfico Militar/Sistema Nacional de Información

2.1.3 Geomorfología y Relieve

Este apartado se refiere a las formas superficiales de la corteza terrestre del cantón Machala, en cuyo origen influyen factores como el clima, relieve, tiempo de formación del suelo, material parental, entre otros. El estudio de este componente ayuda a determinar las condiciones de drenaje, erosión, deslaves, que definen la topografía de los paisajes del territorio. Para el estudio de este componente se analizarán variables referentes a pendientes, movimientos en masa e intensidad sísmica.

Tabla 4. : Movimientos en masa – susceptibilidad cantos Machala.

DESCRIPCIÓN	AREA (ha)	%
Susceptibilidad Baja a Nula	18452.06	49.50
Susceptibilidad Media	1555.06	4.17
Susceptibilidad Muy Baja	15488.98	41.55
Cuerpos de Agua	1778.74	4.77

Fuente: Instituto Geográfico Militar/Sistema Nacional de Información. 2010

2.1.4 Geología

No es novedad que para Machala existe un solo tipo de litología correspondiente a Arcillas marinas de estuario, del período Cuaternario. Según Iriondo M., (2005), la litología presente en el territorio cantonal origina suelos frágiles con fertilidad importante, debido al transporte y sedimento de nutrientes, los cuales en condiciones naturales son el hábitat para vegetación riparia y de manglar, sin embargo, en la actualidad más del 50 % del área total del territorio, se encuentran ocupados por monocultivos, especialmente de banano, cacao y alrededor del 20 % por piscinas camaroneras.

2.1.5 Amenazas y/o riesgos

Se analiza los riesgos existentes en Machala, en relación al Componente Biofísico. Los aspectos tomados en cuenta son la intensidad sísmica, movimientos en masa, susceptibilidad a la erosión e inundaciones. Sin embargo, nos concentraremos en la Intensidad sísmica y movimientos en masa.

Se entiende por **intensidad sísmica** a la violencia con que se siente un sismo en diversos puntos de la zona afectada, sismos que son producto de la ruptura o acomodamiento de rocas bajo tensión en el subsuelo; con el deslizamiento de grandes bloques de roca a cada lado de la zona

de fractura. Mientras más cerca se encuentra una localidad a esta zona de fractura, mayor será su intensidad sísmica (Mata A, 2000).

Como se menciona en la Norma NEC en la sección de Peligro Sísmico, la superficie del cantón Machala se ubica en una zona de alta intensidad sísmica.

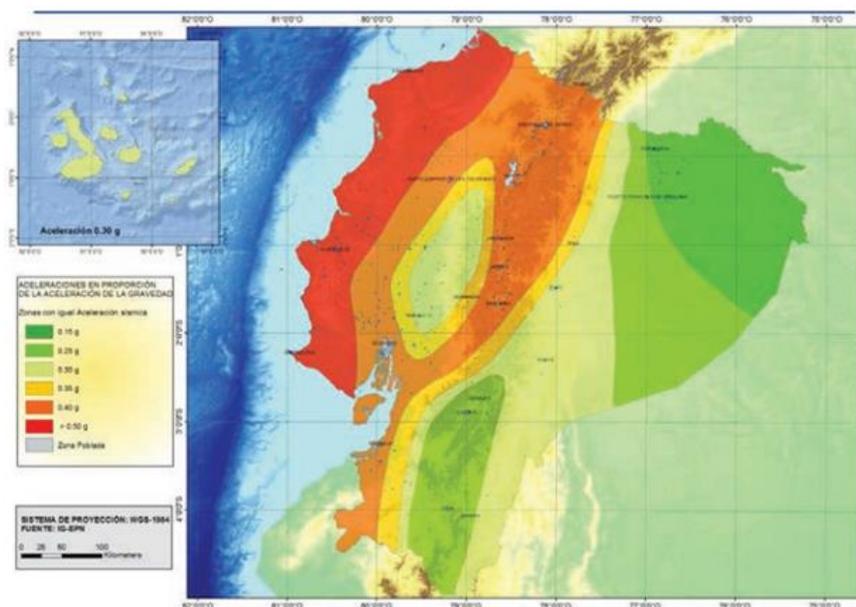
Los movimientos en masa consisten en el desplazamiento de porciones o bloques de rocas y flujos de detritos provocados por el cambio en el contenido de humedad del suelo, sea en época lluviosa o seca. Los movimientos en masa generalmente se refieren a derrumbes, reptación del suelo, desprendimiento de rocas, o despeñaderos, flujos de lodo y avalanchas. (Mata A., 2000)

2.1.6 Amenaza sísmica

La Amenaza Sísmica es un término técnico mediante el cual se caracteriza numéricamente la probabilidad estadística de la ocurrencia (o excedencia) de cierta intensidad sísmica (o aceleración del suelo) en un determinado sitio, durante un período de tiempo.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción muestra el mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI.

2. Mapa 2: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z



Fuente: Plan de Desarrollo y Ordenamiento territorial Cantón Machala

2.1.7 Educación y salud

Machala cuenta con 72 casas de salud tanto públicas como privadas; 70 casas de salud se encuentran distribuidas a lo largo del sistema urbano de la ciudad, mientras que 2 se ubican en la parroquia rural El Retiro, con esta distribución, el 99% se encuentra distribuido en el Área Urbana.

Actualmente, Machala cuenta con 165 Centros Educativos de los cuales el 62% son de orden fiscal, 30% son particulares laicos, 6% son unidades educativas particulares religiosas y el restante 2% de instituciones educativas son de carácter fiscomisionales. Según el Ministerio de Educación en su Archivo Maestro de Instituciones Educativas (AMIE), Machala cuenta con 187 instituciones regularizadas, de las cuales 166 conciernen a nivel urbano y 21 a nivel rural.

Tabla 5. : Centros educativos en el cantón Machala.

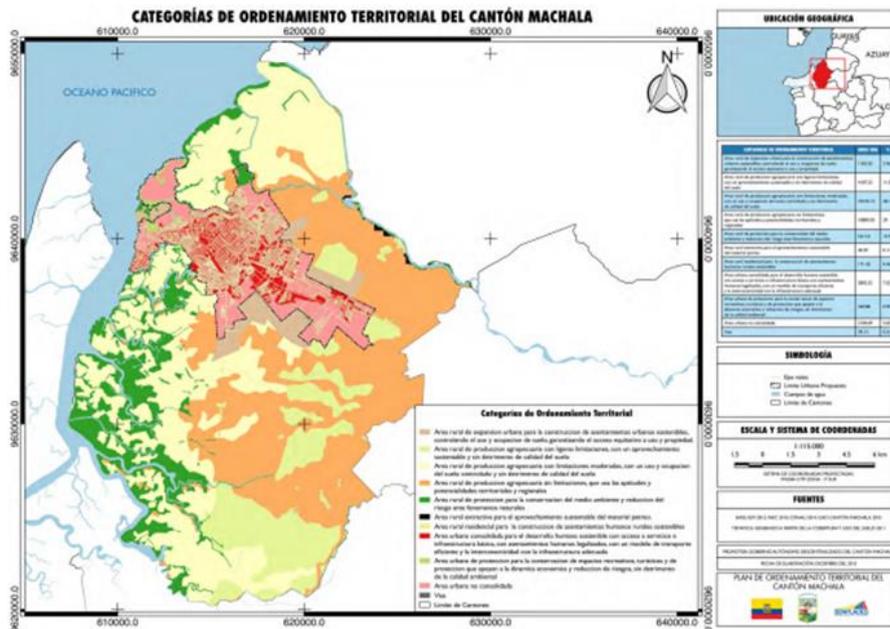
PARROQUIA	URBANA	RURAL	TOTAL
El Cambio	3	13	16
El Retiro	0	7	7
La Providencia	50	1	51
Machala	72	0	72
Nueve de Mayo	17	0	17
Puerto Bolívar	24	0	24

Fuente: Plan de Desarrollo y Ordenamiento territorial Cantón Machala.

2.1.8 Ordenamiento territorial del Cantón Machala

En el siguiente mapa se muestra el orden de las categorías del ordenamiento territorial en el Cantón Machala, se visualiza las diferentes parroquias, sectores, barrios que forman parte de la ciudad.

3. Mapa 3: *Categorías de ordenamiento territorial del Cantón Machala.*

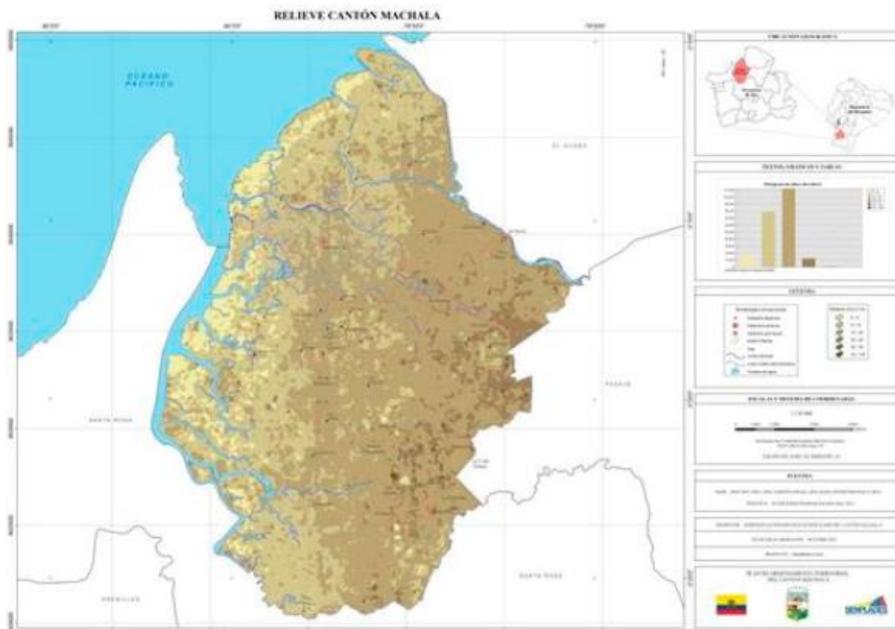


Fuente: Plan de Desarrollo y Ordenamiento territorial Cantón Machala 2015

2.1.9 Fallas geológicas

El relieve que presenta el cantón Machala se caracteriza por ser plano, es así que aproximadamente el 94,17 % del territorio se ubica entre 0 y 20 metros sobre el nivel del mar. En el Mapa se puede observar la distribución del territorio cantonal en función de la altitud.

4. Mapa 4: *Relieve en el cantón Machala.*



Fuente: Plan de Desarrollo y Ordenamiento territorial Cantón Machala

2.2 DESCRIPCIÓN DE LA SITUACIÓN PROBLEMÁTICA

La importancia de las edificaciones esenciales debido a la función que desempeñan en la vida social de una comunidad, y sobre todo en la atención de la emergencia asociada al evento sísmico, imponen la necesidad de evaluar tanto su vulnerabilidad física como funcional. (*Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Esenciales. Análisis de Su Contribución al Riesgo Sísmico*, 2003)

En todos los diseños estructurales de las edificaciones se debe considerar primordialmente los efectos del lugar a cualquier amenaza, sea natural o antrópica, así como de las condiciones geológicas en donde se vaya a edificar, con la finalidad de reducir los daños provocados por los diversos tipos de peligros a los cuales se encuentren expuestos de esta manera salvaguardar la vida de las personas que hacen uso de los mismos, así como los bienes materiales. (De Mora-Gaibor et al., 2022)

En la ciudad de Machala ciertas edificaciones con el sismo ocurrido el 18 de marzo del 2023 (Instituto Geofísico - Escuela Politécnica Nacional) se vieron afectadas con daños en los elementos estructurales y no estructurales en gran magnitud.

2.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

Los residentes en la ciudad de Machala son afectados con daños estructurales a causa de la zona sísmica donde se encuentra la ciudad, el tipo de suelo existente en la zona costera Sur del Ecuador es Tipo D – E. Es por ello que al no realizar un buen análisis dinámico en las estructuras sufren daños significativos, aparte que no se diseña una buena cimentación que compense las demandas de cargas verticales y horizontales.

2.4 DELIMITACIÓN DEL OBJETO DE ESTUDIO

El trabajo propone una edificación con una cimentación profunda que funciona con empotramiento en la base, realizando un análisis dinámico lineal que integre el efecto interacción suelo – estructura y la restricción en base. Al final del trabajo se presentará los resultados de los periodos de vibración, fuerzas sísmicas, desplazamientos, derivas de piso, esfuerzos internos de la estructura, comparando con el efecto ISE y rigidez infinita.

Con esto llegar a la conclusión si es factible o no aplicar el efecto Interacción Suelo – Estructura con la presencia de suelos blandos.

2.5 JUSTIFICACIÓN

Se realiza este trabajo con el objeto de conocer el verdadero comportamiento de la estructura, al considerar flexibilidad en la cimentación – suelo, también el cambio en las propiedades dinámicas de la estructura y su comportamiento en un todo.

Al ser Machala una zona que se encuentra en alto peligro sísmico, el análisis de diseño convencional de estructuras donde se considera una cimentación como elemento empotrado despreciando los efectos del suelo, con resultados estáticos de un simple análisis estructural podrían resultar ser ambiguos. Además la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) del año 2015 exige que se realice un diseño Sismo resistente que va a depender del Nivel de Desempeño de la estructura.

Es por ello que se realiza este análisis con caracterizaciones de suelos de la ciudad de Machala presentándolo en los dos casos mencionados, mediante un modelo matemático (análisis lineal) en un software comercial de Análisis Estructural.

2.6 OBJETIVOS: GENERAL Y ESPECIFICOS

2.6.1 Objetivo General

- Evaluar el efecto Interacción Suelo – Estructura (ISE) en edificaciones con cimentación profunda, mediante la investigación bibliográfica, modelos estructurales en software, para conocer la importancia del efecto ISE en la respuesta dinámica de las estructuras frente un sismo.

2.6.2 Objetivo Específicos

- Realizar la investigación científica que abarque la información respectiva a la Interacción suelo – estructura, mediante la búsqueda en libros, normativa ecuatoriana e internacional, artículos científicos, trabajo de maestría entre otros documentos certificados.
- Establecer el diseño de una cimentación superficial y posterior profunda para la sollicitación de cargas especificadas.
- Comparar los datos de un análisis con base empotrada y con el efecto interacción suelo estructura.

CAPITULO II

3. MARCO TEORICO

3.1 ANTECEDENTES CONTEXTUALES

MACRO

La construcción de edificaciones con cimentaciones se ha convertido en parte integral de la historia de la ingeniería civil desde hace siglos. Con lo que concierne a las cimentaciones superficiales comenzaron en las civilizaciones egipcias y romanas, utilizadas para construir monumentos, templos y edificios en base de piedra o ladrillo. A diferencia de las cimentaciones profundas que comenzaron a surgir en el siglo XIX con pilotes de madera, hierro fundido o acero y en el siglo XX por el avance tecnológico se extendió el uso de pilotes de concreto armado y otros materiales más resistentes que se utilizaban en áreas de suelos inestables o regiones propensas a inundaciones. Los estudios que involucran cimentaciones profundas son menos numerosos y se desarrollaron solo en los últimos 15 años.(RITTER et al., 2020a)

Las técnicas de construcción en la superficie terrestre no solo han albergado un conocimiento sobre el comportamiento y ventajas de material, además de ello a través de generación han compartido saberes constructivos confirmando parte de una cultura e identidad en las civilizaciones.

En un estudio realizado en Turquía al evaluar 40 edificaciones diseñadas antes y después del código turco de terremotos en 1998 divididos en antiguos y nuevos respectivamente, demostraron que el rendimiento sísmico de los edificios existentes especialmente sobre suelos blandos es significativamente bajo, lo que implica que los efectos de la interacción suelo estructura es negativo sobre el comportamiento sísmico de las edificaciones. Para determinar este resultado construyeron modelos no lineales considerando bases fijas, suelo rígido, moderado y blando. Los resultados han demostrado que la interacción suelo-estructura, especialmente en suelos blandos afecta significativamente a la respuesta sísmica de los edificios antiguos, además del aumento en las demandas de las derivas producidas en los primeros pisos. (Oz et al., 2020)

En el artículo *“Consideración Del Fenómeno Interacción Suelo-Estructura En Edificio Prefabricado - Consideration Of The Soil-Structure Interaction in Ims Building”* menciona que Santiago de Cuba es la zona de mayor peligro sísmico, por lo que es afectada sistemáticamente por terremotos de gran magnitud e intensidad. Es por ello que el

conocimiento de las modificaciones que sufren los sismos, como consecuencia de las características de los suelos y las condiciones topográficas, es decisivo para el diseño sismorresistente de las edificaciones, pues las solicitaciones que se transmiten a la estructura son muy diferentes, en dependencia del comportamiento del terreno ante estas cargas excitadas, lo cual pudiera ocasionar situaciones catastróficas. El aporte de esta investigación establece consideraciones en cuanto al estudio, análisis y cálculo de la ISE para edificios en suelos blandos mediante modelos simplificados, a fin de reducir las vulnerabilidades estructural-tecnológicas y la búsqueda de soluciones ingenieriles para los riesgos existentes en el oriente cubano. (Calderín-Mestre et al., n.d.)

MEZO

Por lo general desarrollar proyectos de estructuras de hormigón armado sigue un enfoque que considera tres componentes: la primera es la estructura que incluye elementos como vigas, losas y columnas; la segunda es la subestructura (cimentación superficial o profunda) y finalmente está el suelo o al estrato que sostiene las cargas que descienden de la estructura. La relación y las influencias mutuas entre estas partes se denominan interacción suelo – estructura. (Pinheiro dos Santos et al., 2021)

En Brasil los estudios de la interacción suelo – estructura en cimentaciones superficiales incluyeron mayor número de estudios sobre el tema, en los que toman en cuenta el rubro en la construcción de la estructura, llegando a la conclusión de que en los prototipos propuestos no hubo cambio significativo en el costo de la estructura al considerar la interacción suelo estructura. Algunos autores desarrollaron estudios de la interacción suelo estructura en cimentaciones con zapatas extendidas, cimientos estera y cimentaciones mixtas. Según la norma NBR 6122 de la Asociación Brasileña de Normas Técnicas (*NBR 6122-2010-Brasileira*, n.d.), la interacción suelo-estructura es el mecanismo de análisis estructural considerando la deformabilidad de las cimentaciones en conjunto con la superestructura. (RITTER et al., 2020b)

En terrenos rocosos, por lo general, se opta por utilizar zapatas poco profundas como cimentación. Cuando se analiza el asentamiento de cimientos individuales de zapatas, se suele suponer que el suelo o la roca se comportan como resortes lineales independientes (lo que se conoce como la hipótesis de Wilkler) o se aplica el método del continuo elástico. (Pinheiro dos Santos et al., 2021)

México es uno de los países con mayor actividad telúrica en el mundo, con más de 90 sismos de magnitud superior a 4 grados escala Richter registrados por años, datos según las estadísticas de la Secretaría de Protección Civil de la Ciudad de México. (Abraham González No. 67, 2023)

En un estudio realizado en México menciona que mas de un diseñador experimentado tiene el criterio que es conservador diseñar edificios con base rígida y con el Método Estático. Criterio basado en la mala interpretación de resultados con respecto a la reducción de la cortante de diseño por el efecto de amortiguamiento adicional aplicando la interacción suelo – estructura. (*Vista de INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA. REFLEXIONES SOBRE SU IMPORTANCIA EN LA RESPUESTA DINÁMICA DE ESTRUCTURAS DURANTE SISMOS*, n.d.)

MICRO

En la ciudad de Manta en Ecuador a raíz del terremoto ocurrido en el año 2016 de magnitud 7.8 se realizó un análisis sísmico de un edificio donde se consideró base empotrada, aplicando un método espectral se obtuvo los desplazamientos y fuerzas en el centro de masas de la estructura. Aplicando el espectro de Manta E-W y N-S se encontró la respuesta dinámica espectral, utilizando la metodología de la ASCE 10 y la guía NEHRP-12 para la consideración de suelo estructura, donde la respuesta de desplazamientos y fuerzas eran similares con el análisis empotrado y el flexible (ISE), sin embargo, el análisis con interacción suelo estructura afecta en el factor de ampliación del suelo además de los periodos. Ellos consideran que se debe utilizar vigas T porque aportan empotramiento fuerte a la estructura. (*Vista de ANÁLISIS SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE DOCE PISOS DE LA CIUDAD DE MANTA CONSIDERANDO INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA*, n.d.)

En el análisis sísmico que se realizó en el Hospital de Muisne en la provincia de Esmeraldas para el sismo del 16 de abril del 2016, llegaron a la conclusión que definitivamente se debe de cambiar la forma de diseñar y construir estructuras. Determinaron que los espectros obtenidos con el sismo del 2016 presentan ordenadas espectrales más altas que las que se encuentran en la Norma Ecuatoriana de la Construcción – 2015, únicamente se centran en la peligrosidad sísmica donde determinaron espectros para el Sismo de diseño y para el sismo Máximo Considerado con periodos de retorno de 475 y 975 años. (Aguiar, 2017)

Sin embargo a pesar de recomendar estructuras con muros de corte y la consideración de disipadores de energía o aisladores sísmicos. Es necesario realizar un análisis dinámico minucioso y considerar el efecto interacción suelo – estructura.

3.2 ANTECEDENTES REFERENCIALES

En el estudio realizado por Yuan Tiana, Siyin Chen, Simeng Liu, Xinzheng Lu en el año 2023 *“Influence of tall buildings on city-scale seismic response analysis: A case study of Shanghai”* (*Influencia de los edificios altos en el análisis de la respuesta sísmica a escala urbana: un estudio del caso CBD de Shanghai*) (Tian et al., 2023)

“La presencia de edificios altos y grupos de edificios influye significativamente en la propagación de ondas sísmicas debido a las fuertes interacciones entre los edificios y el sitio. Este trabajo cuantifica la influencia de las interacciones sitio-ciudad en los movimientos del suelo y las respuestas del edificio en comparación con las condiciones de campo libre, utilizando el CBD de Shanghái como ejemplo. Se consideraron diferentes niveles de intensidad y la no linealidad tanto de los edificios como del suelo.”

Ricardo Scarone, Marco Mrigib, Ricardo Conti en su trabajo de *“Assesment of dynamic soil-structure interaction effects for tall buildings: A 3D numerical approach”* (*Evaluación de los efectos dinámicos de la interacción suelo – estructura para edificios altos: un enfoque número 3D*) (Scarfone et al., 2020)

“Los efectos de la interacción suelo-estructura para un edificio de 20 pisos se evaluaron numéricamente realizando análisis dinámicos no lineales en el dominio del tiempo utilizando el código de diferencias finitas 3D FLAC3D. En este estudio se analizaron los efectos de la amplificación local del sitio, la interacción cinemática y la interacción inercial sobre la respuesta sísmica del edificio, destacando también el papel desempeñado por diferentes sistemas de cimentación y por la presencia de una capa muy blanda en el suelo de soporte.”

En la investigación de Genner Alvarito Villareal, Cristhoffer Aguila Gomez *“Soil - Structure Interaction and its influence on the seismic response of rc buildings”* (*Interacción suelo – estructura y su influencia en la respuesta sísmica de edificios de concreto armado*)

“La investigación ha sido desarrollada para determinar la influencia que tiene el considerar la interacción suelo-estructura en el análisis dinámico de edificios regulares de concreto armado de diferentes alturas. Para cumplir con el objetivo general, se utilizaron cinco métodos o enfoques que consideran la interacción suelo-estructura dentro el modelo estructural, cuatro de ellos lo hacen a través de constantes elásticas que emulan las propiedades del suelo en la base de cada edificación y uno por medio de un espectro de diseño modificado.” (Alvarito et al., 2021)

En el trabajo de Maestría “*Análisis Comparativo de dos edificios considerando los efectos de Interacción dinámica Suelo -Estructura según el Código Reglamentario para el Municipio de Puebla*”, recalca que la respuesta sísmica de la estructura está íntimamente ligada a como el movimiento telúrico en el sitio afecta a la estructura a través de la subestructura, las características dinámicas del suelo, rigidez, sistema estructural del edificio. Todo esto interactuando entre sí para caracterizar los efectos sísmicos.

La respuesta de la estructura con respecto a las solicitaciones estáticas y dinámicas pueden variar dependiendo del suelo, cimentación y estructura, pero su efecto no se lo considera en los siguientes aspectos:

- La presencia de suelos blandos y compresibles en la distribución de esfuerzos y deformaciones bajo losas de fundación, tanto ante solicitaciones de cargas verticales como horizontales.
- Variaciones en los períodos de vibración de la edificación.
- Aumento del amortiguamiento viscoso equivalente del sistema estructura-cimentación-suelo.
- Variación en la distribución de las fuerzas cortantes horizontales producidas por los movimientos sísmicos. (BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA FACULTAD DE INGENIERÍA ANÁLISIS COMPARATIVO DE DOS EDIFICIOS CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO ESTRUCTURA SEGÚN EL CÓDIGO REGLAMENTARIO PARA EL MUNICIPIO DE PUEBLA, n.d.)

En el artículo “*Dynamic Soil – Structure Interaction effects in buildings founded on vertical reinforcement elements*” – *Efectos dinámicos de la interacción suelo – estructura en edificios cimentados sobre elementos de refuerzo verticales*” hace mención sobre el uso de pilotes en edificios cimentados en suelos blandos y zonas sísmicas de alto riesgo como técnica eficaz, dado que el sistema permite que la capacidad portante del suelo aumente y se reduzcan los asentamientos en la estructura. La influencia de la ISE en la respuesta sísmica de edificios sostenidos por pilotes determina que las tensiones en las secciones más profundas son causadas por la interacción cinemática, resultados dados mediante un modelo Lineal 2D de elementos finitos. (Jiménez & Dias, 2022)

3.3 ANTECEDENTES CONCEPTUALES

3.3.1 Interacción Suelo Estructura (ISE)

La interacción suelo - estructura (ISE) es el análisis más completo para determinar el comportamiento real de la estructura ante la aplicación de cargas dinámicas. Para un mejor entendimiento sobre la aplicación de ISE.

En el trabajo “*Efectos de la Acción Sísmica, en edificaciones regulares de Concreto Armado considerando la Interacción Suelo-Estructura de manera explícita para Suelos Arenosos y Arcillosos*” describe a la Interacción Suelo - Estructura como el efecto que busca representar el comportamiento real de un sistema estructural, a través, de la modificación del análisis con apoyo fijo del sistema de fundación, por uno que flexibilice el mismo. Generando un incremento del periodo fundamental de vibración, asociado al reconocimiento de la posibilidad de deformación del medio de fundación y la modificación del amortiguamiento total del sistema. Obteniendo así, que una parte de la energía que actúa sobre la edificación se disipa sustancialmente en el medio de fundación mediante la radiación de ondas y otra parte se disipa por el comportamiento histerético del material. Consecuentemente esto lleva a la reducción de las fuerzas internas y una mayor deriva en los pisos, lo cual significaría que el modelado de la estructura será más conservador. (Lemus & David, n.d.)

G. Villareal Castro y C. Aguila Gómez en su trabajo “*Soil - Structure interaction and its influence on the seismic response of rc buildings*) presenta a la Interacción suelo estructura como una rama derivada de la ingeniería geotécnica sísmica, que es una subespecialidad de geotecnia, que tiene como uno de sus objetivos diseñar y construir estructuras capaces de resistir la acción sísmica o los terremotos considerando las características dinámicas del suelo en el que se apoyan las estructuras. (Alvarito et al., 2021)

3.3.2 Teorema de Superposición

El principio de superposición para el análisis y solución de la interacción suelo – estructura determina que la interacción total es la sumatoria de la interacción cinemática más la interacción inercial.

$$\text{Ecuación (1).} \quad M_s \ddot{U}_s + C_s \dot{U}_s + K_s U_s = -M_s \ddot{U}_g$$

Donde:

M_s , C_s y K_s : matrices del sistema de masa, amortiguamiento y rigidez.

U_s : es el vector de desplazamientos relativos del sistema.

U_g : vector de desplazamientos del terreno en un punto de control arbitrario.

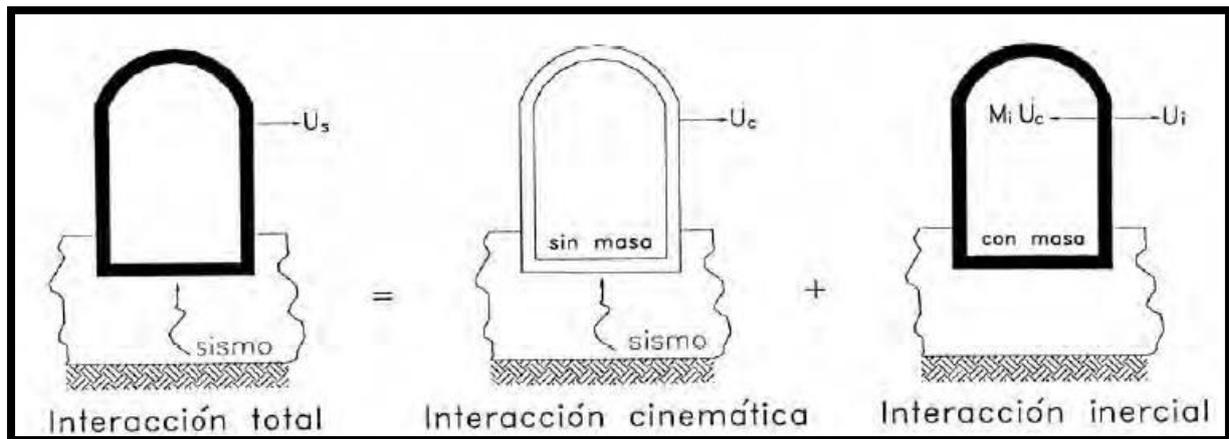


Figura 1. Teorema de Superposición de la Interacción Suelo – Estructura

3.3.3 Efecto cinemático

La guía del FEMA P-2091 dice que el efecto cinemático es la determinación del movimiento de la cimentación rígida sin masa generado por la excitación sísmica. Este movimiento efectivo consta tanto de traslaciones como rotaciones, aun si la cimentación no se encuentra enterrada. Solo para cimentaciones superficial sujetas a ondas planas con incidencia vertical, el movimiento de la cimentación es idéntico al de campo libre. (by Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, n.d.)

3.3.4 Efecto inercial

Es la determinación de la respuesta de la estructura real apoyada sobre los resortes y amortiguadores sustitutos del suelo calculados en el análisis con cimentación rígida sin masa y sometida en su base al movimiento efectivo calculado en una cimentación rígida sin masa con matriz de rigidez. Para ello se recurre al método de la respuesta compleja en la frecuencia, con lo que se obtiene la función de transferencia del sistema.

3.3.5 Funciones de impedancia

Cálculo de las rigideces dinámicas de la cimentación rígida sin masa, las cuales se definen mediante las fuerzas y los momentos necesarios para producir desplazamientos y rotaciones armónicos unitarios en la cimentación, respectivamente. Las funciones de impedancia son dependientes de la frecuencia de la excitación y representan los resortes y amortiguadores equivalentes del suelo. (J Aviles, 1999)

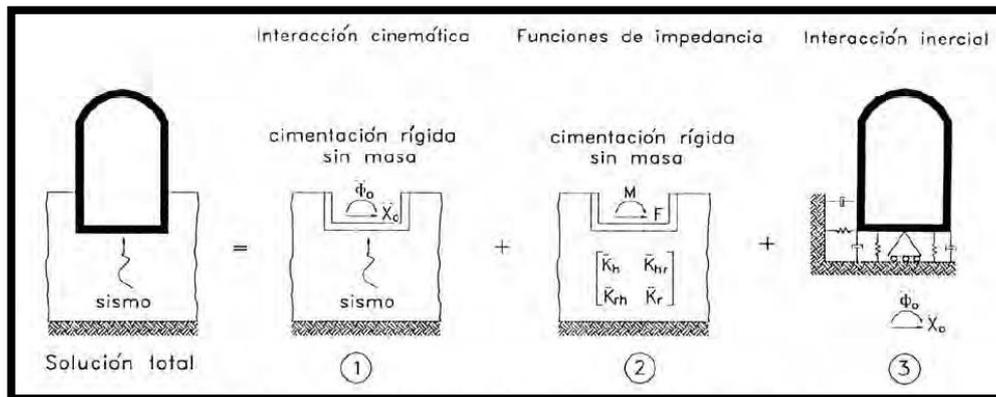


Figura 2. Solución en tres pasos de la interacción suelo – estructura

3.3.6 Análisis Lineal de la Interacción Suelo – Estructura

La Guía Práctica FEMA P-2091 aplica una interacción inercial para comprobación de la relevancia de la interacción, utilizando para el cálculo de la flexibilidad, propiedades del suelo como la velocidad media de onda de corte, módulo de corte efectivo, relación de Poisson. Aparte guía menciona a dos textos como son la NIST (Instituto Nacional de Normas y Tecnología) y la ASCE/SEI 41-17, quienes brindan sugerencias para el cálculo de los resortes equivalentes. La NIST hace mención a las funciones de impedancia que determinan la rigidez con 6 grados de libertad, tanto traslacionales como torsionales. (UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA SEDE QUITO CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA APLICANDO LA GUÍA PRÁCTICA FEMA P-2091 EN EL BLOQUE G DE LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA, SEDE QUITO, CAMPUS SUR, n.d.)

3.3.7 Modelos del Análisis Dinámicos de Interacción Suelo – Estructura

Los modelos dinámicos para la interacción suelo – estructura se encargan de asignar coeficientes de rigidez, determinando la condición real de la interacción. Donde intervienen: las fuerzas de reacción $R_\alpha, R_{\phi\alpha}$; coeficientes de rigidez de compresión elástica uniforme K_z ; coeficiente de rigidez de desplazamiento elástico uniforme K_x, K_y ; coeficiente de rigidez de compresión de compresión no uniforme K_{ϕ_x}, K_{ϕ_y} ; coeficiente de rigidez de desplazamiento no uniforme K_{ϕ_z} ; desplazamiento lineal u_α ; desplazamiento angular ϕ_α . Al realizar este análisis dinámico hablando de carácter espacial, la cimentación permite que surjan vibraciones torsionales. Uno de los principios para este análisis es considerar a la cimentación como una masa puntual en el centro de gravedad de la zapata o en la cimentación elegida. (Pueblo Cont. 24 (1) 2013 | 79, n.d.)

3.3.8 Suelos

Los suelos arcillosos son considerados resistentes a la erosión que ocasiona el flujo de agua a través de los mismos. (Haramboure & Novoa, 2008)

La NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción) hace una clasificación de los perfiles de suelos para el diseño sísmico, clasificados en perfiles tipo A, B, C, D, E y F (caso más raro expuestos en la sección 10.5.4). Los parámetros utilizados en la clasificación son correspondientes a los 30m de perforación. (De & Construcción, n.d.-b)

3.3.9 Suelos Cohesivos

Los suelos cohesivos son aquellos que muestran propiedades de resistencia de manera deficiente, como los limos y arcillas inorgánicas de baja plasticidad. Estos suelos tienen una baja capacidad de drenaje y tienen a formar terrones cuando están secos. (Bustamante Salazar et al., 2022)

La estabilización de los suelos cohesivos es un tema de interés en la ingeniería civil, ya que su comportamiento mecánico afecta la capacidad de carga y la deformabilidad de las estructuras construidas sobre ellos. (Castro-Sandoval et al., 2019)



Figura 3. Arcilla – Suelos cohesivos – Propiedades.

3.3.10 Propiedades del suelo frente y su respuesta sísmica.

La Norma Ecuatoriana de la construcción en el apartado de Geotecnia y cimentaciones presenta las propiedades dinámicas del suelo, y el particular el módulo de rigidez al cortante, G , y el porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico, ζ , a diferentes niveles de deformación. Propiedades determinadas en laboratorios mediante ensayos de columna resonante, ensayo triaxial, cíclico, corte simple cíclico.

En todos los casos, se deberá tener presente que los valores de G y ξ obtenidos están asociados a los niveles de deformación impuestos en cada aparato y pueden diferir de los prevalecientes en el campo. (De & Construcción, n.d.-a)

3.3.11 Propiedades mecánicas del suelo

Las propiedades mecánicas del suelo incluyen la resistencia a la compresión, la resistencia a la tracción, la resistencia al corte, la capacidad de soporte de carga y la absorción.

En el estudio de M. Gonzalez Sandoval y M. Perez Rea “*Análisis de las propiedades mecánicas de un suelo expansivo para la autoconstrucción de una vivienda de interés social*”, muestra las propiedades mecánicas del suelo como la presión de expansión, ángulo de fricción y cohesión, determinadas mediante pruebas geotécnicas para conocer los posibles movimientos diferenciales del terreno y así evitar las deficiencias a corto plazo de las edificaciones. (González Sandoval & Pérez Rea, 2023)

La estructura del suelo involucra la forma, grado y tamaño de los agregados. En consecuencia, la estructura del suelo afecta la porosidad y por lo tanto, la retención y disponibilidad de agua.

3.3.12 Cimentación

La NECSE-RE indica que la función principal de la cimentación o subestructura es la transferencia adecuada al subsuelo de:

- Las cargas vivas y muertas de las edificaciones.
- Las cargas sísmicas sostenidas por el edificio.
- Las cargas sísmicas impartidas del propio suelo.

La cimentación o subestructura debe ubicarse y desplantarse sobre materiales que dispongan características geomecánicas suficientes para garantizar:

- La resistencia al corte
- Un idóneo desempeño de la estructura para los asentamientos generados en el subsuelo.
- Que la resistencia se mantenga por debajo de los estados límites de falla (capacidad de carga) y de servicio (asentamientos) en los diseños de cimentaciones. (De & Construcción, n.d.-a)

La cimentación es la parte de la estructura que se encarga de transmitir las cargas de la misma al suelo. Se trata de una estructura que se encuentra debajo del nivel del suelo y que se encarga de soportar el peso de la construcción. La cimentación es esencial para garantizar la estabilidad

y seguridad de cualquier estructura, porque si no se construye adecuadamente, puede provocar daños en la construcción y poner en riesgo la seguridad de las personas que son ocupacionales de la misma.

Algunos autores clasifican a la cimentación en superficiales, poco profundas y profundas. Braja Das en su libro “Fundamentos de ingeniería de cimentaciones” Séptima edición, (Das, n.d.) clasifica a la cimentación en:

- Cimentación Superficial – Losas de cimentación
- Cimentación Profunda – Micropilotes, Pilotes pilas.

3.3.13 Estado límite de falla

La capacidad de carga ultima o resistencia al cortante del suelo en el punto de falla deberá ser sustentada con el empleo de cualesquiera de los métodos basados en teoría plástica o análisis de equilibrio limite. En cualquiera de las metodologías utilizadas bajo el criterio de resistencia al corte podrán ser utilizados como mínimo los siguientes Factores de Seguridad Indirecta mínimos (FSIM) para la capacidad portante de cimientos superficiales y de punta de cimentaciones profundas:

Tabla 1. Factores de Seguridad Indirectos Mínimos, FSIM.- Fuente NEC-SE-RE

CONDICIÓN	F.S.I.M. ADMISIBLE
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño pseudo estático	1.5

Fuente: NEC-SE-RE

3.3.14 Estado límite de servicio: asentamientos

El asentamiento será el resultado de la suma de los asentamientos inmediatos, asentamientos por consolidación (primaria y secundaria), asentamientos inducidos por sismos. El asentamiento tolerable para edificaciones la norma específica en un promedio total que experimente la cimentación de una estructura un lapso de 25 años:

- Se considera las cargas muertas de servicio y 50% de cargas vivas máximas.
- Para construcción asiladas 20cm.

- Para construcción entre medianeros 10cm. (De & Construcción, n.d.-a)

Tabla 2. Valores máximos y de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas, L

TIPO DE CONSTRUCCIÓN	Δ_{max}
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$L / 1000$
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	$L / 500$
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$L / 300$
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$L / 160$

Fuente: Norma ecuatoriana de la construcción

3.3.15 Cimentación Superficial

Una cimentación superficial es un tipo de cimentación empleada para soportar cargas relativamente leves como las de edificios de una o dos plantas. Esta estructura se encuentra bajo la superficie del suelo y se encarga de sustentar el peso de la edificación. La cimentación superficial se construye directamente sobre el terreno natural sin requerir excavaciones profundas. Existen varios tipos de cimentación superficial, tales como zapata continua, aislada, losa de cimentación. La elección de este tipo de cimentación depende de las propiedades del suelo y la capacidad de carga que debe soportar. El diseño de una cimentación superficial es uno de los requerimientos esenciales en el ámbito de la ingeniería geotécnica (Díaz-Segura, 2022)

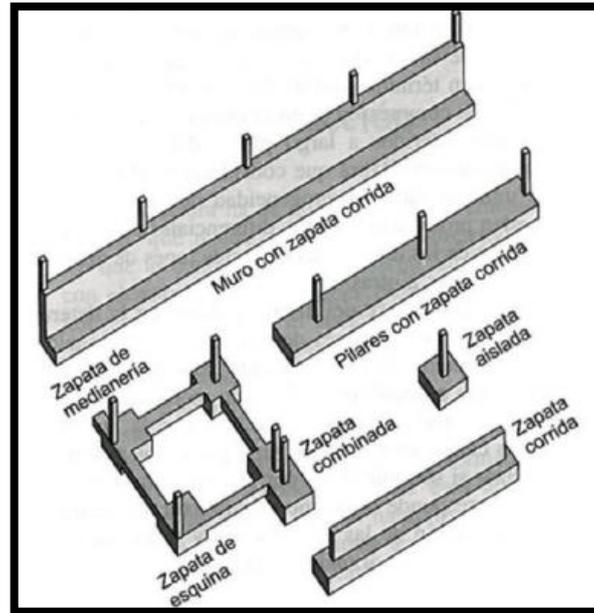


Figura 4. *Clasificación de Cimentación Aislada.*

3.3.16 Cimentación profunda

Este tipo de cimentación es aquella que se utiliza para soportar cargas pesadas o estructuras de gran altura. A diferencia de la cimentación superficial, esta cimentación se diseña a una profundidad considerable de la superficie, esto va a depender del tipo de suelo que exista en el sitio, si es un suelo desfavorable (arcillas plásticas, suelos expansivos, cohesivos entre otros), lo que hace la cimentación profunda es buscar un suelo estable más resistente donde la capacidad del suelo pueda responder a la demanda de cargas dadas. (Das, n.d.)

3.3.17 Periodo Fundamental de Vibración

El periodo fundamental de vibración es el tiempo en que tarda una estructura en vibrar en su modo más bajo de vibración, es decir, el modo fundamental. Se trata de una medida de la frecuencia natural de vibración de una estructura y se utiliza en el diseño y análisis de estructuras para determinar su respuesta ante cargas dinámicas, como las provocadas por terremotos o vientos fuertes. El conocimiento del periodo fundamental de vibración es importante para garantizar la seguridad y estabilidad de las estructuras. (193932724001-PERIODOS DE VIBRACIÓN, n.d.)

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción menciona al periodo fundamental de vibración como dato que proviene de un previo análisis estructural donde tiene el mayor porcentaje de participación de la masa, y con ellos se forma el espectro de diseño, tomando en cuenta el sitio, importancia de la estructura, periodo limite en el espectro elástico de aceleraciones y otros factores. (De & Construcción, n.d.-b)

3.3.18 Amortiguamiento

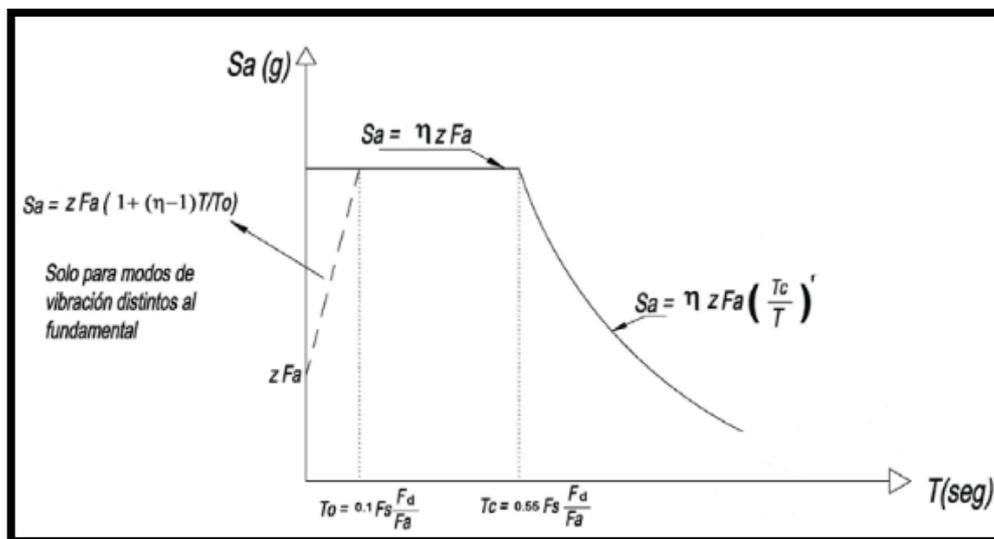
El amortiguamiento es la capacidad de un sistema para disipar energía y reducir la amplitud de vibraciones. En el contexto de la ingeniería civil, el amortiguamiento se refiere a la capacidad de una estructura para resistir las vibraciones causadas por cargas dinámicas, como las provocadas por movimientos sísmicos o vientos fuertes dependiendo el sitio. El amortiguamiento es una propiedad importante en el diseño y análisis de estructuras, puede afectar significativamente la respuesta de la estructura ante cargas dinámicas. Este amortiguamiento se puede mejorar mediante la incorporación de materiales amortiguador en la estructura para reducir la amplitud de las vibraciones.

3.3.19 Espectro Elástico de Diseño

Según la NEC el espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura.

Es un espectro de tipo elástico de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5% utilizado con fines de diseño para representar efectos dinámicos del sismo de diseño. (De & Construcción, n.d.-b)

Figura 5. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño



Fuente: NEC-SE-DS

CAPITULO III

4. METODOLOGÍA

4.1 MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN

El tema presente “Evaluación de la Interacción suelo – estructura en edificaciones con cimentación profunda” es de carácter teórico; mediante informes, modelaciones en software de análisis estructural, investigación bibliográfica, internet, artículos, libros, normativa nacional e internacional.

- Descriptivo: por medio del análisis estructural se obtendrá información, parámetros, rangos y valores que deberán ser descritos e interpretados según el comportamiento de los modelos.
- Explicativo: al finalizar los análisis respectivos con; la hipótesis empotrada en base y cimientamiento flexible, se explicará los cambios y relaciones que tendrán estos resultados mediante tabulaciones y cuadros comparativos.

4.2 TIPO DE INVESTIGACIÓN

4.2.1 INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL

La investigación experimental implica la realización de un estudio que involucra la manipulación controlada de una o más variables, con el fin de observar y medir los efectos producidos. Generalmente, la investigación experimental sigue un proceso que incluye la identificación del problema, la formulación de hipótesis, el diseño del estudio, la recopilación y el análisis de datos, y la interpretación de los resultados. (Ramos-Galarza, 2021)

4.2.2 INVESTIGACIÓN DOCUMENTAL

La investigación documental implica el estudio, análisis y síntesis de fuentes escritas y electrónicas relevantes para el tema de investigación. Este enfoque se basa en la recopilación y revisión crítica de la literatura existente, incluyendo tesis, artículos científicos, libros y otras publicaciones. A través de la investigación documental, se busca fundamentar teóricamente el problema de estudio, contextualizar la investigación en el estado del arte y generar nuevos conocimientos a partir de la revisión y análisis de las fuentes consultadas. (Pozo-Camacho et al., 2023)

4.3 DESCRIPCIÓN DE LA POBLACIÓN Y MUESTRA

4.3.1 POBLACIÓN

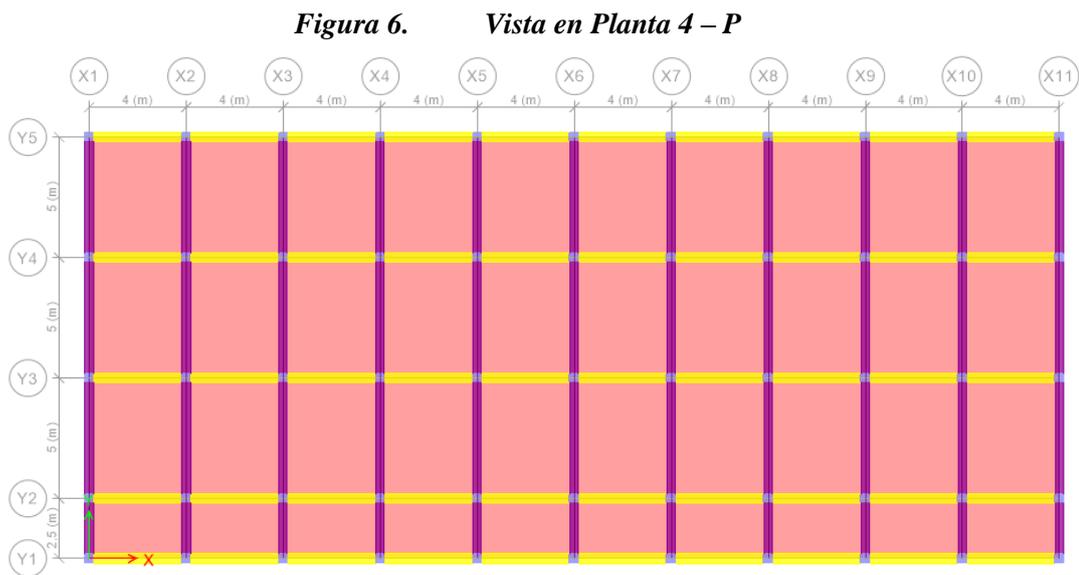
La población que conforma el siguiente trabajo es una edificación de 4 plantas (4 – P) de hormigón armado, dispuesta para multiuso en su uso. Pensada para el análisis ubicada en Ciudad de Machala – El Oro – Ecuador.

4.3.2 MUESTRA

- Descripción del Prototipo 4 – P

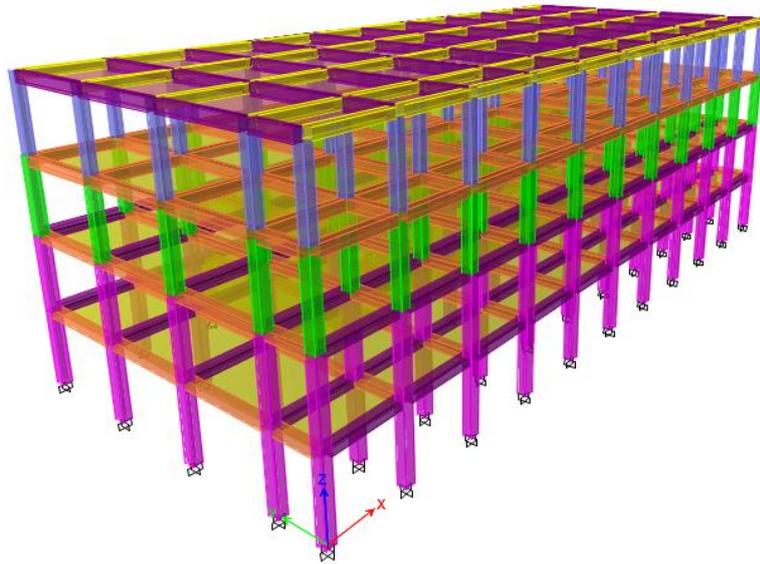
Este edificio de 4 niveles de hormigón armado, con una configuración irregular en planta, de 700 m^2 de área y una altura total de 14.6 m , con altura de entrepiso de 3.65 m .

La planta tipo del edificio consta en las coordenadas X -X una separación de 4 m entre ejes A – J, en las coordenadas Y – Y existe la separación del eje 1-2 es 2.5 m , eje 2-3 es 5 m , eje 3-4 es 5 m , eje 4-5 es 5 m respectivamente.



Fuente Autor

Figura 7. Modelo General 4 – P



Fuente Autor

4.3.2.1 Especificaciones

Se considero los siguiente materiales, secciones, fuerzas y esfuerzos específicamente para el análisis estructural .

4.3.2.2.1 Acero de refuerzo

Para las propiedades del acero de refuerzo, el peso, módulo de elasticidad y límite de fluencia, son proporcionadas por distribuidores de varilla corrugada en Machala y su límite de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y un módulo de elasticidad $E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

4.3.2.2.2 Concreto

El concreto en esta estructura de hormigón armado será con una resistencia a la compresión de $f'_c 240 \text{ kg/cm}^2$ para todos los niveles.

En cuanto al módulo de elasticidad del hormigón en el capítulo de NEC – Estructuras de hormigón armado, E_c (GPa), será calculado para hormigones de densidad normal tal como:

$$\text{Ecuación (2). } E_c = 4.7 * \sqrt{f'_c}$$

Donde:

E_c : Módulo de elastisidad del hormigón (GPa)

f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón (MPa)

A pesar de tener este referente de la NEC, en el código ACI 318 el módulo de elasticidad del concreto lo deja expresado en la siguiente ecuación (en $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$):

$$\text{Ecuación (3). } E_c = 15100 * \sqrt{f'_c}$$

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad del hormigón ($\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)

f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón ($\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$)

Tabla 3. Dimensiones de Columnas

Edificio Irregular – Secciones de Columnas		
Columnas Rectangulares	0.45 x 0.50 m	Nivel 1 – 2
Columnas Cuadradas	0.45 x 0.45 m	Nivel 3
Columnas Cuadradas	0.40 x 0.40 m	Nivel 4

Fuente: Autor

Tabla 4. Dimensiones de Vigas

Edificio Irregular – Secciones de Vigas		
Viga Rectangular	0.50 x 0.35 m	Diferentes ubicaciones
Viga Rectangular	0.40 x 0.45 m	Diferentes ubicaciones
Viga Cuadrada	0.40 x 0.40 m	Diferentes ubicaciones

Fuente: Autor

Tabla 5. . Dimensiones de Losa

Edificio Irregular – Secciones de Membrana		
Membrana $f'c$ 240 kg/cm ²	$e = 25\text{ cm}$	Nivel 1 – 3
Membrana $f'c$ 240 kg/cm ²	$e = 15\text{ cm}$	Nivel 4

Fuente: Autor

4.3.2.2.3 Cargas

La Norma ecuatoriana de la construcción da su recomendación mediante estudios previamente realizados sobre un aproximando de Cargas muertas y vivas, sin embargo estas cargas han quedado a criterio del diseñador.

4.3.2.2.4 Carga Muerta

La carga muerta en nuestro caso abarca el peso propio de la estructura (PP) y las diferentes ingenierías que generan una sobrecarga (SC).

Al momento de realzar el modelo en el software el peso propio lo calcula automáticamente el programa, y para la sobrecarga se consideró diferentes valores por el uso de cada piso, además en estos valores se está incluyendo material de mampostería, instalaciones eléctricas, baldosa, cielo falso, masillado.

4.3.2.2.5 Carga Viva

Así mismo para la carga viva la NEC en el apartado de Cargas no sísmicas nos brinda valores de cargas dependiendo el uso del piso o estructura. El uso para la primera planta es salón de reunión, uso residencial para el nivel 2 – 3, y para el ultimo nivel es de mantenimiento.

Tabla 6. . Cargas Muertas y Vivas

CARGAS EN LA ESTRUCTURA		
CARGA MUERTA (SC) (kg/m²)	CARGA VIVA (kg/m²)	PLANTA
750	500	1
600	350	2
600	350	3
150	200	4

Fuente: Autor

4.3.2.2.6 Carga Sísmica Estática

La carga sísmica estática viene dada por datos del espectro de diseño, caracterización del sitio.

4.3.2.2.7 Caracterización del sitio

Como es de conocimiento en la ciudad de Machala predomina un suelo tipo D – E, suelos blandos y cohesivos, para el análisis estructural del prototipo presentado se trabajará con suelo tipo E.

Sabiendo el tipo de suelo, la NEC en el capítulo “Diseño Sismo Resistente” determina la zona sísmica de la ciudad de Machala, enfatizando que todo el sector litoral ecuatoriano presenta una amenazada sísmica alta. Machala tiene un factor de zona sísmica de $z = 0.4$, partiendo de este dato se procede a realizar y escoger datos para poder realizar el espectro de diseño y hacer el análisis dinámico espectral de la estructura.

Figura 8. Factor z Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: NEC-SC-DS

4.3.2.2.9 Espectro de Diseño

El espectro de diseño es el inicio y parte fundamental para un análisis estructural, determinación de fuerzas sísmicas que enfrentará la estructura. Para poder armar el espectro de diseño del tipo de suelo tipo E se necesita saber ciertos factores sísmicos, exponenciales, importancia de la estructura, factores de sitio, coeficiente de reducción. Valores que se verán a continuación tomados de la NEC-SC-DS.

- Relación de amplificación espectral

η Es la razón entre la aceleración espectral $S_a(T=0.1s)$ para el periodo de retorno seleccionado, este valor varía dependiendo de la región del Ecuador.

Tabla 8. Relación de amplificación espectral

Valores de η dependiendo la región del Ecuador	
$\eta = 1.8$	Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
$\eta = 2.48$	Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
$\eta = 2.6$	Provincias del Oriente

Fuente: NEC-SC-DS

- Factor exponencial

Este factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

Tabla 9. Valores de Factor exponencial "r"

Valores de r dependiendo la ubicación geográfica	
$r = 1$	Suelos tipo A – B – C
$r = 1.5$	Suelos tipo D – E

Fuente: NEC-SC-DS

- Factores de sitio

Los coeficientes de perfil de suelo; amplifican las ordenas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones F_a , amplifican las ordenas del espectro de respuesta elástico de desplazamientos F_d . consideran el comportamiento no lineal de los suelos la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los

desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos F_s
 Las tablas a utilizar son de la NEC – SE – DS.

Tabla 10. Tipos de suelo y Factores de sitio – Fa

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Fuente: NEC-SE.DS

Tabla 11. Tipos de suelo y Factores de sitio – Fd

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC-SE.DS

Tabla 12. Tipos de suelo Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC-SE.DS

La estructura a construirse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la Tabla 12 y se adoptará el correspondiente factor de importancia *I*.

Tabla 13. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: NEC-SE.DS

El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas. En el caso del método DBF, se considerará como parámetro constante dependiente únicamente de la tipología estructural. (De & Construcción, n.d.-b)

Tabla 14. Coeficiente de reducción de respuesta estructural R

Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: NEC-SE.DS

Con todos los valores obtenidos se elaboró una tabla de resumen de los datos para el cálculo de la aceleración y periodos límites de la estructura.

Tabla 15. Resumen de Factor de zona sísmica, tipo de suelo, coef. de amplificación.

Datos para cálculo de S_a, T_o, T_c									
z	I	R	η	F_a	F_d	F_s	\emptyset_p	\emptyset_e	r
0.4	1.5	6	1.8	1.14	1.6	1.9	1	0.9	1.5

Fuente: Autor

4.3.2.2.10 Periodo de vibración T de la estructura – NEC-SC-DS

El periodo fundamental de la estructura se puede determinar de forma aproximada, tomando en cuenta un coeficiente que depende del tipo de edificio y la altura máxima del edificio:

$$\text{Ecuación (4). } T = C_t * h n^\alpha$$

Donde:

T = Periodo de vibración

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio

$h n^\alpha$ = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base.

Tabla 16. Coeficiente C_t, α depende del edificio

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.047	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.049	0.75

Fuente: NEC-SE-DS

4.3.2.2.11 Periodo límite de vibración T_o, T_c

T_o , es el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño, inicio de la meseta de aceleraciones.

$$\text{Ecuación (5). } T_o = 0.1 F_s * \left(\frac{F_d}{F_a} \right)$$

T_c , es el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño fin de la meseta de aceleraciones.

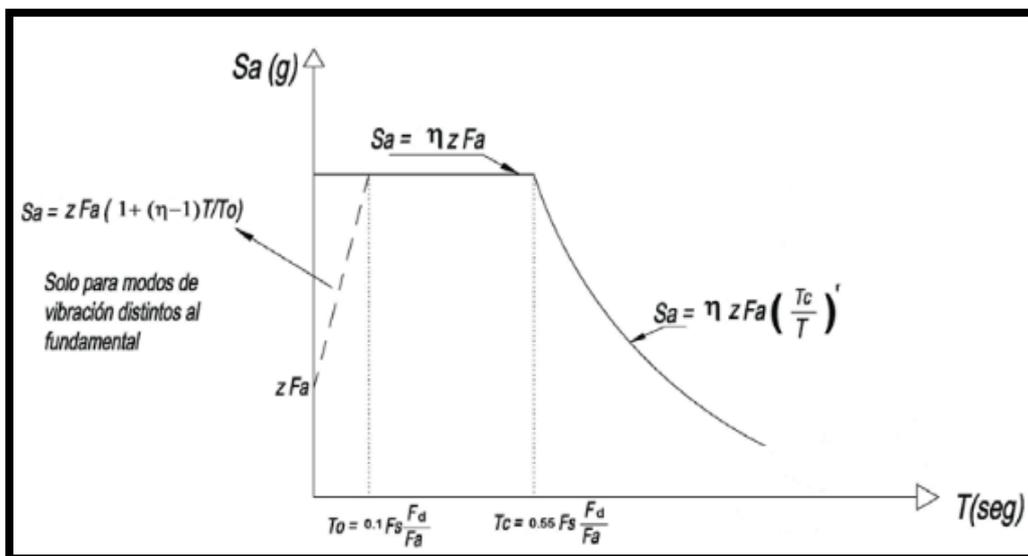
$$\text{Ecuación (6). } T_c = 0.55 F_s * \left(\frac{F_d}{F_a} \right)$$

Tabla 17. Resumen de Periodos T, T_c, T_o .

Estructura	T_o	T	T_c
4 niveles	0.267 sg	0.615 sg	1.467 sg

Fuente: Autor

Ya con estos valores se calcula la aceleración elástica, sin embargo la aceleración que necesitamos para el análisis es la aceleración inelástica, y para ello se hace que intervengan los valores de importancia, factores de reducción y coeficiente de irregularidad en planta – elevación.



Fuente: NEC-SE-DS

Ecuaciones de aceleración para el espectro de diseño:

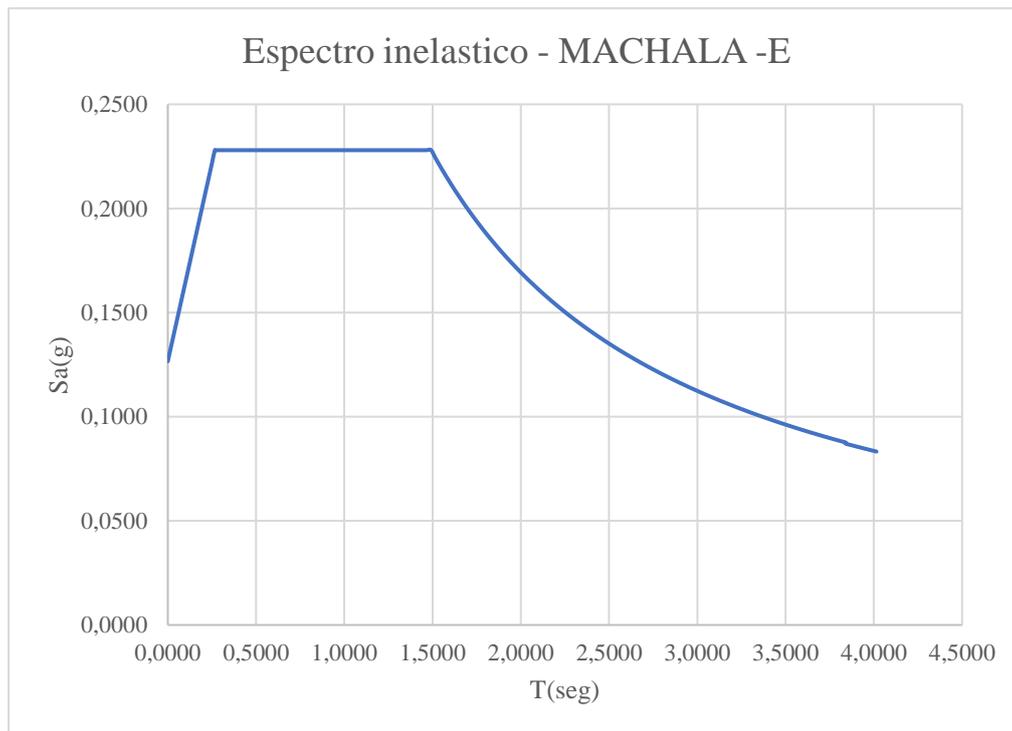
Ecuación (7). Cuando $T = 0$ $Sa = z * Fa$

Ecuación (8). Cuando $T \leq T_0$ $Sa = z * Fa \left(1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right)$

Ecuación (9). Cuando $T_0 \geq T \geq T_c$ $Sa = \eta * z * Fa$

Ecuación (10). Cuando $T \geq T_c$ $Sa = \eta * z * Fa \left(\frac{T_c}{T} \right)^r$

Figura 10. Espectro Inelástico – Suelo Tipo E - Machala



Fuente: Autor

4.3.2.2.12 Cortante Basal Estático

La cortante basal estático, es la fuerza sísmica estática distribuida a lo largo de todo el edificio, en el cálculo de la fuerza intervienen valores como; aceleración Sa, la importancia, factores de irregularidad en planta y elevación, factor de reducción y la carga reactiva. En donde la carga reactiva dependiendo del caso la NEC-SE-DS recomienda usar en casos generales el 100% de carga muerta más el 25% de viva, y para casos especiales: bodegas y almacenaje es el 100% de carga muerta y 50% de viva.

Ecuación (11). $V = \frac{I * Sa}{R * \phi_p * \phi_p} * W$

Donde:

$I =$ *Importancia de estructura*

$Sa =$ *Coficiente que depende del tipo de edificio*

$R =$ *Reduccion de fuerzas sismicas*

$\phi p * \phi p =$ *Coficientes de irregularidad en planta y elevación.*

$W =$ *Carga reactiva; $W = Dead + 0.25 Live$*

4.3.2.2.13 *Combinaciones de carga*

Las combinaciones de carga ingresadas en el software para el análisis estructural integran las de resistencia ultima y combinaciones de servicio.

Las combinaciones de servicio nos ayudaran para el diseño posterior de la cimentación , estas combinaciones incluyen al 100% la carga muerta, 100% la carga viva, 100% del sismo en las direcciones x – y, además el 100% del sismo negativo en ambas direcciones.

Tabla 18. Combinaciones de Carga de Servicio

COMBINACIONES – SERVICIO
COMBO 1 <i>Dead = Peso Propio + SC</i>
COMBO 2 <i>Dead + Live</i>
COMBO 3 <i>Dead + Live + Sx</i>
COMBO 4 <i>Dead + Live + Sy</i>
COMBO 5 <i>Dead + Live - Sx</i>
COMBO 6 <i>Dead + Live - Sy</i>

Las combinaciones para el diseño por resistencia ultima dadas por la normativa ecuatoriana de la construcción. NEC-SE-CG, tomando en cuenta también el peso propio de la estructura, la sobrecarga, carga viva, sismo en ambas direcciones positivo y negativo. Algunas combinaciones se las ha tomado en cuenta bajo criterio del diseñador.

Tabla 19. Combinaciones por Resistencia Ultima

COMBINACIONES – SERVICIO	
COMBO 1	<i>Dead = Peso Propio + SC - NEC</i>
COMBO 2	<i>1.4 Dead - NEC</i>
COMBO 3	<i>1.2 Dead + 1.6 Live - NEC</i>
COMBO 4	<i>1.2 Dead + Live + Sx - NEC</i>
COMBO 5	<i>1.2 Dead + Live + Sy - NEC</i>
COMBO 6	<i>1.2 Dead + Live – Sx</i>
COMBO 7	<i>1.2 Dead + Live – Sy</i>
COMBO 8	<i>0.9 Dead – Sx</i>
COMBO 9	<i>0.9Dead – Sy</i>
COMBO 10	<i>0.9 Dead + Sx</i>
COMBO 11	<i>0.9Dead + Sy</i>

Fuente: NEC-SE-CG

4.3.2.2.14 Desplazamientos – Deriva de piso

El desplazamiento lateral se genera en particular por la acción de una fuerza lateral, en nuestro caso es una fuerza sísmica. Obteniendo el desplazamiento generado por la fuerza lateral se hace el respectivo control mediante el cálculo de la deriva inelástica. La deriva de piso inelástica, que no es otra cosa que la diferencia de un desplazamiento del extremo superior del piso con el desplazamiento del extremo inferior. La NEC-SE-DS brinda una ecuación para la deriva inelástica:

$$\text{Ecuación (12). } \Delta_{max} = 0.75 * R * \Delta_e$$

$$\text{Ecuación (13). } \Delta_{max} < 2\% \text{ (Para estructuras de hormigón)}$$

Donde:

Δ_e = Deriva elastica

S_a = Coeficiente que depende del tipo de edificio

R = Reduccion de fuerzas sismicas – Ductilidad

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites establecidos en la tabla siguiente:

Figura 11. Valores de Δ_m máximos

Estructuras de:	Δ_m máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: NEC-SE-DS

4.4 METODOS TEÓRICOS O EMPÍRICOS CON LOS MATERIALES UTILIZADOS

4.4.1. Propiedades del suelo

Existen algunas propiedades del suelo que se obtienen después de haber realizado un estudio de campaña directa, es decir, perforaciones a 30 m para definir la velocidad de onda de corte del suelo, en base a este estudio se obtienen valores de módulo de balasto, pesos específicos, módulo de Poisson, propiedades de importancia para la metodología que se pretende aplicar. En el caso estudio se realizarán correlaciones con datos de velocidad de onda de corte que presenta la NEC-SE-DS para el tipo de suelo que tenemos en nuestro caso tipo E presentada en la **Tabla 7. Clasificación del tipo de suelo.**

4.4.2. Modelo ASCE

4.4.2.1. ASCE 7 – 16

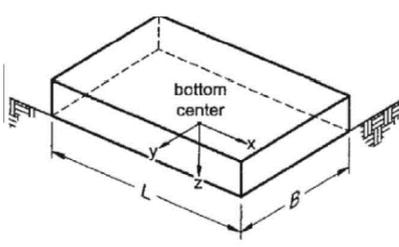
El modelo simplificado de la norma ASCE 7-16 no específicamente trata sobre la interacción suelo – estructura en la construcción de pilotes. Sin embargo en el capítulo 19 hace mención a las variables a utilizar en el análisis interacción suelo – estructura con diferentes tipos de cimentaciones (rectangular, cuadrada), nos brinda ecuaciones para el cálculo de rigideces en la cimentación, masa equivalente, altura efectiva, frecuencia equivalente, periodo equivalente, desplazamiento y fuerzas equivalentes, tomando en cuenta los 6 grados de libertad (tres traslacionales y 3 rotacionales). La ASCE 7 – 16 abarca un procedimiento general del efecto interacción suelo – estructura, específicamente solo el efecto cinemático (modificación del espectro de diseño). (“Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures,” 2017)

4.4.2.2. ASCE 41 – 17

La especificación del ACSE/SEI 41-17 define objetivos de desempeño para edificaciones nuevas y diferentes tipos de edificaciones existentes, en base a las categorías de riesgo y el nivel de amenaza sísmica. En el capítulo 8 hace mención a la flexibilidad en cimentación y en el suelo, donde de un grado de libertad se equivale a varios grados de libertad, y es en este sistema donde se encuentra la respuesta dinámica real frente a un sismo.

La ASCE 41-17 detalla los factores de rigidez y el factor dinámico para realizar un análisis flexible en la cimentación.

Tabla 20. Resumen de Ecuaciones de Rigidez ASCE 41-17 Interacción Suelo-Estructura

Grados de Libertad	Rigidez en la Cimentación superficial	Representación
Traslación alrededor del eje “x”	$K_{x,sur} = \frac{GB}{2 - \mu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$	 <p>Orient axes such that $L > B$. If $L = B$, use x-axis equations for both x-axis and y-axis.</p>
Traslación alrededor del eje “y”	$K_{y,sur} = \frac{GB}{2 - \mu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]$	
Traslación alrededor del eje “z”	$K_{z,sur} = \frac{GB}{1 - \mu} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right]$	
Rotación alrededor del eje “x”	$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1 - \mu} \left[0.4 \frac{L}{B} + 0.1 \right]$	
Rotación alrededor del eje “y”	$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1 - \mu} \left[0.47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$	
Torsión alrededor del eje “z”	$K_{zz,sur} = GB^3 \left[0.53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$	

Fuente: ASCE /SEI 41 – 17

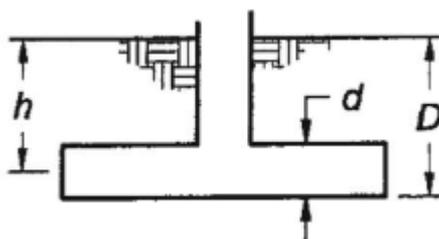
En estas fórmulas, intervienen valores de las características del suelo y de la cimentación, módulo de corte del suelo G , Poisson μ , las dimensiones de la cimentación B, L .

Tabla 21. Factor de rigidez dinámica ASCE41-17

Grados de Libertad	Rigidez en la Cimentación superficial
Traslación alrededor del eje "x"	$\beta_x = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \cdot \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$
Traslación alrededor del eje "y"	$\beta_y = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \cdot \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$
Traslación alrededor del eje "z"	$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(2 + 2.6 \frac{B}{L} \right) \right] \cdot \left[1 + 0.32 \left(\frac{d(B+L)}{BL} \right)^{\frac{2}{3}} \right]$
Rotación alrededor del eje "x"	$\beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$
Rotación alrededor del eje "y"	$\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{L} \right)^{1.9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right]$
Torsión alrededor del eje "z"	$\beta_{zz} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9}$

Fuente: ASCE /SEI 41 – 17

Representación:



Fuente: ASCE /SEI 41 – 17

Donde:

D: Desplante

L: Longitud de cimentación

B: Base de la cimentación

d: altura efectiva o espesor de la cimentación

h: altura desde la superficie del suelo hasta el centro de espesor de la cimentación

Tabla 22. Factor de Rigidez dinámica

Grados de Libertad	Rigidez en la Cimentación superficial
Traslación alrededor del eje “x”	$\alpha_x = 1$
Traslación alrededor del eje “y”	$\alpha_y = 1$
Traslación alrededor del eje “z”	$\alpha_z = 1 - \left[\frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{\frac{L}{D}} \right) \alpha_0^2}{\left(\frac{10}{1 + 3 \left(\frac{L}{B-1} \right) + \alpha_0^2} \right)} \right]$
Rotación alrededor del eje “x”	$\alpha_{xx} = 1 - \left[\frac{\left(0.55 + 0.01 \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \right) \alpha_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{\frac{L^3}{B}} \right) + \alpha_0^2} \right]$
Rotación alrededor del eje “y”	$\alpha_{yy} = 1 - \left[\frac{0.55 \alpha_0^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{\frac{L^3}{B}} \right) + \alpha_0^2} \right]$
Torsión alrededor del eje “z”	$\alpha_{zz} = 1 - \left[\frac{\left(0.33 - 0.03 \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \right) \alpha_0^2}{\left(\frac{0.8}{1 + 0.33 \left(\frac{L}{B-1} \right)} \right) + \alpha_0^2} \right]$

Fuente: NEHRP – 12

$$\alpha_0 = \frac{\omega B}{V_s}$$

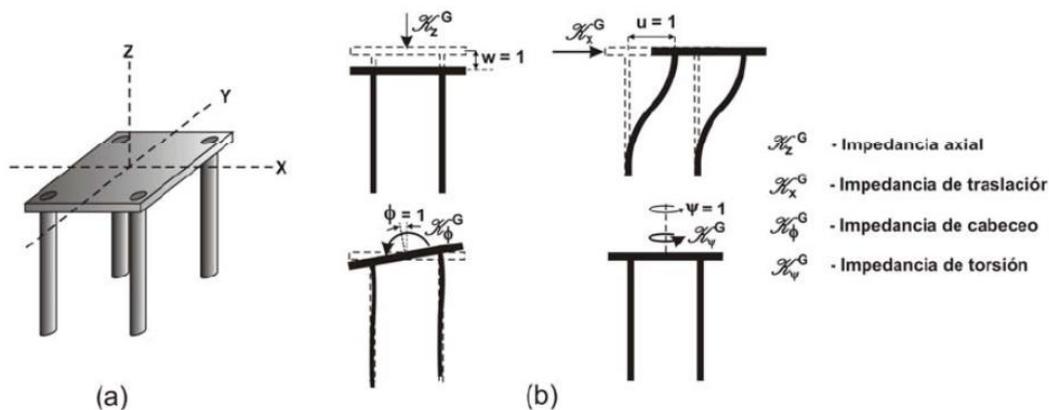
Estos últimos valores de la tabla son factores que toman en cuenta la frecuencia de la estructura y la velocidad de onda de corte del sitio.

4.3.3 Modelo Simplificado para grupo de Pilotes

El cálculo de rigideces y amortiguamientos para el tipo de cimentación profunda no lo brinda específicamente la ASCE / SEI por lo que es un tema que considera un aspecto especializado y distinto a lo que abarca la normativa convencional. Tal como menciona en la página 186 del FEMA P2091, la obtención de estas ecuaciones puede realizarse a través de herramientas especializadas, como *LPile de ENSOFT(2018)*. (by Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, n.d.)

Sin embargo existen métodos simplificados de ámbito teórico – experimental para el cálculo de rigidez y amortiguamiento de un pilote aislado como lo plantearon Novak y Aboul – Ella (1978), y para el cálculo de estas propiedades dinámicas como grupo de pilotes Dobry y Gazetas (1991) proponen un método simplificado que ha sido comparado con soluciones como Kausel y Kaynia además de programas comerciales. (Alonso et al., 2007)

Figura 12. Representación gráfica a) Cimentación con pilotes, b) Funciones de impedancia



Fuente: (Alonso et al., 2007)

Este método presenta un modelo análogo a los de un cajón de cimentación, donde primero se calcula para un solo pilote, para después mediante otra ecuación unificarlos al grupo de pilotes correspondientes.

Las variables que abarcan las ecuaciones de rigidez tienen relación a las características del suelo como; el espesor del estrato, módulo de Poisson, velocidad de onda de corte promedio, módulo de corte del suelo. Además de las características del pilote; módulo de elasticidad (material del pilote), longitud, diámetro.

En las ecuaciones de amortiguamiento se toma en cuenta el amortiguamiento histerético del suelo, los módulos tanto del suelo como del pilote, velocidad de onda de corte.

Tabla 23. Ecuaciones para Rigidez de cimentaciones profundas.

Grados de Libertad	Rigidez análoga estática: $\overline{K}_m = K_m^0 k_m$	Coficiente Dinámico de Rigidez
Traslación horizontal “x”	$K_h^0 = dE_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.21}$	$k_h = 1$
Traslación horizontal “y”	$K_h^0 = dE_s \left(\frac{E_s}{E_s}\right)^{0.21}$	$k_h = 1$
Traslación vertical “z”	$K_v^0 = 1.9dE_s \left(\frac{L_p}{d}\right)^{0.67}$	$k_v = \begin{cases} 1; \text{si } \frac{L_p}{d} < 15 \\ 1 + \sqrt{\eta}; \text{si } \frac{L_p}{d} \geq 50 \end{cases}$
Rotación – Cabeceo “xx”	$K_c^0 = 0.15d^3 E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.75}$	$k_c = 1$
Rotación – Cabeceo “yy”	$K_c^0 = 0.15d^3 E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.75}$	$k_c = 1$
Torsión – Acoplamiento “zz”	$K_{hc}^0 = -0.22d^2 E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.5}$	$k_{hc} = 1$

Fuente: (Alonso et al., 2007)

Tabla 24. Ecuaciones para Amortiguamiento de cimentaciones profundas

Grados de Libertad	Amortiguamiento: $C_m = \frac{2K_m^0 c_m}{\omega}$	Coficiente Dinámico de Amortiguamiento
Traslación horizontal “x”	$C_h = \frac{2K_h^0 c_h}{\omega}$	$c_h = \begin{cases} 0 ; \text{si } \eta \leq \eta_p \\ \frac{0.413}{1 + \mu} \left(\frac{L_p}{d}\right)^{0.33} \left(1 - e^{-\left(\frac{E_p}{E_s}\right)\left(\frac{L_p}{d}\right)^{-2}}\right) \eta^{0.8} ; \text{si } \eta > \eta_p \end{cases}$
Traslación horizontal “y”	$C_h = \frac{2K_h^0 c_h}{\omega}$	$c_h = \begin{cases} 0 ; \text{si } \eta \leq \eta_p \\ \frac{0.413}{1 + \mu} \left(\frac{L_p}{d}\right)^{0.33} \left(1 - e^{-\left(\frac{E_p}{E_s}\right)\left(\frac{L_p}{d}\right)^{-2}}\right) \eta^{0.8} ; \text{si } \eta > \eta_p \end{cases}$
Traslación vertical “z”	$C_v = \frac{2K_v^0 c_v}{\omega}$	$c_v = \begin{cases} 0.8\zeta s ; \text{si } \eta \leq \eta_s \\ 0.8\zeta + 0.175 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.17} \eta ; \text{si } \eta > \eta_s \end{cases}$
Rotación – Cabeceo “xx”	$C_c = \frac{2K_c^0 c_c}{\omega}$	$c_c = \begin{cases} 0.25\zeta s ; \text{si } \eta \leq \eta_s \\ 0.25\zeta + 0.056 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.2} \eta ; \text{si } \eta > \eta_s \end{cases}$

Rotación – Cabeceo “yy”	$C_c = \frac{2K_c^0 c_c}{\omega}$	$c_c = \begin{cases} 0.25\zeta s; & \text{si } \eta \leq \eta_s \\ 0.25\zeta s + 0.056 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.2} \eta; & \text{si } \eta > \eta_s \end{cases}$
Torsión – Acoplamiento “zz”	$C_{ch} = \frac{2K_{hc}^0 c_{hc}}{\omega}$	$c_v = \begin{cases} 0.5\zeta s; & \text{si } \eta \leq \eta_s \\ 0.5\zeta s + 0.135 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.16} \eta; & \text{si } \eta > \eta_s \end{cases}$

Fuente: (Alonso et al., 2007)

Donde $\eta = \frac{\omega d}{v_s}$, y los parámetros adimensionales que son frecuencias naturales del suelo en dirección x , y respectivamente:

$$\eta_s = \frac{\pi d}{2H_s}$$

$$\eta_p = \frac{3.4\eta_s}{\pi(1-\mu)}$$

Cuando se ha evaluado la función de impedancia de forma individual el método plantea las siguientes ecuaciones para hallar la impedancia por grupo de pilotes

Horizontal, Cabeceo y Torsión:

$$K_h^G = \sum_n \bar{K}_h + i\omega \sum_n \bar{C}_h$$

$$K_c^G = \sum_n (\bar{K}_c^n + \varepsilon^2 K_v^n) + i\omega \sum_n (C_c^n + \varepsilon^2 C_v^n)$$

$$K_{tors}^G = \sum_n r^2 K_h^n + i\omega \sum_n r^2 C_v^n$$

Donde:

ε : es la distancia desde el eje axial del pilote en consideración al eje centroidal de rotación

r : es la distancia del eje axial del pilote al centroide e la cimentación.

4.4.1. Diseño de cimentación

Como se ha establecido en parte de los objetivos diseñar la cimentación superficial en primer plano, para luego observar según valores de esfuerzos del suelo, reacciones, demandas en resistencia, la necesidad de implementar una cimentación profunda posteriormente y con ella realizar el análisis ISE (Interacción suelo – estructura).

4.4.3.1. Capacidad de Carga: Cimentaciones superficiales

La capacidad de carga ultima en el suelo generada por la cimentación tiene algunas modificaciones, por ejemplo Terzaghi (1943) plantea ecuaciones de falla local para cimentaciones cuadradas, circulares y continuas, no abordan el caso de cimentaciones rectangulares, cimentaciones inclinadas, es por ellos que también Mayerhof (1963) sugirió la forma siguiente de la ecuación general de la capacidad de carga.

Terzaghi (1943) Cimentación Continua

$$q_u = c'N_c + q'N_q + \frac{1}{2}\gamma'BN_\gamma$$

Donde:

c' : cohesión.

N_c, N_q, N_γ : factores de capacidad de carga.

B : ancho de la cimentación.

q' : esfuerzo efectivo del suelo al nivel del desplante.

γ' : peso específico del suelo.

Mayerhof (1963)

$$q_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + q'N_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma'BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

Donde:

c' : cohesión.

B : ancho de la cimentación.

q' : esfuerzo efectivo del suelo al nivel del desplante.

γ' : peso específico del suelo.

N_c, N_q, N_γ : factores de capacidad de carga.

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$: factores de forma.

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$: factores de profundidad.

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$: factores de inclinación.

4.4.3.2. Diseño de Cimentación superficial (Zapata Combinada)

En el libro de Braja Das nos brinda algunas ecuaciones para el diseño de cimentaciones superficiales en nuestro caso zapata corrida en el Capítulo 6.

- a. Se determina el área de la cimentación

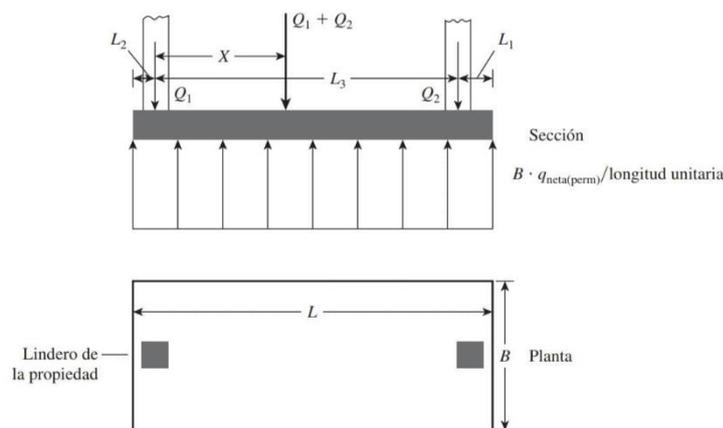
$$A = \frac{Q_1 + Q_2}{q_{neta(per)}}$$

Donde

Q_1, Q_2 : son las cargas de las columnas.

$q_{neta(per)}$: capacidad de carga permisible neta del suelo.

Figura 13. Zapata rectangular corrida



Fuente: Libro de Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones Braja Das

- b. Se determina la ubicación de la resultante de las cargas de las columnas

$$X = \frac{Q_2 L_3}{Q_1 + Q_2}$$

- c. Para mejor distribución en la presión del suelo, se determina la longitud de la cimentación.

$$L = 2(L_2 + X)$$

d. Sabiendo la longitud de la cimentación se puede determinar el ancho de la cimentación.

$$B = \frac{A}{L}$$

Estas son las ecuaciones que se plantean en el libro guía de Das, a continuación se describen el procedimiento para el diseño estructural de la cimentación:

1. Tener presente las cargas axiales por servicio que llegan a las columnas, estas cargas se las conoce después de haber realizado el análisis estructural.
2. Se prosigue a determinar el q_{adm} , que sale del estudio de suelos geotécnico del proyecto.
3. Después de tener datos de cargas y esfuerzos de suelo se calcula el área de la zapata combinada donde:

$$q_{serv} \leq q_{adm}$$

$$q_{serv} = \frac{P_{serv}}{Area}$$

$$Area = \frac{P_{serv}}{q_{adm}}$$

4. En base a los momentos y cortantes que sean calculados por medio de un análisis estructural se diseña por corte, punzonamiento y flexión.

Diseño por Corte

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$\phi = 0.75$$

$$V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'c} * b * d$$

Donde:

V_u : fuerza cortante ultima actuante

d : altura de la seccion

b : ancho de la zapata

Diseño por Punzonamiento

Se determina el perímetro punzonado a una distancia $d/2$ de la cara del pedestal o zapata:

$$V_u \leq \phi V_c \qquad \phi = 0.75$$

Fuerza cortante por punzonado resistente del concreto $\left\{ \begin{array}{l} \alpha_s = 10.6 \text{ Col. Interiores} \\ \alpha_s = 8.0 \text{ Col. Laterales} \\ \alpha_s = 5.3 \text{ Col. Esquina} \end{array} \right.$

$$\beta_c = \frac{\text{Lado mayor}}{\text{Lado menor}} \geq 1$$

$$1) V_c = \left(0.53 + \frac{1.06}{\beta_c} \right) \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$2) V_c = \left(0.53 + \alpha_s \frac{d}{\beta_c} \right) \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$3) V_c = 1.06 \sqrt{f'c} * b_o * d$$

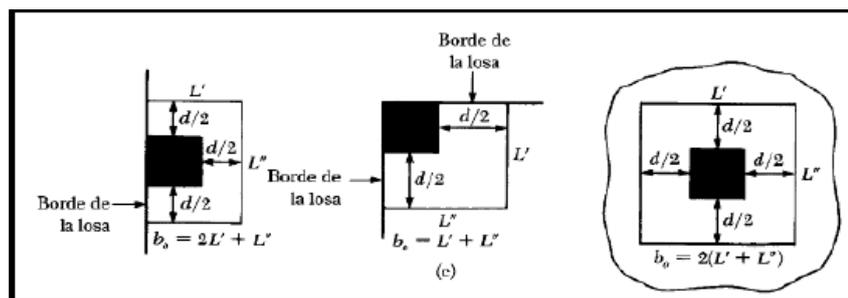
Donde:

b_o : Perímetro de punzonado

d : altura útil de la sección

β_c : relación de las diemnsiones en planta de la columna o pedestal

Figura 14. Diseño Rígido convencional de losa de cimentación



Fuente: Libro de Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones Braja Das

Diseño por Flexión

$$M_u \leq \phi M_n \quad \phi = 0.90$$

Donde:

Momento ultimo:

$$M_u = \phi A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Área de compresión :

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

Área de Acero

$$A_s = d - \frac{\sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{0.85 * \phi * f'c * b}}}{\frac{f_y}{0.85 * f'c * b}}$$

Acero minimo

$$A_s \text{min} = 0.0018. b. h$$

Numero de varillas y separación

$$\#_{var} = \frac{A_s}{A_b}$$

$$\text{Separación} = \frac{B}{\#_{var}}$$

Anclaje

$$l_{dh} = \left(\frac{0.075. \psi_e. f_y}{\lambda \sqrt{f'c}} \right) d_b$$

4.4.3.3. Diseño de Cimentación Profunda (Pilotes)

Al igual que en la cimentación superficial se debe tener como dato principal las cargas axiales y momentos que llegan a las columnas de la estructura. Si bien existen varios métodos para el cálculo de pilotes y su diseño en este trabajo se tomará en consideración la teoría del puntal tensor para el cálculo de cargas equivalentes, y para el diseño del pilote (acero de refuerzo) será calculado como una columna de hormigón armado.

A continuación una serie de procesos que se estimaron en este trabajo para el cálculo y diseño de pilotes y su respectivo cabezal.

1. Se determina la longitud del pilote, sea mediante el estrato que se tenga del estudio de suelo (buscando el estrato más competente para que el pilote trabaje por punta y en caso de no tener un estrato competente trabaje por fricción y punta), o considerando la siguiente expresión, donde d_c es la longitud de empotramiento del estrato perteneciente al estudio de suelos:

$$L_p = 6 m + d_c$$

$$d_c = 4D + \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

2. Posterior se calcula la capacidad portante en pilotes, se verifica si la capacidad de punta es suficiente para soportar las demandas de cargas, caso contrario se debe considerar la capacidad por adherencia a lo largo del fuste del pilote.

$$Q_P = A_p * (c' \cdot N_c + q' \cdot N_q) \quad \text{Capacidad por punta}$$

$$Q_s = \sum p * \Delta l * f \quad \text{Capacidad por adherencia}$$

$$Q_{per} = \frac{Q_P + Q_s}{FS}$$

3. Después de sacar la capacidad del pilote se divide para un factor de seguridad FS la cual vendría a ser la carga permisible del pilote. Al tener la carga permisible que soporta el pilote y esta es menor a la carga actuante se debe colocar más pilotes.

$$Q_{act} < Q_{perm}$$

4. Después de cumplir este requerimiento se realiza el diseño estructural del pilote, que como se mencionó anteriormente será como una columna.

4.5 TECNICAS PARA EL PROCESAMIENTO DE LOS DATOS OBTENIDOS

Los datos obtenidos serán presentados en cuadros comparativos, tablas, diagramas, y planos estructurales detallados.

- 1. Visualización de datos:** Crear gráficos, diagramas y mapas para presentar los datos de manera analítica y esclarecida.
- 2. Organización y clasificación:** organizar los datos en categorías, tablas y gráficos para facilitar el análisis y comparación.

CAPITULO IV

5. ANALISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

5.1 ANALISIS DE RESULTADOS

5.1.1 Parámetros del suelo

De un estudio de suelo ya determinado se obtuvieron datos de esfuerzos del suelo en la ciudad de Machala, clasificación según la NEC – Suelo TIPO – E, con una estratigrafía de 15 m de profundidad, brindando datos de limite líquido, limite plástico, densidades, SPT. Con estos datos se consiguieron valores de algunas de las características dinámicas del suelo, sin contar que estos valores se utilizaran más adelante para el diseño de la cimentación.

Tabla 25. Parámetros del suelo

PARÁMETROS DE SUELO	
Profundidad del Estrato rocoso	$H_s = 30 \text{ m}$
Velocidad de Onda de corte promedio	$V_s = 180 \frac{\text{m}}{\text{s}}$
Periodo del sitio	$T_s = \frac{4H_s}{V_s} = 0.66 \text{ s}$
Peso específico promedio de los estratos	$\gamma_s = 1.592 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$
Amortiguamiento hysterético del suelo	$\zeta_s = 0.05$
Módulo de Poisson	$\mu = 0.45 \text{ m}$
Coeficiente G/G ₀ – ASCE	$G/G_0 = 0.64 \text{ interpolando}$
Módulo de Rigidez del suelo	$G_{max} = \frac{\gamma_s * V_s^2}{g} = 3365 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$
Masa del suelo	$m_s = \frac{\gamma_s}{g} = 0.1623 \frac{\text{tonnef} - \text{s}}{\text{m}^4}$
Esfuerzo admisible del Suelo	$q_{adm} = 3 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$
Tipo de Suelo – SUCS	$OL - CH$

Fuente: Autor

Los datos de módulo de rigidez del suelo, el amortiguamiento hysterético del suelo se obtuvieron mediante correlaciones en base a la aceleración en la meseta del espectro $S_a = S_d s$ de diseño para el tipo de suelo E, en base a la norma ASCE 41-17.

Figura 15. Correlación del módulo de rigidez del suelo y el amortiguamiento.

Table 8-2. Effective Shear Modulus Ratio (G/G_0)

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

Table 8-6. Soil Hysteretic Damping Ratio, β_s

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

Fuente: ASCE / SEI 41 – 17

5.1.2 Resumen de Cargas y Momentos – Análisis Estructural

Las cargas que se verán a continuación son cargas de servicio incluyendo el sismo en ambas direcciones, de todo el resumen se escogerá la mayor carga para el diseño de la cimentación.

Tabla 26. Resumen de Reacciones en la base

Vista	Combinación	FX	FY	FZ
		toneef	toneef	toneef
Base	$D + L$	-0,0002	1,0891	71,0415
Base	$D + L + S. ESP. Y$	-0,0002	11,839	102,5911
Base	$D + L - S. ESP. Y$	-0,0137	11,8247	102,6329
Base	$D + L - S. ESP. X$	6,8204	4,5677	63,177
Base	$D + L + S. ESP. X$	9,676	2,7455	93,2808

Fuente: Autor

La carga para el diseño y análisis de la cimentación proviene de la combinación de cargas; muerta, viva y el sismo en y, con una carga axial de $P_x = 102.6329 \text{ tonnef}$

5.1.3 Dimensiones de cimentación superficial

Las zapatas combinadas serán cuadradas para el diseño y todas serán céntricas con respecto a la ubicación de la columna, en un área de construcción de 700 m^2 :

Tabla 27. Resumen de dimensiones de Zapata Combinada

Dimensiones de Zapata Combinada	
Material Hormigon Armado $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	$\gamma = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
B	1.60 m
L	1.60 m
Area	2.56 m^2
h	0.40 m
Volumen	1.024 m^3
Peso de Zapata	2.4576 tonnef
Masa de la zapata	$0.2505 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{s}^2}{\text{m}}$

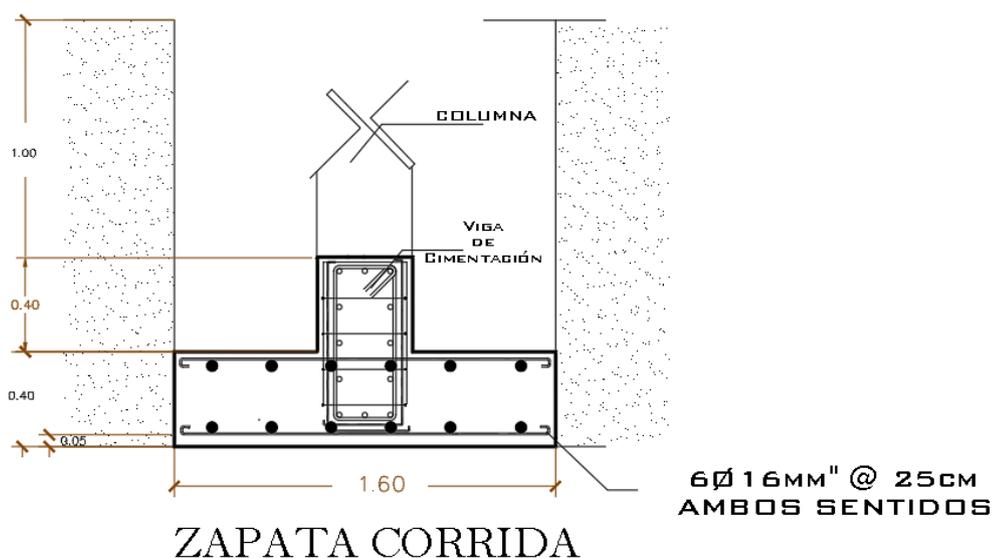
Fuente: Autor

La cimentación cuenta con un área de 628 m^2 donde abarca el 89% de toda el área de construcción:

$$\text{Relación de área} = \frac{\text{Area de cimentación}}{\text{Area de construcción}} = \frac{628 \text{ m}^2}{700 \text{ m}^2} = 89\%$$

Bajo estas dimensiones y características de cimentación superficial se procede a utilizar un software de análisis para observar los esfuerzos que genera la cimentación en el suelo.

Figura 16. Diseño de Zapata



Fuente: Autor

5.1.4 Resumen de esfuerzos en el suelo con cimentación superficial

Al revisar los esfuerzos generados por la cimentación nos damos cuenta que están por encima del esfuerzo admisible del suelo $q_{adm} = 3 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$, por el tipo de suelo que tenemos, un suelo cohesivo, arcilloso, tenemos los siguientes esfuerzos por la cimentación:

Tabla 28. Resumen de esfuerzos generados en el suelo

Esfuerzos en el suelo			
Vista	Combinación	MaxPress	MinPress
		<i>Tonf/m2</i>	<i>Tonf/m2</i>
Base	D + L	-7,668	-9,401
Base	D + L + S. ESP. Y	-10,38	-14,059
Base	D + L - S. ESP. Y	-10,955	-12,746
Base	D + L - S. ESP. X	-9,989	-12,167
Base	D + L + S. ESP. X	-9,989	-12,167

Fuente: Autor

El esfuerzo mayor generando en el suelo por la cimentación es de $q_{cime} = -14,059 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$

$$q_{adm} \geq q_{cime} - \text{No cumple}$$

Para que no existan daños colaterales en la estructura se procederá a proponer el diseño de cimentación con pilotes.

5.1.5 Dimensiones de cimentación profunda

Para este diseño se mantendrá las dimensiones de la zapata combinada que será el cabezal del número de pilotes calculados para cada columna. Hay que tener en cuenta que los pilotes son un mecanismo para transmitir parte de cargas que llegan a la columna hacia al estrato, parte de los momentos son absorbidas por las vigas de riostras, siendo exactos la viga de riostra absorbe un 21% del momento demandante por lo que el diseño del pilote se hará tomando en cuenta solo carga axial que baja por medio de la columna.

Tabla 29. Dimensiones y Características del pilote.

Dimensiones de pilotes	
Material Hormigon Armado $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	$\gamma = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
Diámetro ϕ	0.3 m
Longitud	$20\phi = 6 \text{ m}$

Área	0.0707 m ²
Volumen	0.424 m ³
Peso	1.017 tonnef
Masa	0.1036 $\frac{\text{tonnef} \cdot \text{s}^2}{\text{m}}$
Q_P – Capacidad Punta	Q _P = 10.5 tonnef
Q_P – Capacidad Fuste	Q _S = 52.6 tonnef
Q_u – Capacidad Última	Q _U = 63 tonnef
Q_{adm} – Capacidad Admisible	Q _{adm} = 21 tonnef

Fuente: Autor

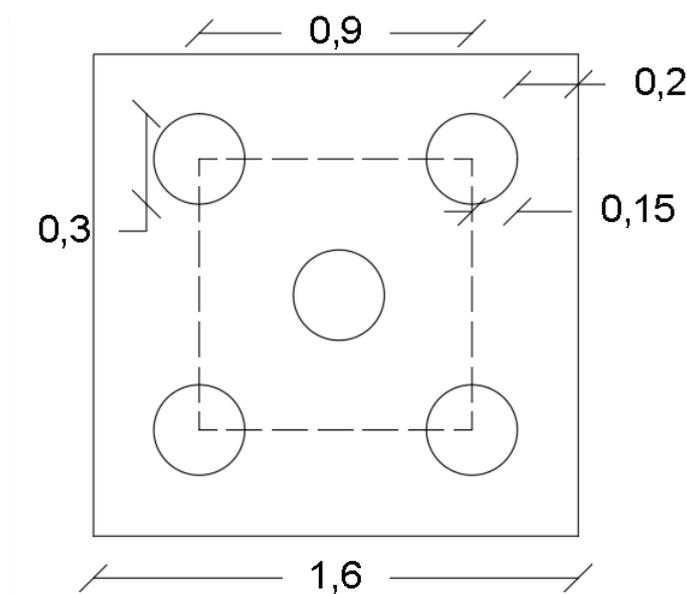
Para poder aceptar la capacidad que resiste el pilote se debe cumplir la siguiente condición $P_x \leq Q_{adm}$, en este caso un solo pilote no tiene la resistencia suficiente para contrarrestar la carga demandante, por lo tanto se añadirán más cantidad de pilotes:

$$P_x \leq Q_{adm} - \text{No cumple}$$

Al final la distribución de pilotes se plantea de la siguiente forma:

$$n_{pilotes} = \frac{P_x}{Q_{adm}} = 5 \text{ pilotes}$$

Figura 17. Distribución de Pilotes



Fuente: Autor

5.1.6 Resumen de esfuerzos en el suelo con cimentación profunda

Tabla 30. Resumen de los esfuerzos del suelo por pilotes

<i>Esfuerzos en el suelo - Pilotes</i>			
Vista	Combinación	MaxPress	MinPress
		$\frac{\text{Tonf}}{\text{m}^2}$	$\frac{\text{Tonf}}{\text{m}^2}$
<i>Base</i>	<i>D + L</i>	-1,407	-1,49
<i>Base</i>	<i>D + L + S. ESP. Y</i>	-1,423	-1,731
<i>Base</i>	<i>D + L - S. ESP. Y</i>	-1,408	-1,501
<i>Base</i>	<i>D + L - S. ESP. X</i>	-1,402	-1,49
<i>Base</i>	<i>D + L + S. ESP. X</i>	-1,412	-1,495

Fuente: Autor

Como se puede observar el mayor esfuerzo que genera la cimentación profunda es:

$$\sigma_{\text{pilotes}} = -1,731 \frac{\text{Tonf}}{\text{m}^2}$$

El cual cumple con la condición de no superar el esfuerzo admisible del suelo.

$$q_{\text{adm}} \geq q_{\text{Pilotes}} - \text{Si cumple}$$

5.1.7 Propiedades dinámicas de la estructura tipo 4 – P

Cuando se habla de propiedades dinámicas de la estructura se refiere al comportamiento y respuesta ante cargas dinámicas, en nuestro caso el sismo de diseño, cargas que generan una excitación vibratoria de la estructura. Se incluyen aspectos como; frecuencia natural de vibración, periodo fundamental de vibración, amortiguamiento, respuesta modal y capacidad de disipación de energía.

5.1.7.1 Periodo Fundamental de Vibración

Existen dos formas de conocer el periodo fundamental de vibración de la estructura, mediante la fórmula que nos brinda la NEC-SE-DS que define un periodo aproximado y por medio del análisis estructural en un software de análisis estructural.

a) Cálculo aproximado del periodo fundamental de vibración

$$T = Ct * hn^\alpha$$

Donde:

$Ct =$ Coeficiente que depende del tipo de edificio	$Ct = 0.072$
$\alpha =$ Altura máxima de la edificación de n pisos, medida	$\alpha = 0.8$
$hn =$ Altura máxima de la edificación de n pisos, medida	$hn = 14.60\text{ m}$

$$T = Ct * hn^\alpha$$

$$T = (0.072)(14.60)^{0.8}$$

$$T = 0.615\text{ s}$$

b) Periodo fundamental de vibración con Software de análisis estructural.

La estructura fue modelada en un software de análisis estructural que proporciona una variedad de datos y resultados. En el caso estudio presente utilizaremos los resultados del análisis dinámico donde se incluye el resultado del periodo fundamental de vibración de la estructura.

Tabla 31. Periodos y frecuencias

<i>Modal Periods and Frequencies</i>					
Caso	Modo	Periodo	Frecuencia	CircFreq	Eigenvalue
		<i>sec</i>	<i>cyc/sec</i>	<i>rad/sec</i>	<i>rad²/sec²</i>
Modal	1	0,723	1,383	8,6884	75,4885
Modal	2	0,67	1,492	9,3715	87,8244
Modal	3	0,641	1,559	9,7964	95,9699
Modal	4	0,239	4,188	26,3158	692,523
Modal	5	0,235	4,264	26,7896	717,684
Modal	6	0,218	4,58	28,7771	828,1206
Modal	7	0,143	6,985	43,8872	1926,0875
Modal	8	0,142	7,044	44,2613	1959,0612
Modal	9	0,131	7,635	47,974	2301,5005
Modal	10	0,099	10,105	63,4933	4031,3986
Modal	11	0,099	10,136	63,6871	4056,0487
Modal	12	0,091	11,007	69,1576	4782,7696

Fuente: Autor

5.1.7.2 Respuesta Modal – Participación de masas

La respuesta modal de la estructura es la representación mediante una descripción matemática (modos de vibración) donde describe el comportamiento de la estructura frente a cargas gravitacionales y laterales dinámicas. La participación de masas se debe estar desde el 90% en el primer modo.

Tabla 32. Respuesta modal – Participación de masa

Modal Participating Mass Ratios								
<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>UZ</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>	<i>SumUZ</i>
<i>Modal</i>	1	0,7230	0,0000	0,7982	0,0000	0,0000	0,7982	0,7230
<i>Modal</i>	2	0,6700	0,5209	0,0000	0,0000	0,5209	0,7982	0,6700
<i>Modal</i>	3	0,6410	0,2815	0,0000	0,0000	0,8024	0,7982	0,6410
<i>Modal</i>	4	0,2390	0,0000	0,1333	0,0000	0,8024	0,9315	0,2390
<i>Modal</i>	5	0,2350	0,1182	0,0000	0,0000	0,9206	0,9315	0,2350
<i>Modal</i>	6	0,2180	0,0107	0,0000	0,0000	0,9313	0,9315	0,2180
<i>Modal</i>	7	0,1430	0,0423	0,0000	0,0000	0,9736	0,9315	0,1430
<i>Modal</i>	8	0,1420	0,0000	0,0442	0,0000	0,9736	0,9757	0,1420
<i>Modal</i>	9	0,1310	0,0023	0,0000	0,0000	0,9760	0,9757	0,1310
<i>Modal</i>	10	0,0990	0,0226	0,0000	0,0000	0,9985	0,9757	0,0990
<i>Modal</i>	11	0,0990	0,0000	0,0243	0,0000	0,9985	1,0000	0,0990
<i>Modal</i>	12	0,0910	0,0015	0,0000	0,0000	1,0000	1,0000	0,0910

Fuente: Autor

En la tabla 31. la mayor participación de masas se presenta en el eje “y” con un 79.8% de participación en el primer modo.

En la tabla 32. se presenta el peso de toda la estructura para calcular la masa efectiva efectuando el porcentaje respectivo de la participación de masas.

Tabla 33. Tabla de Peso de la estructura.

Reacciones en la Base			
Case	FZ	MX	MY
	tonf	tonf-m	tonf-m
P.P	1004,894	8293,75	-20097,88
S.C.D	1470	12862,5	-29400
Live	980	8575	-19600

Fuente: Autor

Carga Reactiva $W = Dead + 0.25Live = 2719.89 \text{ tonf}$

$$m_e = \frac{W_R}{g} * 79.8\%$$

$$m_e = 221.25 \frac{\text{Tonf} - s^2}{m}; \text{Masa efectiva en el sentido Y}$$

Para el sentido “x” existe una participación de masa del 52%, por tanto la masa efectiva en esa dirección será:

$$m_e = \frac{W_R}{g} * 52.09\%$$

$$m_e = 144.423 \frac{\text{Tonf} - s^2}{m}; \text{Masa efectiva en el sentido X}$$

5.1.7.3 Respuesta modal del espectro de respuesta.

La respuesta modal del espectro de respuesta calcula la respuesta sísmica de la estructura considerando la contribución de cada modo de vibración. El enfoque combina la teoría de la respuesta modal, describiendo el comportamiento dinámico de la estructura en términos de su modo de vibración con el espectro de respuesta, representando la aceleración máxima esperada en la estructura en función de su periodo de vibración.

Tabla 34. Respuesta modal del espectro de respuesta – Dirección X.

Respuesta del Espectro de Diseño – X							
Espectro	Modal	Mode	Periodo	Amortiguamiento	U1Acc	U2Acc	U3Acc
			sec		m/sec ²	m/sec ²	m/sec ²
ESPECTRAL X X	Modal	1	0,723	0,05	2,4013	0	0
ESPECTRAL X X	Modal	2	0,670	0,05	2,4013	0	0
ESPECTRAL X X	Modal	3	0,641	0,05	2,4013	0	0
ESPECTRAL X X	Modal	4	0,239	0,05	2,29	0	0
ESPECTRAL X X	Modal	5	0,235	0,05	2,2731	0	0
ESPECTRAL X X	Modal	6	0,218	0,05	2,2082	0	0
ESPECTRAL X X	Modal	7	0,143	0,05	1,9074	0	0
ESPECTRAL X X	Modal	8	0,142	0,05	1,9025	0	0
ESPECTRAL X X	Modal	9	0,131	0,05	1,8586	0	0
ESPECTRAL X X	Modal	10	0,099	0,05	1,7305	0	0
ESPECTRAL X X	Modal	11	0,099	0,05	1,7292	0	0
ESPECTRAL X X	Modal	12	0,091	0,05	1,698	0	0

Fuente: Autor

Tabla 35. Respuesta modal del espectro de respuesta – Dirección Y

Respuesta del Espectro de Diseño – Y							
Espectro	Modal	Mode	Periodo	Amortiguamiento	U1Acc	U2Acc	U3Acc
			sec		m/sec ²	m/sec ²	m/sec ²
ESPECTRAL Y-Y	Modal	1	0,723	0,05	0	2,3208	0
ESPECTRAL Y-Y	Modal	2	0,670	0,05	0	2,3208	0
ESPECTRAL Y-Y	Modal	3	0,641	0,05	0	2,3208	0
ESPECTRAL Y-Y	Modal	4	0,239	0,05	0	2,2132	0
ESPECTRAL Y-Y	Modal	5	0,235	0,05	0	2,1969	0
ESPECTRAL Y-Y	Modal	6	0,218	0,05	0	2,1342	0
ESPECTRAL Y-Y	Modal	7	0,143	0,05	0	1,8435	0
ESPECTRAL Y-Y	Modal	8	0,142	0,05	0	1,8388	0
ESPECTRAL Y-Y	Modal	9	0,131	0,05	0	1,7963	0
ESPECTRAL Y-Y	Modal	10	0,099	0,05	0	1,6725	0
ESPECTRAL Y-Y	Modal	11	0,099	0,05	0	1,6713	0
ESPECTRAL Y-Y	Modal	12	0,091	0,05	0	1,6411	0

Fuente: Autor

5.1.7.4 Control de deriva de piso

El control de derivas inelásticas viene dado por la normativa ecuatoriana, esto con el objetivo de controlar las deformaciones por piso.

Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de respuesta máxima inelástica en desplazamientos de la estructura causada por el sismo de diseño en ambas direcciones.

$$\Delta_m = 0.75 \Delta_m R \leq 2\%$$

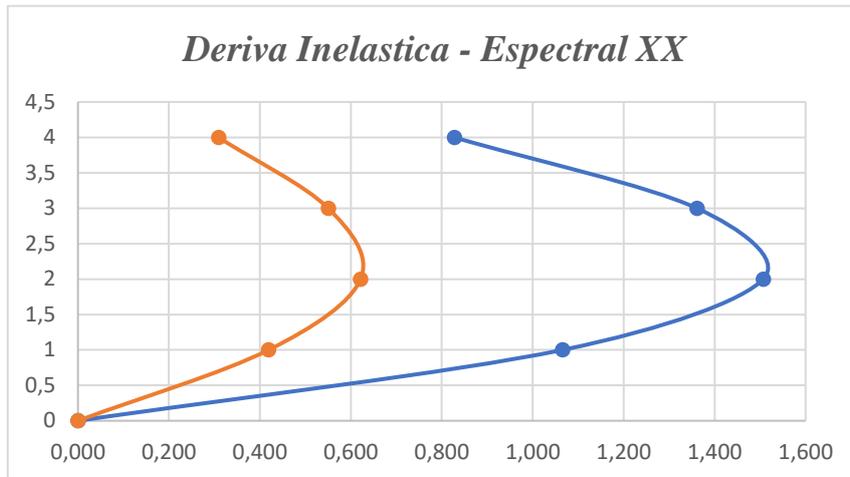
Tabla 36. Control de Derivas Inelásticas Sismo XX

Deriva Inelástica - Espectral XX					
Nivel	Elevación	X-Dir	Y-Dir	$\Delta_E - X$	$\Delta_E - Y$
	m				
P5	14,6	0,00184000	0,00068700	0,8280	0,3092
P4	10,95	0,00302500	0,00122300	1,3613	0,5504
P3	7,3	0,00334900	0,00138100	1,5071	0,6215
P2	3,65	0,00236800	0,00093200	1,0656	0,4194
Base	0,00	0,00000000	0,00000000	0,0000	0,0000

Fuente: Autor

$$\Delta_{mE-X} \leq 2\% \text{ – Si cumple}$$

Figura 18. Deriva Inelástica para Espectro XX



Fuente: Autor

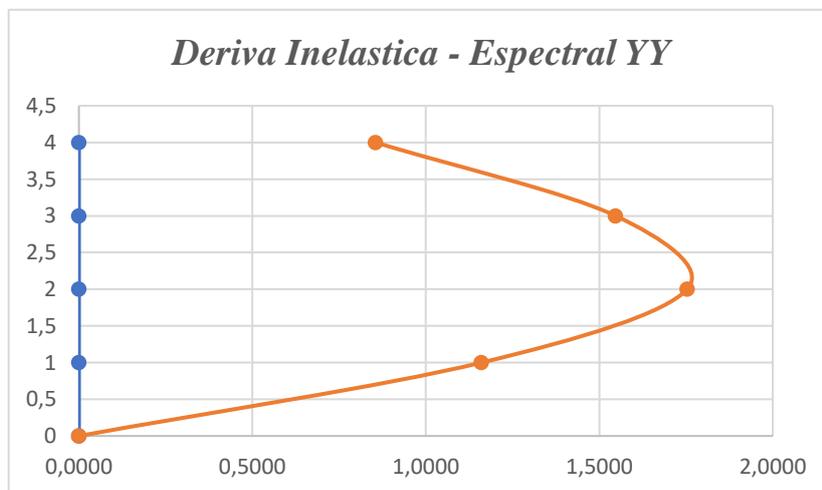
Tabla 37. Control de derivas Inelásticas Sismo YY

Deriva Inelástica - Espectral YY					
Nivel	Elevación	X-Dir	Y-Dir	$\Delta_E - X$	$\Delta_E - Y$
	<i>m</i>				
P5	14,60	0,000000	0,001901	0,0000	0,8555
P4	10,95	0,000000	0,003438	0,0000	1,5471
P3	7,30	0,000000	0,003896	0,0000	1,7532
P2	3,65	0,000000	0,002579	0,0000	1,1606
Base	0,00	0,000000	0,000000	0,0000	0,0000

Fuente: Autor

$$\Delta_{mE-Y} \leq 2\% \text{ - Si cumple}$$

Figura 19. Deriva Inelástica espectro YY



5.1.7.6 Resumen de las propiedades dinámicas de la estructura – Hipótesis Base empotrada

Con la ayuda del software de análisis estructural se obtuvieron resultados del comportamiento dinámico de la estructura, considerando que sus bases están bajo la condición de empotramiento infinito.

Tabla 38. Propiedades dinámicas de la estructura

Resumen de las propiedades dinámicas de la estructura.	
$h_n =$ Altura de la edificación	14.60 m
$h_{eff} =$ Altura Efectiva de la edificación	$h_{eff} = 75\%h_n = 10.95$ m
$D =$ Desplante	$D = 1.80$ m
$h_{total} =$ Altura Total	$h_{total} = h_{eff} + D = 12.75$ m
$T_e =$ Periodo	0.723 s
$\omega_e =$ Frecuencia	$\omega_e = \frac{2\pi}{T_e} = 8.69 \frac{rad}{s}$
% Participación de masas	79.8 %
$m_e =$ Masa efectiva	$221.25 \frac{Tonf - s^2}{m}$
$\zeta_e =$ Amortiguamiento	$\zeta_e = 0.05$
$K_e =$ Rigidez efectiva – NEC-SE-DS-2015	$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} = 16709.61$ m

Fuente: Autor

5.1.8 Interacción suelo – estructura efecto cinemático

El efecto cinemático está relacionado con la reducción del espectro de diseño debido a la conexión en la cimentación y a la profundidad de la cimentación. Si bien es cierto existen ciertas limitaciones para el uso de este efecto que lo estipula las normas ASCE/SEI 41-17, la ASCE/SEI 7-16 y el FEMA P-2091, hace mención que en suelos tipo A y B no se puede aplicar el efecto cinemático, la profundidad límite de aplicación para este efecto es de 20ft (6 m) si es mayor la profundidad no se puede aplicar, se toma en cuenta también el tipo de cimentación no aplicable para zapatas aisladas, zapatas aisladas con vigas de cimentación. Todas estas restricciones estas esclarecidas en las diferentes especificaciones ya mencionadas.

La edificación modelo tiene una profundidad de cimentación profunda de 6 m compuesta por una zapata corrida como cabezal y sus respectivos pilotes conformando un área de cimentación

del 89%, entonces se puede decir que el efecto cinemático de la interacción suelo estructura es aplicable para este estudio.

La reducción del espectro por profundidad de cimentación vendrá dada por la siguiente ecuación:

$$RRS_e = 0.25 + 0.75 * \cos\left(\frac{2\pi e}{TVs}\right)$$

$$RRS_e = 0.25 + 0.75 * \cos\left(\frac{2\pi 6 m}{0.723 s \left(180 \frac{m}{s}\right)}\right)$$

$$RRS_e = 0.9687$$

Donde:

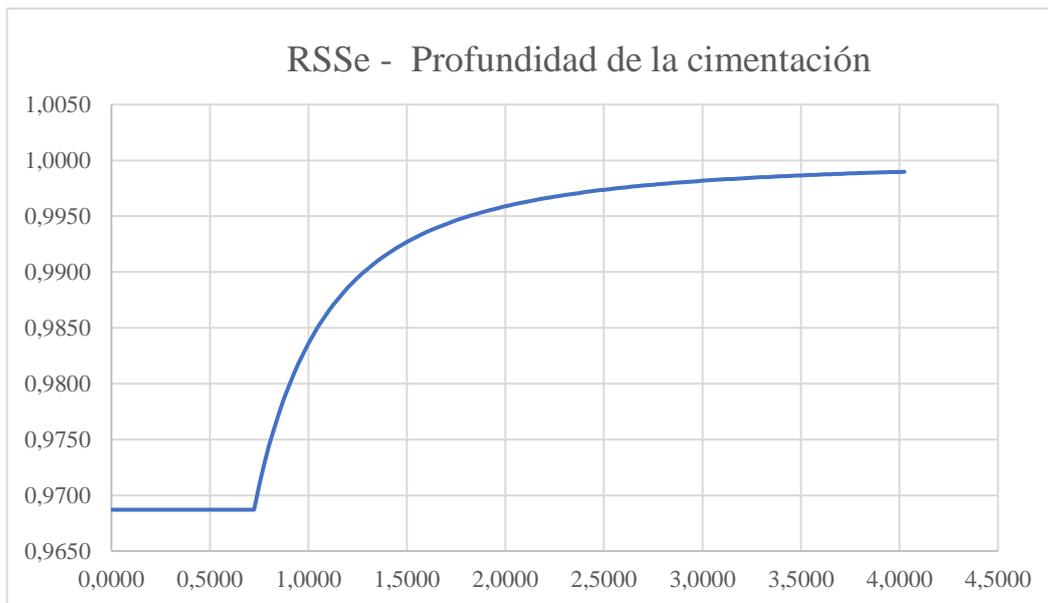
e: es la profundidad de la cimentación.

T: es el periodo

Vs: es la velocidad de onda de corte promedio

Este valor calculado de RRS_e será para cada periodo del espectro de diseño, dando como resultado la siguiente curva:

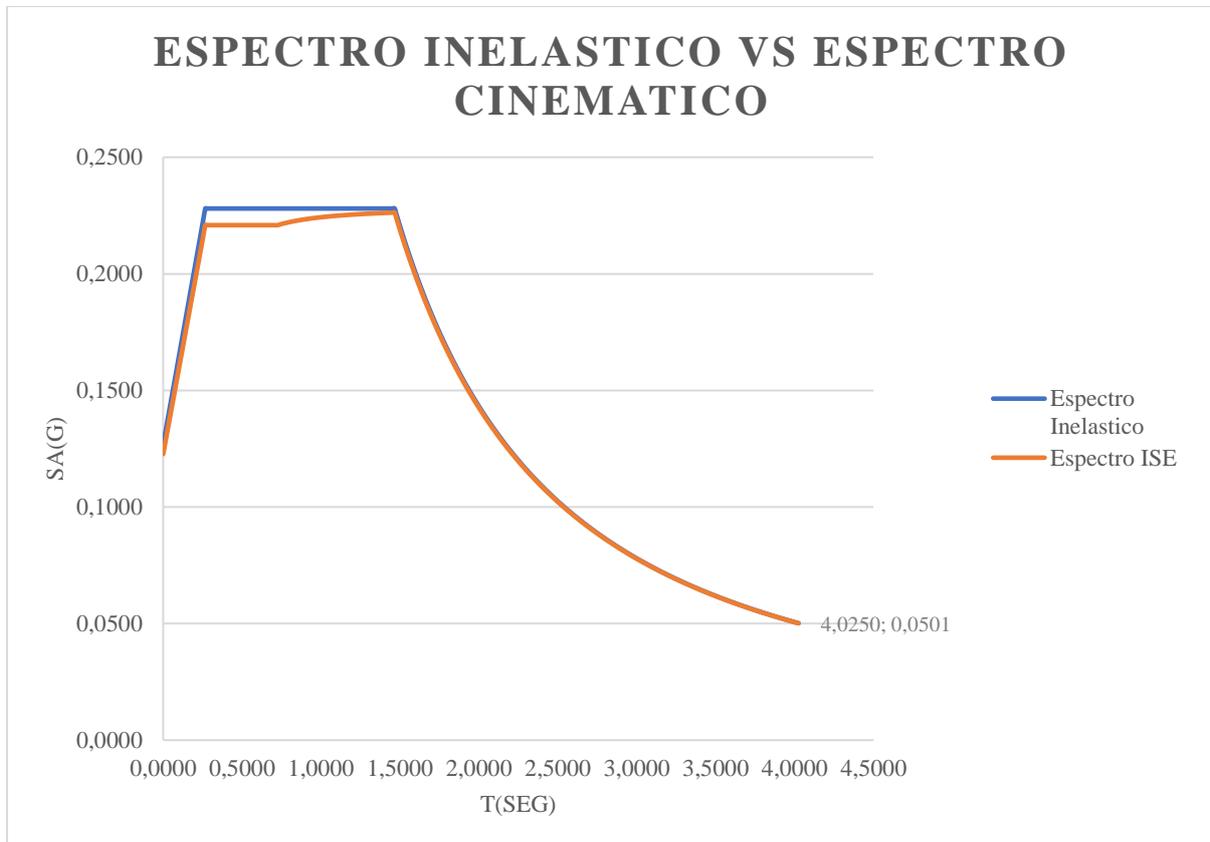
Figura 20. RRS_e por profundidad de la cimentación – Efecto Cinemático



Fuente: Autor

Ya al obtener el valor del factor de reducción por cada periodo, este se lo hace intervenir en el espectro de diseño para observar la reducción del mismo.

Figura 21. Afectación en el espectro por Efecto Cinemático



Fuente: Autor

5.1.9 Importancia del efecto inercial en Interacción Suelo estructura

En la guía práctica FEMA P-2091 se presenta una ecuación para el confirmar la significancia del efecto inercial en la Interacción suelo – estructura, donde combina tres parámetros la altura de la estructura, el periodo fundamental de vibración y la velocidad promedio onda de corte (correlaciones con el tipo de suelo – ASCE 7-16).

$$\frac{h_{eff}}{(v_s T)} > 0.1$$

Donde:

h_{eff} : Altura Efectiva.

v_s : velocidad promedio de onda de corte interpolando.

T : periodo fundamental de vibración.

Figura 22. Factor de reducción para Vs

Table 19.3-1 Effective Shear Wave Velocity Ratio (v_s/v_{so})

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

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

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

Fuente: ASCE/SEI 7-16

$$\frac{h_{eff}}{\left(V_s * \frac{v}{v_{so}} * T\right)} = \frac{10.95}{\left(\left(180 \frac{m}{s} * 0.793\right) * 0.723s\right)} = 0.11$$

0.11 > 0.1 Significante Efec. Inercial

El efecto inercial para la edificación es significativo.

5.1.10 Modelo ASCE

Para la determinación de rigidez y coeficientes se aplican las ecuaciones de la sección del [Capítulo 4](#).

Se debe tener en cuenta el cálculo del módulo de corte que involucra a la densidad del suelo, la velocidad de onda de corte y la gravedad, este al igual que la velocidad de onda de corte promedio se verá afectado por factor de reducción estimado en la norma ASCE/SEI 7-16.

$$G_o = \frac{\gamma V_{so}^2}{g} * G/G_o$$

Donde:

G_o : Modulo de corte $\frac{tonf}{m^2}$

$\frac{G}{G_o}$: relacion efectiva del modulo de corte en base el sitio o tipo de suelo (Interpolar)

γ : densidad del suelo $\frac{tonf}{m^3}$

V_{so} : velocidad de onda de corte $\frac{m}{s}$

g : gravedad $\frac{m}{s^2}$

Figura 23. Relación Efectiva del módulo de corte G_0

Table 8-2. Effective Shear Modulus Ratio (G/G_0)

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

^a Use straight-line interpolation for intermediate values of $S_{XS}/2.5$.

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

Fuente: ASCE/SEI 7 – 16

Entonces:

$$G_0 = \frac{\left(1.592 \frac{tonnef}{m^3}\right) \left(180 \frac{m}{s}\right)^2}{9.81 \frac{m}{s^2}} * 0.64$$

$$G_0 = 3365 \frac{tonnef}{m^2}$$

Una vez obtenido el módulo de corte del suelo se emplea las ecuaciones para la rigidez de la cimentación:

- **Rigidez traslacional en el eje X:**

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

$$K_{x,sur} = \frac{\left(3365 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}\right) (1.60 \text{ m})}{2 - 0.45} \left[3.4 \left(\frac{1.6 \text{ m}}{1.6 \text{ m}}\right)^{0.65} + 1.2\right]$$

$$K_{x,sur} = 15979 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

- **Rigidez traslacional el eje Y**

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

$$K_{y,sur} = \frac{\left(3365 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}\right) (1.60 \text{ m})}{2 - 0.45} \left[3.4 \left(\frac{1.6 \text{ m}}{1.6 \text{ m}}\right)^{0.65} + 0.4 \frac{1.6 \text{ m}}{1.6 \text{ m}} + 0.8\right]$$

$$K_{y,sur} = 15979 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

- **Rigidez rotacional el eje Z**

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

$$K_{z,sur} = \frac{\left(3365 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}\right) (1.60 \text{ m})}{1 - 0.45} \left[1.55 \left(\frac{1.6 \text{ m}}{1.6 \text{ m}}\right)^{0.75} + 0.8\right]$$

$$K_{z,sur} = 23005 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

- **Rigidez rotacional el eje XX**

$$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1 - \mu} \left[0.4 \frac{L}{B} + 0.1\right]$$

$$K_{xx,sur} = \frac{\left(3365 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}\right) (1.60 \text{ m})^3}{1 - 0.45} \left[0.4 \frac{1.6 \text{ m}}{1.6 \text{ m}} + 0.1\right]$$

$$K_{xx,sur} = 12530 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

- **Rigidez rotacional el eje YY**

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

$$K_{yy,sur} = \frac{\left(3365 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}\right) (1.60 \text{ m})^3}{1 - 0.45} \left[0.47 \left(\frac{1.6 \text{ m}}{1.6 \text{ m}}\right)^{2.4} + 0.034\right]$$

$$K_{yy,sur} = 12631 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

- **Rigidez torsional el eje ZZ**

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

$$K_{zz,sur} = \left(3365 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}\right) (1.60 \text{ m})^3 \left[0.53 \left(\frac{1.6 \text{ m}}{1.6 \text{ m}}\right)^{2.45} + 0.51\right]$$

$$K_{zz,sur} = 14335 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Una vez calculada la rigidez de la cara del cabezal, se procede a calcular un factor que viene relacionado con la profundidad del empotramiento del cabezal, ecuaciones donde intervienen datos como el desplante, espesor de la zapata y dimensiones de la misma. Ecuaciones que brinda la norma ASCE/SEI 41 -17.

- **Factor de corrección rigidez traslacional eje X**

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

$$\beta_x = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{1.8 \text{ m}}{1.6 \text{ m}}}\right) \cdot \left[1 + 1.6 \left(\frac{(1.6 \text{ m})(0.4 \text{ m})(1.6 \text{ m} + 1.6 \text{ m})}{(1.6 \text{ m})(1.6 \text{ m})^2}\right)^{0.4}\right]$$

$$\beta_x = 2.71$$

- **Factor de corrección rigidez traslacional eje Y**

$$\beta_y = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}}\right) \cdot \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2}\right)^{0.4}\right]$$

$$\beta_y = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{1.8 \text{ m}}{1.6 \text{ m}}} \right) \cdot \left[1 + 1.6 \left(\frac{(1.6 \text{ m})(0.4 \text{ m})(1.6 \text{ m} + 1.6 \text{ m})}{(1.6 \text{ m})(1.6 \text{ m})^2} \right)^{0.4} \right]$$

$$\beta_y = 2.71$$

- **Factor de corrección rigidez traslacional eje Z**

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

$$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{1.8 \text{ m}}{1.6 \text{ m}} \left(2 + 2.6 \frac{1.6 \text{ m}}{1.6 \text{ m}} \right) \right] \cdot \left[1 + 0.32 \left(\frac{0.4 \text{ m} (1.6 \text{ m} + 1.6 \text{ m})}{(1.6 \text{ m})(1.6 \text{ m})} \right)^{\frac{2}{3}} \right]$$

$$\beta_z = 1.50$$

- **Factor de corrección rigidez rotacional eje XX**

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

$$\beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{0.4 \text{ m}}{1.6 \text{ m}} \left[1 + \frac{2(0.4 \text{ m})}{1.6 \text{ m}} \left(\frac{0.4 \text{ m}}{1.8 \text{ m}} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{1.6 \text{ m}}{1.6 \text{ m}}} \right]$$

$$\beta_{xx} = 2.05$$

- **Factor de corrección rigidez rotacional eje YY**

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

$$\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left(\frac{0.4 \text{ m}}{1.6 \text{ m}} \right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{0.4 \text{ m}}{1.6 \text{ m}} \right)^{1.9} \left(\frac{0.4 \text{ m}}{1.8 \text{ m}} \right)^{-0.6} \right]$$

$$\beta_{yy} = 2.31$$

- **Factor de corrección rigidez rotacional eje ZZ**

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

$$\beta_{zz} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{1.6 \text{ m}}{1.6 \text{ m}} \right) \left(\frac{0.4 \text{ m}}{1.6 \text{ m}} \right)^{0.9}$$

$$\beta_{zz} = 2.49$$

- Factor de rigidez dinámica en eje “x” – “y”

$$\alpha_x = \alpha_y = 1$$

- Factor de rigidez dinámica en eje “z”

$$\alpha_z = 1 - \left[\frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{\frac{L}{D}} \right) \alpha_0^2}{\left(\frac{10}{1 + 3 \left(\frac{L}{B-1} \right) + \alpha_0^2} \right)} \right] = 0.9997$$

- Factor de rigidez dinámica en eje “xx”

$$\alpha_{xx} = 1 - \left[\frac{\left(0.55 + 0.01 \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \right) \alpha_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{\frac{L}{B}} \right) + \alpha_0^2} \right] = 0.9985$$

- Factor de rigidez dinámica en eje “yy”

$$\alpha_{yy} = 1 - \left[\frac{0.55 \alpha_0^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{\frac{L}{B}} \right) + \alpha_0^2} \right] = 0.9971$$

- Factor de rigidez dinámica en eje “zz”

$$\alpha_{zz} = 1 - \frac{\left(0.33 - 0.03\sqrt{\frac{L}{B} - 1}\right)\alpha_0^2}{\left(\frac{0.8}{1 + 0.33\left(\frac{L}{B} - 1\right)}\right) + \alpha_0^2} = 0.9975$$

Tabla 39. Resumen de Rigidez en la cimentación

RIGIDEZ CIMENTACIÓN						
Rigidez en la cara de la cimentación (tonf/m)		Factor de corrección por empotramiento		Factor de rigidez dinámica $\alpha_0=0,0772$		Rigidez Final (tonf/m)
Kz	23005	β_z	1,50	α_z	0,9997	34444,861
Kyy	12631	β_{yy}	2,31	α_{yy}	0,9971544	29134,176
Kxx	12530	β_{xx}	2,05	α_{xx}	0,9985418	25614,597
Kzz	14335	β_{zz}	2,49	α_{zz}	0,9975578	35653,841
Ky	15979	β_y	2,71	α_y	1.00	43229,125
Kx	15979	β_x	2,71	α_x	1.00	43229,125

Fuente: Autor

5.1.11 Modelo Simplificado para grupo de Pilotes

Se presenta ecuaciones de un modelo simplificado propuesto por la NTCDS – RCDF (2004), ecuaciones que han sido puestas a prueba y modificadas por modelos más avanzados como el modelo simplificado de Dorby y Gazetas (1988), quienes brindan un modelo en base a la propagación de ondas vibratorias y propiedades del suelo y del pilote.

Algunas de las características del pilote utilizada en las ecuaciones son:

Tabla 40. Datos para rigidez de pilotes

DATOS INICIALES			
D	0,3000	<i>m</i>	Diámetro del pilote
ro	0,1500	<i>m</i>	Radio de pilote
A	0,0707	<i>m</i> ²	Área del pilote
Lp	6,0000	<i>m</i>	Longitud de Pilote
Lc	3,1408	<i>m</i>	Longitud activa del pilote
Ep	2526713,28	$\frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$	Módulo de Elasticidad de Pilote
Es-G	3365	$\frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$	Modulo del Suelo
Vs	180,0000	<i>m/s</i>	Velocidad Onda de Corte
Hs	30,0000	<i>m</i>	Estrato del suelo

Fuente: Autor

La rigidez de un solo pilote se la describe como:

$$K_m = K_m^0 [k_m(\eta_m) + 2c_m(\eta_m)]$$

Donde:

K_m^0 : es la rigidez estatica

k_m, c_m : coeficiente de rigidez y amortiguamiento.

- **Rigidez componente horizontal en el eje X:**

$$K_h^0 = dE_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21}$$

$$K_h^0 = (0.3 \text{ m}) \left(3365 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \right) \left(\frac{2526713,28 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}}{3365 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}} \right)^{0.21}$$

$$K_h^0 = 4054.966 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- **Rigidez componente horizontal en el eje Y:**

$$K_h^0 = dE_s \left(\frac{E_s}{E_s} \right)^{0.21}$$

$$K_h^0 = (0.3 \text{ m}) \left(3365 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \right) \left(\frac{2526713,28 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}}{3365 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}} \right)^{0.21}$$

$$K_h^0 = 4054.966 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- **Rigidez componente vertical en el eje Z:**

$$K_v^0 = 1.9dE_s \left(\frac{L_p}{d} \right)^{0.67}$$

$$K_v^0 = 1.9(0.3 \text{ m}) \left(3365 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \right) \left(\frac{6 \text{ m}}{0.3 \text{ m}} \right)^{0.67}$$

$$K_v^0 = 14274.6015 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- **Componentes de cabeceo:**

$$K_c^0 = 0.15d^3 E_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.75}$$

$$K_c^0 = 0.15(0.3 \text{ m})^3 \left(3365 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \right) \left(\frac{2526713,28 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}}{3365 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}} \right)^{0.75}$$

$$K_c^0 = 1954.887 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- **Componentes de acoplamiento:**

$$K_{hc}^0 = -0.22d^2 E_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.5}$$

$$K_{hc}^0 = -0.22(0.3 \text{ m})^2 \left(3365 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \right) \left(\frac{2526713,28 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}}{3365 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}} \right)^{0.5}$$

$$K_{hc}^0 = 1825.755 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- **Coefficientes de rigidez componente horizontal en el eje X:**

$$k_h = 1$$

- **Coefficientes de rigidez horizontal en el eje Y:**

$$k_h = 1$$

- **Coefficientes de rigidez vertical en el eje Z:**

$$k_v = \begin{cases} 1; \text{ si } \frac{L_p}{d} < 15 \\ 1 + \sqrt{\eta}; \text{ si } \frac{L_p}{d} \geq 50 \end{cases}$$

$$\eta = \frac{\omega d}{V_s} \quad ; \quad \frac{L_p}{d} = \frac{6 \text{ m}}{0.3 \text{ m}} = 20$$

$$k_v = 1.02 \text{ interpolando}$$

- **Coefficientes de rigidez de cabeceo:**

$$k_c = 1$$

- **Coefficientes de rigidez de acoplamiento:**

$$k_{hc} = 1$$

Tabla 41. Resumen de rigidez por un solo pilote aislado

Rigidez Estática $\frac{\text{tonf}}{\text{m}}$		Coficiente Rigidez		Rigidez Final $\frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Kh	4054,9663	kh	1	4054,966295
Kv	14274,6015	kv	1,02	14560,09353
Kc	1954,88744	kc	1	1954,887436
Khc	1825,75581	khc	1	1825,755812

Fuente: Autor

Ahora que se ha calculado las rigideces por pilote aislado se procede a calcular por el grupo de pilotes una rigidez.

- **Rigidez por grupo de pilotes componente horizontal**

$$K_h^G = \sum_n \overline{K}_h + i\omega \sum_n \overline{C}_h$$

$$K_h^G = 58240.374 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- **Rigidez por grupo de pilotes componente vertical**

$$K_c^G = \sum_n (\overline{K}_c^n + \varepsilon^2 K_v^n) + i\omega \sum_n (C_c^n + \varepsilon^2 C_v^n)$$

$$K_c^G = 11104.07 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- **Rigidez por grupo de pilotes torsión**

$$K_{tors}^G = \sum_n r^2 K_h^n + i\omega \sum_n r^2 C_v^n$$

$$K_{tors}^G = 1310.408 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Para el estudio de caso se aplicarán las rigideces de forma individual a cada pilote y al cabezal por separado en cada nudo de conexión.

Con estos datos se ingresan al software de análisis estructural para ver el efecto que provoca en la respuesta dinámica de la estructura.

5.1 INTERPRETACIÓN DE DATOS

En este apartado del Capítulo IV se mostrarán los resultados de la aplicación de resortes en el modelo y habiendo plasmado la hipótesis de flexibilidad en la base.

Estos resultados se realizaron para el edificio sin consideración de la interacción suelo estructura (ISE) y con el efecto interacción suelo estructura que propone la ASCE/SE 41-17, FEMA P2091 y el modelo simplificado de la NTCDS – RCDF y Gazetas para los resortes en los pilotes.

5.5.1 Periodo Fundamental de Vibración

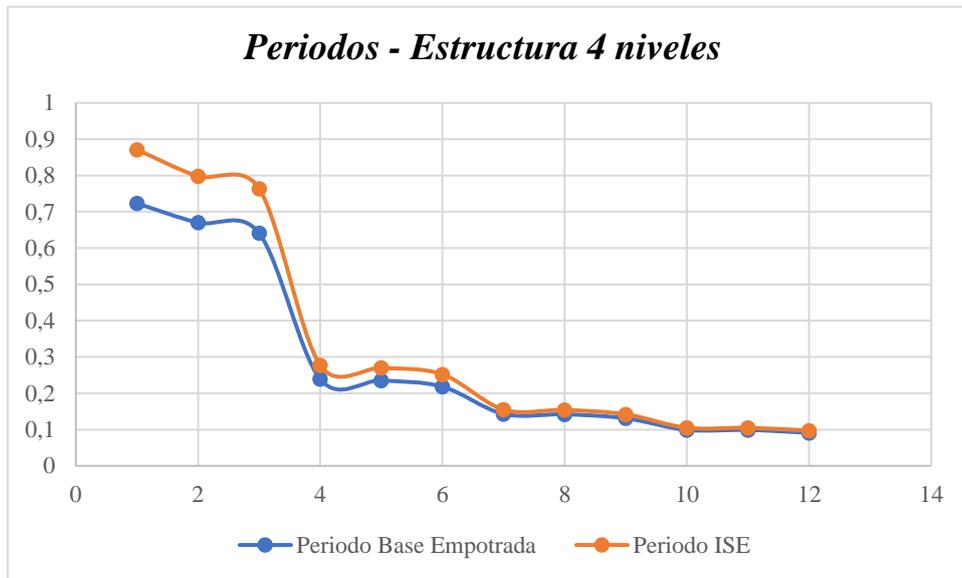
Se presentan los resultados del periodo de vibración con base empotrada y con el efecto interacción suelo estructura. Datos obtenidos por medio de software de análisis estructural.

Tabla 42. *Periodos – Base empotrada – ISE*

PERIODOS			
Case	Mode	Empotrado	ISE
		Periodo	Periodo
		sec	sec
Modal	1	0,723	0,8710
Modal	2	0,670	0,7980
Modal	3	0,641	0,7640
Modal	4	0,239	0,2770
Modal	5	0,235	0,2700
Modal	6	0,218	0,2520
Modal	7	0,143	0,1550
Modal	8	0,142	0,1540
Modal	9	0,131	0,1420
Modal	10	0,099	0,1050
Modal	11	0,099	0,1050
Modal	12	0,091	0,0970

Fuente: Autor

Figura 24. Periodo Base empotrada – ISE



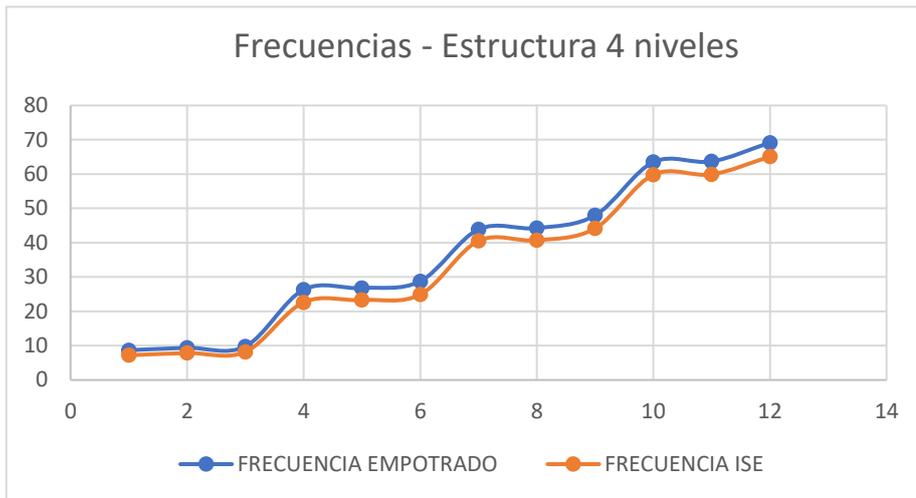
Fuente: Autor

Tabla 43. Frecuencias Circulares – Base empotrada – ISE

FRECUENCIAS CIRCULARES			
Case	Mode	<i>Empotrado</i>	<i>ISE</i>
		CircFreq rad/sec	CircFreq rad/sec
Modal	1	8,6884	7,2116
Modal	2	9,3715	7,8702
Modal	3	9,7964	8,2188
Modal	4	26,3158	22,6429
Modal	5	26,7896	23,3015
Modal	6	28,7771	24,892
Modal	7	43,8872	40,5468
Modal	8	44,2613	40,6936
Modal	9	47,974	44,1718
Modal	10	63,4933	59,8369
Modal	11	63,6871	59,9167
Modal	12	69,1576	65,0722

Fuente: Autor

Figura 25. Frecuencias Circulares – Base empotrada – ISE

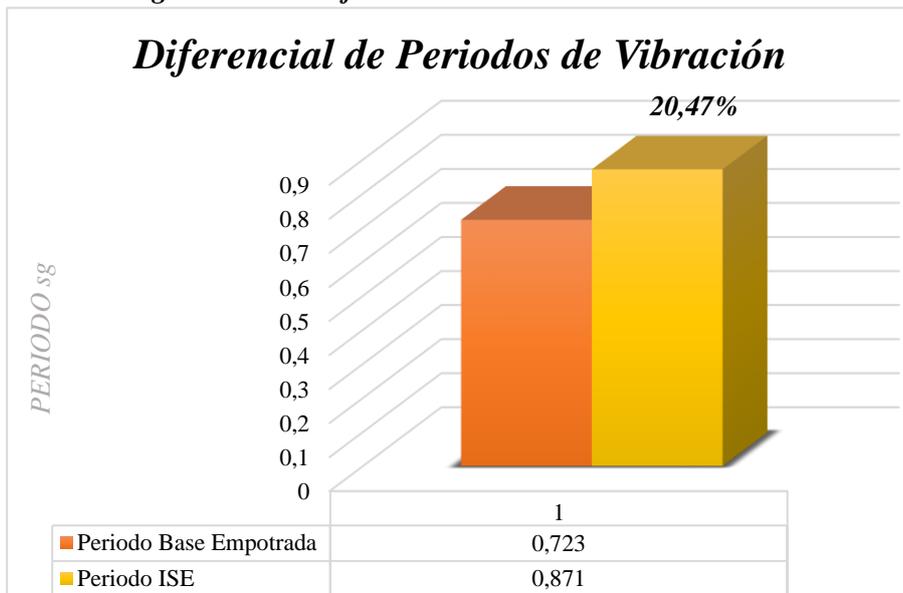


Fuente: Autor

Se debe tener presente que al implementar los resortes en la cimentación se fusiono las ecuaciones de la ASCE 41-17 para el cabezal de los pilotes, y el modelo simplificado de Gazetas para los pilotes aislados.

Al considerar la flexibilidad en la base se puede observar en la tabla 42 y 43 los resultados del periodo fundamental de vibración y frecuencias circulares con base empotrada y el efecto ISE, los cuales el periodo se incrementa a un **23.24 %** y la frecuencia decrece al mismo porcentaje.

Figura 26. Diferencial del Periodo de Vibración



Fuente: Autor

5.5.2 Participación de masa

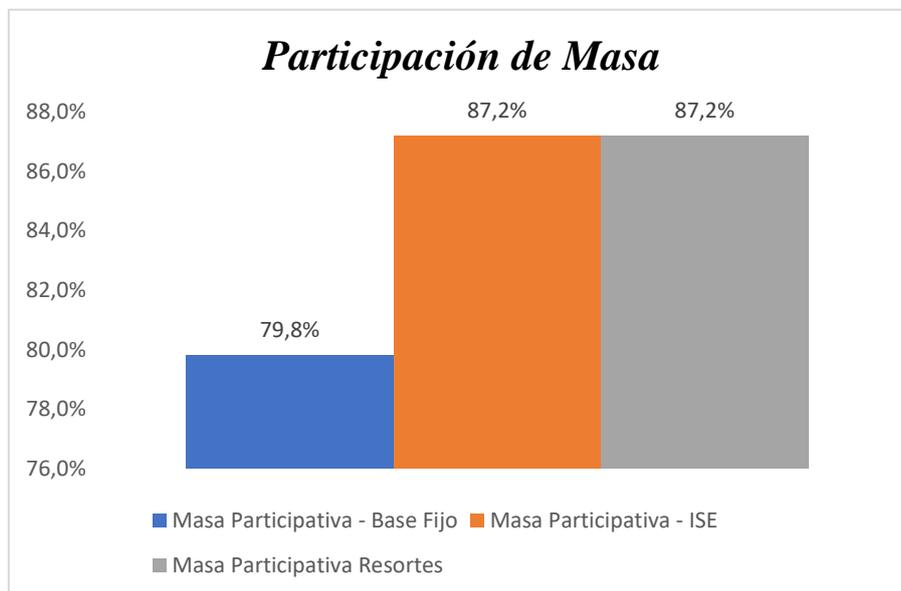
La mayor cantidad de masa participativa se encuentra en la dirección “y” y se ve una diferencia en decrecimiento cuando se aplica la flexibilidad en la base, pierde participación de masa.

Tabla 44. Participación de Masa

	Case	Mode	Period	UY
			sec	
<i>Base Fija</i>	<i>Modal</i>	1	0,7982	79,8%
<i>Efecto inercial</i>	<i>Modal</i>	1	0,8719	87,2%
<i>ISE</i>	<i>Modal</i>	1	0,8719	87,2%

Fuente: Autor

Figura 27. Participación de masa en el primer modo



Fuente: Autor

Figura 28. Participación de Masa en Base empotrada – ISE

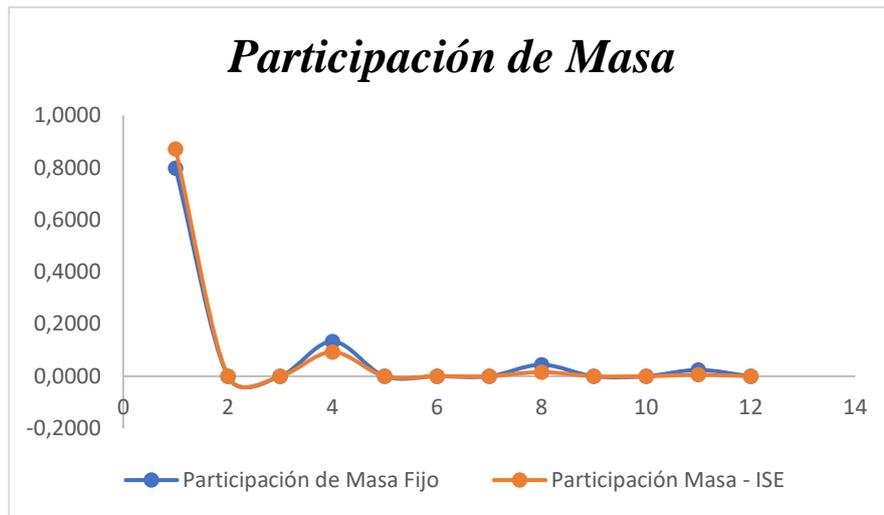


Tabla 45. Análisis modal – Participación de masa – Base fija e ISE

<i>Base empotrada</i>					<i>ISE</i>		
Case	Mode	Periodo	UX	UY	Periodo	UX	UY
		sec			sec		
<i>Modal</i>	1	0,7230	0,0000	0,7982	0,8710	0,0000	0,8719
<i>Modal</i>	2	0,6700	0,5209	0,0000	0,7980	0,4963	0,0000
<i>Modal</i>	3	0,6410	0,2815	0,0000	0,7640	0,3842	0,0000
<i>Modal</i>	4	0,2390	0,0000	0,1333	0,2770	0,0000	0,0932
<i>Modal</i>	5	0,2350	0,1182	0,0000	0,2700	0,0761	0,0000
<i>Modal</i>	6	0,2180	0,0107	0,0000	0,2520	0,0088	0,0000
<i>Modal</i>	7	0,1430	0,0423	0,0000	0,1550	0,0148	0,0000
<i>Modal</i>	8	0,1420	0,0000	0,0442	0,1540	0,0000	0,0160
<i>Modal</i>	9	0,1310	0,0023	0,0000	0,1420	0,0009	0,0000
<i>Modal</i>	10	0,0990	0,0226	0,0000	0,1050	0,0052	0,0000
<i>Modal</i>	11	0,0990	0,0000	0,0243	0,1050	0,0000	0,0057
<i>Modal</i>	12	0,0910	0,0015	0,0000	0,0970	0,0004	0,0000

Fuente: Autor

Existe un aumento de masa participativa a 9% lo que implica que se está tomando en cuenta el aumento de masa participante en la disipación de energía por causa de la cimentación.

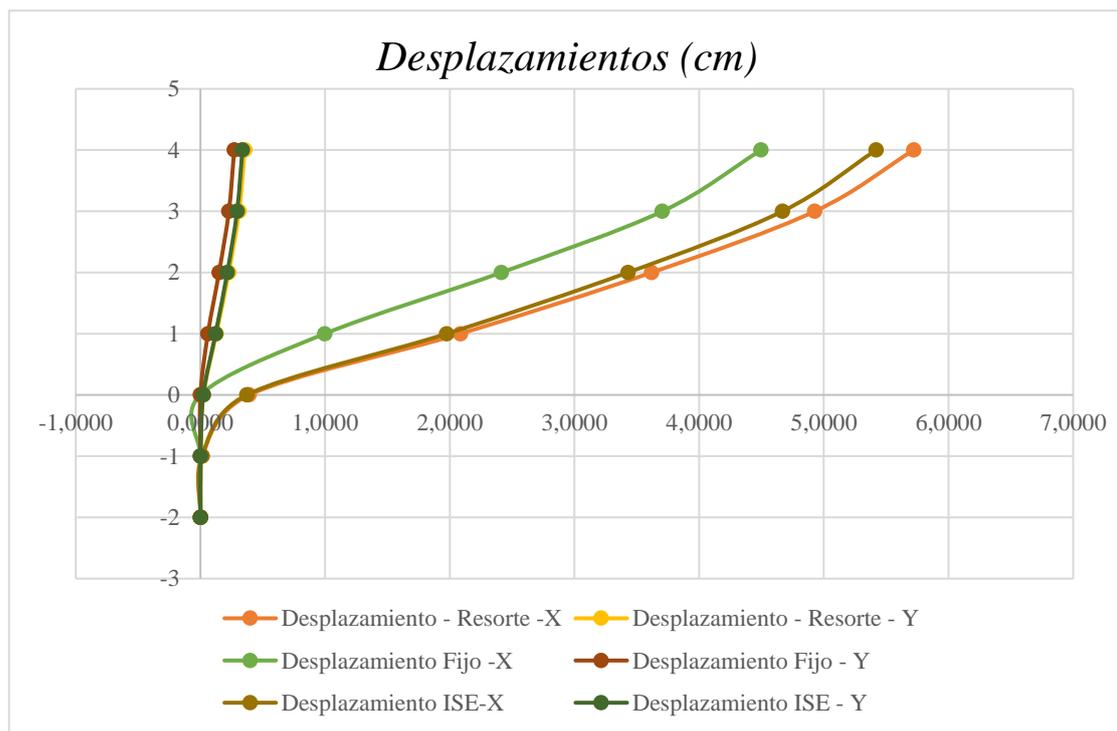
5.5.3 Desplazamientos

Tabla 46. Desplazamientos por Sismo en dirección X

DESPLAZAMIENTOS SISMO X						
Elevación	Base Fija	Base Fija	Efecto inercial	Efecto inercial	ISE	ISE
	X cm	Y cm	X cm	Y cm	X cm	Y cm
Planta 4	4,497	0,271	5,7212	0,3557	5,4201	0,3370
Planta 3	3,705	0,228	4,9273	0,3101	4,6680	0,2938
Planta 2	2,414	0,149	3,6195	0,2276	3,4290	0,2156
Planta 1	0,998	0,060	2,0852	0,1281	1,9755	0,1213
Base	0,000	0,000	0,3918	0,0242	0,3712	0,0230
Desplante	0,000	0,000	0,0144	0,0021	0,0136	0,0020
Pilotes	0,000	0,000	0,0001	0,0000	0,0001	0,0000

Fuente: Autor

Figura 29. Desplazamientos Base fija y efecto ISE Sismo - X



Fuente: Autor

Al existir la flexibilidad en los cimientos por efectos del resorte se puede ver que existe un incremento en el último piso, con un desplazamiento en dirección “x”, de 4.5 cm a 5,72 cm siendo un aumento del 27%, y al aplicar el efecto interacción suelo estructura (efecto inercial y efecto cinemático) se incrementó el desplazamiento al 21% . A pesar de estar analizando el

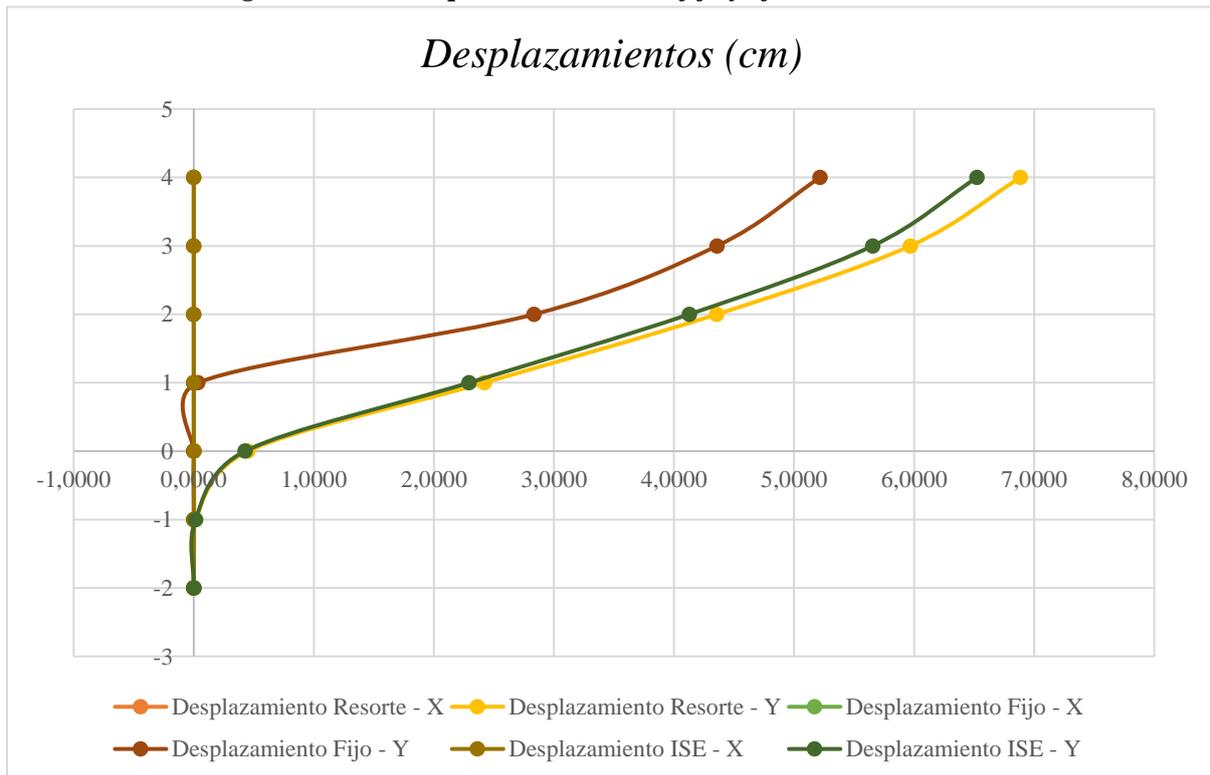
sismo en el sentido “x” existe un diferencial de desplazamiento en la dirección “y” con un **30%** en la aplicación de resortes y con la interacción un **27%**

Tabla 47. Desplazamientos por Sismo en dirección Y

DESPLAZAMIENTOS SISMO Y						
Elevación	Base Fija		Efecto inercial		ISE	
	X cm	Y cm	X cm	Y cm	X cm	Y cm
Planta 4	0,000	5,216	0,0000	6,8856	0,0000	6,5232
Planta 3	0,000	4,359	0,0000	5,9681	0,0000	5,6540
Planta 2	0,000	2,834	0,0000	4,3562	0,0000	4,1269
Planta 1	0,000	0,035	0,0000	2,4205	0,0000	2,2931
Base	0,000	0,000	0,0008	0,4519	0,0007	0,4281
Desplante	0,000	0,000	0,0024	0,0159	0,0022	0,0150
Pilotes	0,000	0,000	0,0000	0,0001	0,0000	0,0001

Fuente: Autor

Figura 30. Desplazamientos Base fija y efecto ISE – Sismo Y



Fuente: Autor

Al igual que los desplazamientos generados por el Sismo en dirección “x”, en la dirección “y” se ve un aumento del desplazamiento en “y” del **34%** en la dirección de análisis, de 5.215 cm a 6.885 cm con el efecto inercial de aplicación de resorte en la cimentación, y con el efecto

interacción suelo estructura hay un incremento del **25%** en su desplazamiento en la dirección de análisis.

Estos desplazamientos generados por el efecto inercial y la interacción suelo – estructura son representativos para el control de deriva inelástica, que a simple vista se puede observar que al ser un análisis con base flexible sobrepasará las limitaciones de la normativa (NEC-SE-DS) en lo que respecta a la deriva inelástica.

Antes del cálculo de la deriva inelástica donde interviene el factor de reducción R y el 75% de la deriva elástica, se calcula la deriva elástica con la siguiente ecuación:

$$\Delta_E = \frac{U_{xi} - U_{xi-1}}{h_{entre\ piso}}$$

Donde:

U_{xi} : Desplazamiento del ultimo piso

U_{xi-1} : Desplazamiento del ultimo anterior

$h_{entre\ piso}$: Altura de entre piso o la altura mínima.

5.5.4 Derivas Inelásticas

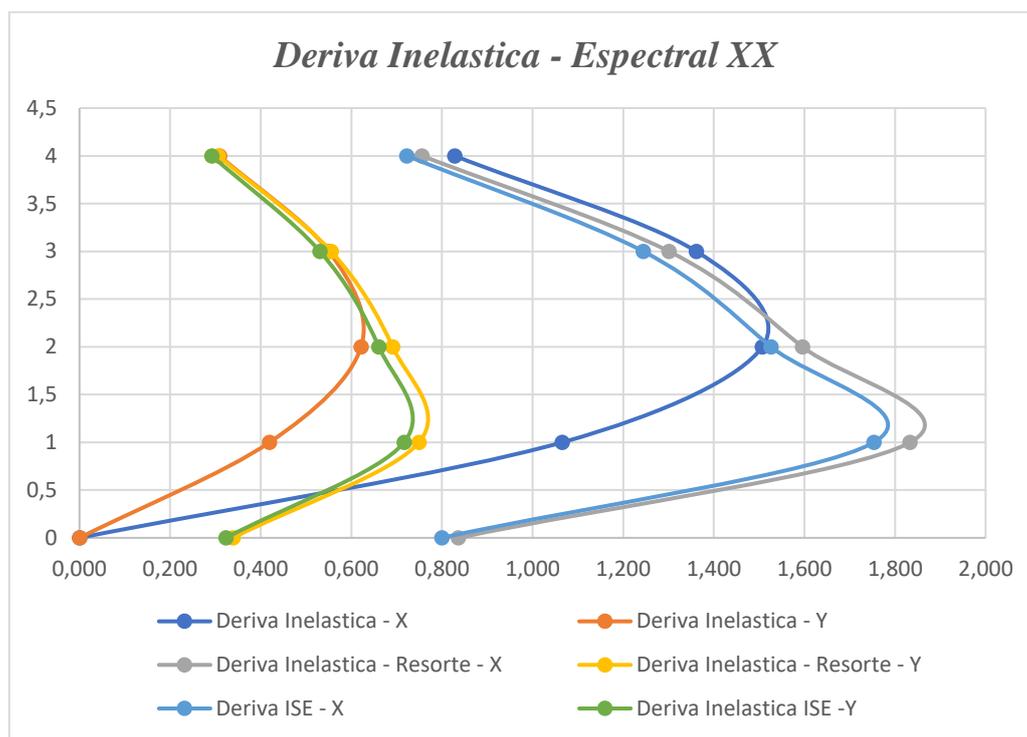
Al realizar el control de las derivas de piso, se debe tener en cuenta que este resultado dependerá del factor de reducción R , y según lo normado la deriva no debe ser mayor al 2%.

Tabla 48. Derivas Inelásticas con el efecto ISE – X

Deriva Inelástica - Espectral XX						
Elevación	Base Fija		Efecto Inercial		ISE	
	$\Delta_E - X$	$\Delta_E - Y$	$\Delta_E - X$	$\Delta_E - Y$	$\Delta_E - X$	$\Delta_E - Y$
m						
14,6	0,828	0,30915	0,756	0,306	0,723	0,292
10,95	1,36125	0,55035	1,30095	0,5553	1,244	0,531
7,3	1,50705	0,62145	1,5957	0,6912	1,526	0,661
3,65	1,0656	0,4194	1,8333	0,74925	1,753	0,716
0,00	0	0	0,8361	0,33885	0,800	0,324

Fuente Autor

Figura 31. Representación de derivas inelásticas Sismo – X



Fuente: Autor

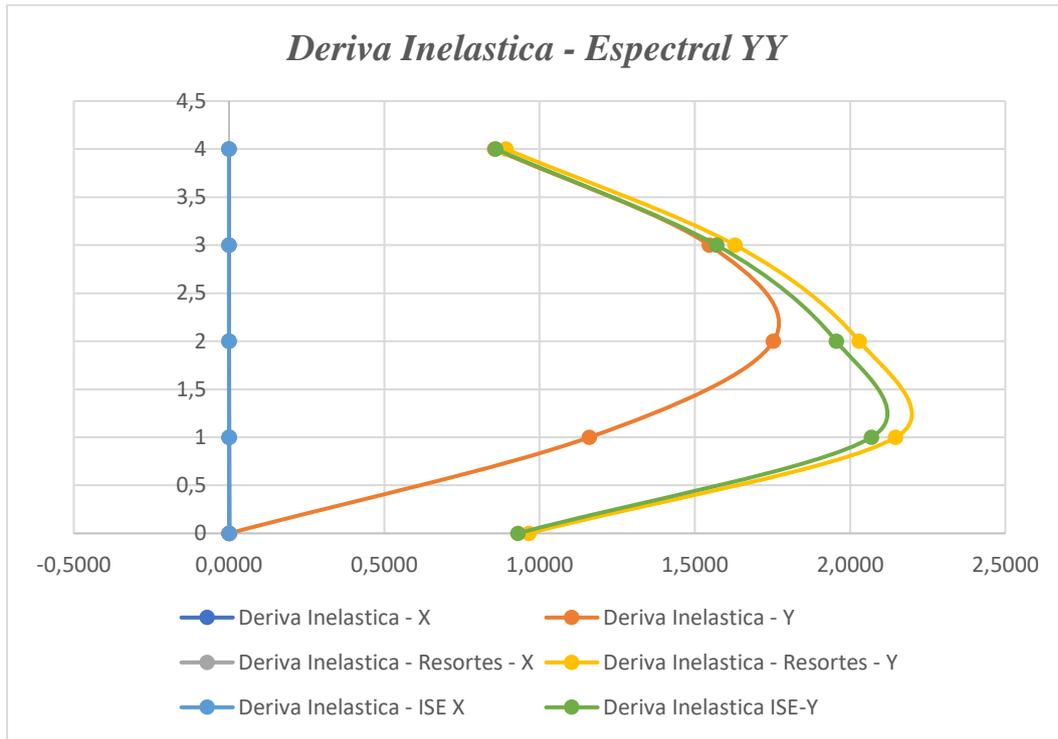
Para el sismo en dirección “X” se da el caso que al aplicar el efecto inercial (resortes en cimentación) la deriva en “x” aumenta a **1.83 %** en la primera planta en el efecto interacción suelo estructura **1.75%**, y con base fija la deriva máxima era de **1.51%** en la segunda planta de la estructura, pero a pesar del incremento de deriva inelástica no sobrepasa los límites del control de deriva de piso del **2%** como máxima deriva

Tabla 49. Derivas inelásticas – Base fija – ISE – Sismo Y

Deriva Inelástica - Espectral YY						
Elevación	Base Fija		Efecto Inercial		ISE	
	$\Delta_E - X$	$\Delta_E - Y$	$\Delta_E - X$	$\Delta_E - Y$	$\Delta_E - X$	$\Delta_E - Y$
m						
14,6	0,0000	0,8555	0,0000	0,8924	0,0000	0,8591
10,95	0,0000	1,5471	0,0000	1,6299	0,0000	1,5705
7,3	0,0000	1,7532	0,0001	2,0295	0,0001	1,9557
3,65	0,0000	1,1606	0,0009	2,1470	0,0005	2,0687
0,00	0,0000	0,0000	0,0018	0,9653	0,0014	0,9302

Fuente: Autor

Figura 32. Representación de derivas inelásticas – Sismo Y



Fuente: Autor

En el caso del sismo en dirección “Y” la deriva máxima al tener una estructura trabajando de forma flexible en su base, se ve un incremento al **2.15%** en el primer nivel, también en la aplicación del efecto interacción suelo – estructura en su totalidad la deriva es **2.06%**, es un aumento que no se encuentra dentro de las recomendaciones de la NEC.

El aumento de derivas al aplicar resortes en la base es razonable y aceptable, ya que al incrementarse el periodo, el aumento de derivas es una respuesta a este evento. Lo que hace que la estructura se deforme aumentando las tensiones y deformaciones de los elementos estructurales y tienda al deterioro colapso en menor tiempo que el predestinado con el razonamiento de base empotrada.

5.5.5 Fuerza Sísmica – Cortante Basal

Se presentan relaciones de las reacciones en la base, para ver cuanta es la diferencia de solicitud en base con respecto al efecto resortes en la cimentación, base fija y la influencia de la reducción del espectro de diseño dado por el efecto cinemático, especificado por la guía FEMA P2091.

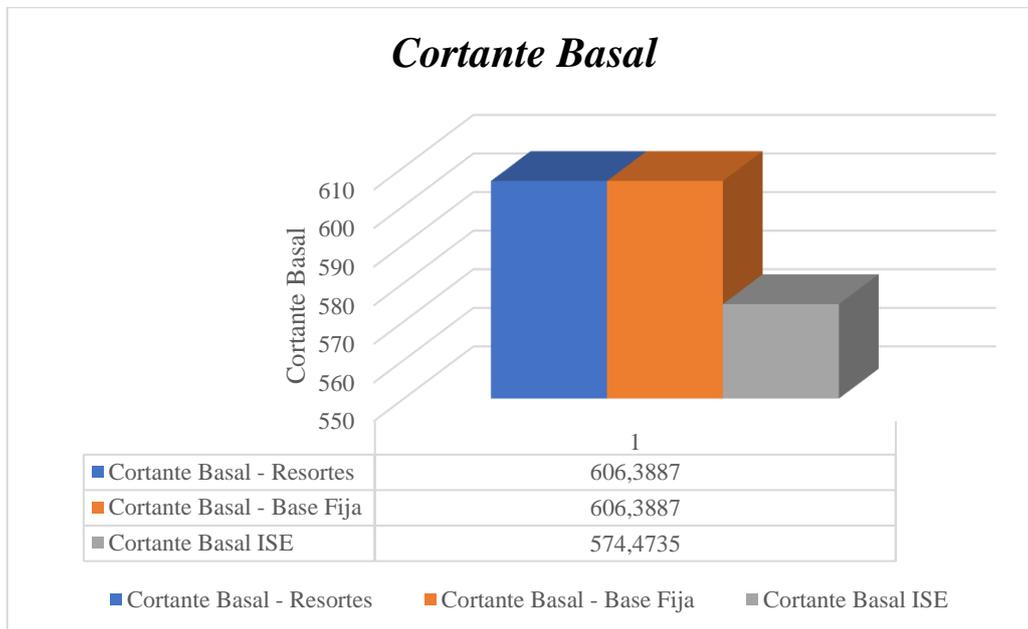
A continuación se verán los valores de la cortante basal en dichas situaciones planteadas, base empotrada, base flexible con resortes en la subestructura y efecto interacción suelo – estructura.

Tabla 50. Relación de Cortante Basal con espectro estático

Cortante Basal - Espectro Estático			
Nivel	Efecto Inercial	ISE	Base Fija
	X – Y -Dir	X – Y -Dir	X – Y -Dir
	tonf	tonf	tonf
Base	606,3887	574,4735	606,3887

Fuente: Autor

Figura 33. Comparación en la Cortante Basal



Fuente: Autor

Como se puede observar en el efecto inercial (resortes) la cortante basal se mantiene igual que la hipótesis ínfimamente empotrada, sin embargo disminuye a un 5% aplicando el efecto cinemático, este no es un valor significativo pero teóricamente se puede decir que con los resortes en la cimentación (ISE) las fuerzas internas se reducen, lo que implica menor demanda en los sistemas estructurales, y pueden existir menos daños estructurales durante un evento sísmico.

5.5.6 Cálculo del Factor de Interacción

La guía práctica FEMA P2091 nos brinda ecuaciones para corroborar la efectividad del efecto interacción suelo- estructura, tomando en cuenta el coeficiente sísmico estático y flexible.

$$\Delta V = \left(C_s - \frac{\widehat{C_s}}{\xi} \right) W$$

$$\widehat{V} = V - \Delta V$$

Donde:

C_s : Coeficiente sísmico estático $C_s = \frac{S_a}{T \left(\frac{R}{T} \right)}$

$\widehat{C_s}$: Coeficiente sísmico afectado por la ISE $\widehat{C_s} = \frac{S_a}{T_{flexible} \left(\frac{R}{T} \right)}$

ξ : amortiguamiento 5%

W : Carga reactiva 100%Dead + 25%Live

$$\frac{\widehat{V}}{V} = 1.056 \text{ Ise sin influencia}$$

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones:

- Al considerar el efecto interacción suelo – estructura se permitió ver el verdadero comportamiento de la estructura frente un evento sísmico con bases flexibles. En nuestro estudio de caso lo que se considera un comportamiento infinitamente rígido brinda resultados no muy alejados al comportamiento de la estructura con cimientos flexibles, si bien cabe recalcar existe un el aumento de periodo fundamental de vibración, desplazamientos por piso, derivas de piso, hasta el incremento de la masa participativa. Sin embargo al momento de ver los esfuerzos internos que genera en la base el efecto inercial (resorte en cimentación) no hay diferencia alguna, el motivo es el tipo de suelo en el que se ha propuesto este análisis, al ser un tipo de suelo E las aceleraciones máximas en la meseta se dan hasta un periodo de **1.46 sg** y el efecto inercial solo aumenta hasta **0.871 sg**, es decir, se mantiene en la misma aceleración y por consecuencia la fuerza sísmica será la misma, por lo que no existe influencia significativa con la aplicación del efecto inercial de la interacción suelo – estructura.
- Cuando se aplica la interacción suelo – estructura (efecto inercial + efecto cinemático) el espectro de diseño es influenciado gracias a la reducción por empotramiento dada por el efecto cinemático, en consecuencia al ser reducida las aceleraciones en meseta la carga sísmica se reducirá, claramente no es a gran escala porque las fuerzas se reducen al **5%**, es decir que si aplicamos la interacción en su totalidad en este estudio de caso no habrá mucha influencia en la respuesta dinámica.
- Como conclusión a este análisis se puede decir que la estructura se comporta de manera rígida con el efecto inercial y base fija.
- Cuando se menciona el aumento del periodo fundamental de vibración del edificio al aplicar interacción suelo-estructura puede tener varias implicaciones; el periodo fundamental de vibración está relacionado con la capacidad del edificio para resistir cargas sísmicas y la comodidad de sus ocupantes durante un terremoto. Un aumento del **23%** en el periodo podría significar que el edificio se vuelve más flexible, lo que podría ser beneficioso para reducir las fuerzas sísmicas y mejorar la seguridad estructural. Sin embargo, también podría implicar una mayor amplificación de las vibraciones sísmicas en el edificio, lo que podría afectar el confort del ocupante.
- En el diseño de la cimentación superficial y profunda se tomó en cuenta los esfuerzos en el suelo generados por la misma, al implementar el sistema superficial zapata corrida

los esfuerzos excedían el esfuerzo del suelo $q_{adm} = 3 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$ a un esfuerzo de $q_{adm} = 14.05 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$, es por ello que se tomó en consideración el diseño de la cimentación profunda con 5 pilotes, este tipo de cimentación generó un esfuerzo de $q_{adm} = 1.731 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$.

- Se pudo corroborar la participación de la riostra en la cimentación, donde se dice que esta viga absorbe el 15% del momento que llega a la columna, en nuestro caso con un momento máximo $M_{max} = 31.69 \text{ ton} - m$ y el 15% es $M_{15\%} = 4.75 \text{ ton} - m$, nuestra riostra absorbió un momento de $M_{15\%} = 6.67 \text{ ton} - m$ lo que significa que absorbió más del 15% del momento máximo, en otras palabras la riostra de $25 \times 35 \text{ cm}$ absorbe el **21%** del momento máximo que llega a la columna.
- Al realizar la interacción suelo – estructura se puede observar los desplazamientos y derivas además de aumentar relativamente también se baja un piso, es decir, si al realizar el análisis dinámico espectral de la estructura con base empotrada su deriva máxima se encontraba en el tercer piso de la estructura con **1.75%** y cuando se aplica el efecto ISE se observa claramente que la deriva aparte de aumentar a **2.14%** se da en el segundo piso. Hay que tomar en consideración este efecto porque ya las mayores deformaciones no se darán en el tercer piso como antes si no mas bien en el segundo piso, hay que prestar atención y controlar esas derivas que se encuentran pasando el limite del 2% permitidas por la Norma ecuatoriana de la Construcción (NEC) para evitar fisuras y hasta el colapso de la estructura.

Recomendaciones:

- Se recomienda tener un buen estudio de suelo para cualquier tipo de análisis y poder trabajar con datos reales, exactos que correspondan al análisis del efecto interacción suelo – estructura.
- Se debe tomar en cuenta las ecuaciones que se utilizan para el análisis de interacción suelo estructura (efecto inercial) en pilotes, ya que en las especificaciones ASCE/SEI no se habla específicamente de una nomenclatura para cimentación profunda, sin embargo ellos recomiendan que se ocupen software de aplicación de análisis de rigidez traslacional y rotación de uno o más pilotes.
- Es importante tener un estudio de campaña directa si se desea aplicar con exactitud las correlaciones que se realicen en análisis del efecto Interacción Suelo – Estructura.
- Se recomienda que de este trabajo poder realizar un estudio exhaustivo donde se expanda el análisis dinámico con resortes en un tipo de cimentación profunda para poder llegar a resultados más acercados a la realidad en un momento de acción sísmica.
- Revisar a profundidad el efecto cinemático provocado por conexión con la cimentación, y si realmente tiene alguna influencia en la respuesta dinámica para la estructura, al contar con una cimentación profunda.
- Se recomienda considerar los esfuerzos en el suelo generados por la cimentación, buscando alternativas que puedan satisfacer a los esfuerzos requeridos, si no se toma en cuenta los esfuerzos en el suelo generados por la cimentación se presentan problemas de asentamiento, desplazamiento y falla de la estructura. Esto puede ocurrir en suelos cohesivos que no tienen la capacidad suficiente para soportar las cargas aplicadas.

7. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 193932724001-PERIODOS DE VIBRACIÓN. (n.d.). Retrieved October 1, 2023, from <https://www.redalyc.org/pdf/1939/193932724001.pdf>
- Abraham González No. 67, C. J. D. C. C. P. 06600. (2023, October 17). *SITUACIÓN SÍSMICA - México en el entorno de la sismicidad mundial*. Secretaría de Gestión Integral de Riesgos y Protección Civil .
<http://data.proteccioncivil.cdmx.gob.mx/simulacros/CDMX/Situacion-sismica.html#:~:text=M%C3%A9xico%20es%20uno%20de%20los,se%20registran%20en%20el%20mundo>.
- Aguilar, R. (2017). PROBABILISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSIS OF MUISNE HOSPITAL ANÁLISIS SÍSMICO PROBABILÍSTICO DEL HOSPITAL DE MUISNE RESUMEN. In *Revista CIENCIA* (Vol. 19).
- Alonso, C., Noguez, C., Murià Vila, D., & Camargo Pérez, J. (2007). MÉTODO PARA CALCULAR LAS RIGIDECES Y LOS AMORTIGUAMIENTOS DINÁMICOS DE GRUPO DE PILOTES DE FRICCIÓN. In *Revista de Ingeniería Sísmica* (Vol. 77).
- Alvarito, G., Castro, V., & Aguila Gómez, T. (2021). SOIL-STRUCTURE INTERACTION AND ITS INFLUENCE ON THE SEISMIC RESPONSE OF RC BUILDINGS. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 26, 426–471.
<https://doi.org/10.24133/riie.v26i3.2336>
- Araca Llanos, F., Gómez Catacora, L., Cahui Galarza, A., & Marín Mamani, G. (2020). Influence of soil-structure interaction on the behaviour of houses framed with isolated footings in the city of Juliaca. *Revista Científica de La UCSA*, 7(2), 70–81.
<https://doi.org/10.18004/ucsa/2409-8752/2020.007.02.070>
- BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA FACULTAD DE INGENIERÍA ANÁLISIS COMPARATIVO DE DOS EDIFICIOS CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO ESTRUCTURA SEGÚN EL CÓDIGO REGLAMENTARIO PARA EL MUNICIPIO DE PUEBLA*. (n.d.).
- Bustamante Salazar, F. L., Benites Chero, J. C., & Marín Bardales, N. H. (2022). Uso de Vinaza de Saccharum Officinarum para Estabilización de Suelos Cohesivos. *Infraestructura Vial*, 24(43), 1–9. <https://doi.org/10.15517/iv.v24i43.47995>

- by Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, prepared. (n.d.). *FEMA P-2091, A Practical Guide to Soil-Structure Interaction*. www.ATCouncil.org
- Calderín-Mestre, F., Almenarez-Labañino, D., Boada-Fernández, D., & Calderín, F. (n.d.). *CONSIDERACIÓN DEL FENÓMENO INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICIO PREFABRICADO CONSIDERATION OF THE SOIL-STRUCTURE INTERACTION IN IMS BUILDING Autores*.
- Castro-Sandoval, A., Melo-Pabón, C. A., & Angulo-Blanquicetz, G. (2019). Soluciones innovadoras para problemas de cimentación sobre suelos cohesivos altamente plásticos. *Sostenibilidad, Tecnología y Humanismo*, 10(1), 54–62. <https://doi.org/10.25213/2216-1872.9>
- Das, B. M. (n.d.). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Séptima edición*.
- De Mora-Gaibor, M. de L., Vallejo-Ilijama, M. T., & Pazmiño-Zabala, C. (2022). Vulnerabilidad física estructural de Unidades Educativas ante la amenaza de sismos. *Sociedad & Tecnología*, 6(1), 1–16. <https://doi.org/10.51247/st.v6i1.321>
- De, N. E., & Construcción, L. A. (n.d.-a). *GEOTÉCNIA Y CIMENTACIONES*.
- De, N. E., & Construcción, L. A. (n.d.-b). *PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE*.
- Díaz-Segura, E. G. (2022). Actuales requerimientos para el diseño geotécnico de cimentaciones superficiales. *Gaceta Técnica*, 23(2), 1–3. <https://doi.org/10.51372/gacetatecnica232.1>
- González Sandoval, M., & Pérez Rea, M. de la L. (2023). Análisis de las propiedades mecánicas de un suelo expansivo para la autoconstrucción de una vivienda de interés social. *Revista ALCONPAT*, 13(3), 312–327. <https://doi.org/10.21041/ra.v13i3.660>
- Haramboure, Y. G., & Novoa, R. A. (2008). *Identificación y Estabilización de Suelos Dispersivos: Estado del Arte WIND ACTION ON LATTICED TOWER AND GUYED MAST View project Virtual processes for learning View project*. <https://www.researchgate.net/publication/260737241>
- Jiménez, G. A. L., & Dias, D. (2022). Dynamic Soil–Structure Interaction Effects in Buildings Founded on Vertical Reinforcement Elements. *CivilEng*, 3(3), 573–593. <https://doi.org/10.3390/civileng3030034>

Lemus, M., & David, R. (n.d.). *EFFECTOS DE LA ACCIÓN SÍSMICA, EN EDIFICACIONES REGULARES DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA DE MANERA EXPLÍCITA PARA SUELOS ARENOSOS Y ARCILLOSOS TRABAJO ESPECIAL DE GRADO PRESENTADO ANTE LA ILUSTRE UNIVERSIDAD DE CARABOBO, PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL.*

Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. (2017). In *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers (ASCE). <https://doi.org/10.1061/9780784414248>

Morales, L., & Espinosa, A. (2020). Influencia de la Interacción Suelo Estructura (ISE) de Cimentaciones Superficiales en Suelos no Cohesivos en el Comportamiento Estructural de una Edificación de 8 Pisos y un Subsuelo. *INGENIO*, 3(1), 5–26. <https://doi.org/10.29166/ingenio.v3i1.2391>

NBR 6122-2010-Brasileira. (n.d.).

Oz, I., Senel, S. M., Palanci, M., & Kalkan, A. (2020). Effect of Soil-Structure Interaction on the Seismic Response of Existing Low and Mid-Rise RC Buildings. *Applied Sciences*, 10(23), 8357. <https://doi.org/10.3390/app10238357>

Pinheiro dos Santos, Y. R., Marques da Cunha Vieira Bello, M. I., Duarte Gusmão, A., & Dantas Patricio, J. (2021). Soil-structure interaction analysis in reinforced concrete structures on footing foundation. *Soils and Rocks*, 44(2), 1–12. <https://doi.org/10.28927/SR.2021.058020>

Pozo-Camacho, M. J., Esteves-Fajardo, Z. I., & Baque-Pibaque, L. M. (2023). El desarrollo de habilidades y destrezas en la investigación educativa. *EPISTEME KOINONIA*, 6(11), 109–120. <https://doi.org/10.35381/e.k.v6i11.2425>

Programa Nacional de Estadística-2017. (n.d.).

Pueblo Cont. 24 (1) 2013 / 79. (n.d.). Retrieved October 16, 2023, from <http://journal.upao.edu.pe/PuebloContinente/article/view/32>

Ramos-Galarza, C. (2021). Editorial: Diseños de investigación experimental. *CienciAmérica*, 10(1), 1–7. <https://doi.org/10.33210/ca.v10i1.356>

RITTER, M. G., MENEGOTTO, M. L., COSTELLA, M. F., PAVAN, R. C., & PILZ, S. E. (2020a). Analysis of soil-structure interaction in buildings with deep foundation. *Revista*

IBRACON de Estruturas e Materiais, 13(2), 248–273. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952020000200005>

Scarfone, R., Morigi, M., & Conti, R. (2020). Assessment of dynamic soil-structure interaction effects for tall buildings: A 3D numerical approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 128, 105864. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105864>

Tian, Y., Chen, S., Liu, S., & Lu, X. (2023). Influence of tall buildings on city-scale seismic response analysis: A case study of Shanghai CBD. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 173, 108063. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2023.108063>

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA SEDE QUITO CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA APLICANDO LA GUÍA PRÁCTICA FEMA P-2091 EN EL BLOQUE G DE LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA, SEDE QUITO, CAMPUS SUR. (n.d.). Retrieved October 17, 2023, from <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/23073/1/UPS%20-%20TTS879.pdf>

Vista de ANÁLISIS SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE DOCE PISOS DE LA CIUDAD DE MANTA CONSIDERANDO INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA. (n.d.).

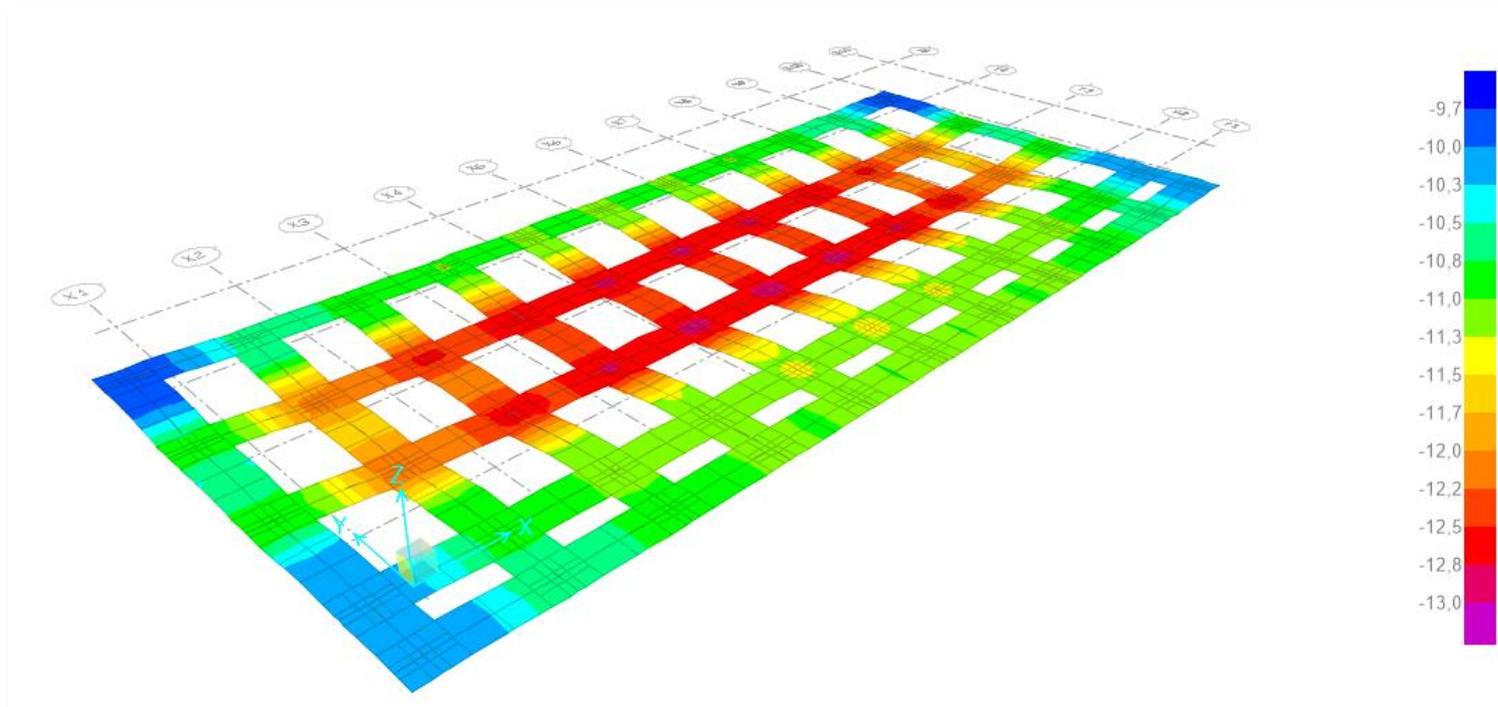
Vista de INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA. REFLEXIONES SOBRE SU IMPORTANCIA EN LA RESPUESTA DINÁMICA DE ESTRUCTURAS DURANTE SISMOS. (n.d.). <https://doi.org/https://doi.org/10.24133/riie.v24i2.1282>

Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico. (2003). [Universitat Politècnica de Catalunya]. <https://doi.org/10.5821/dissertation-2117-93538>

Zhang, X., & Far, H. (2022). Seismic behaviour of high-rise frame-core tube structures considering dynamic soil–structure interaction. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 20(10), 5073–5105. <https://doi.org/10.1007/s10518-022-01398-9>

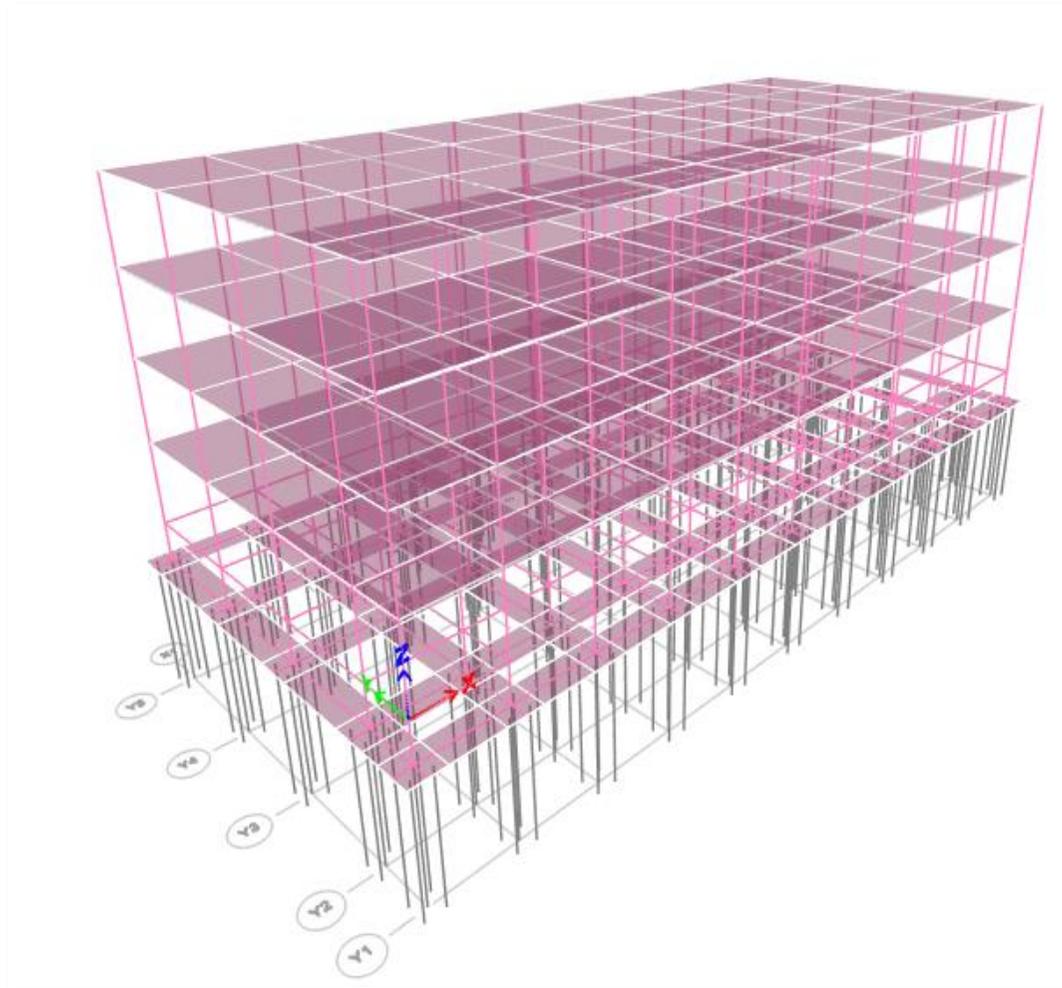
8. ANEXOS

Figura 34. Presiones del suelo al tener una cimentación – Zapata combinada



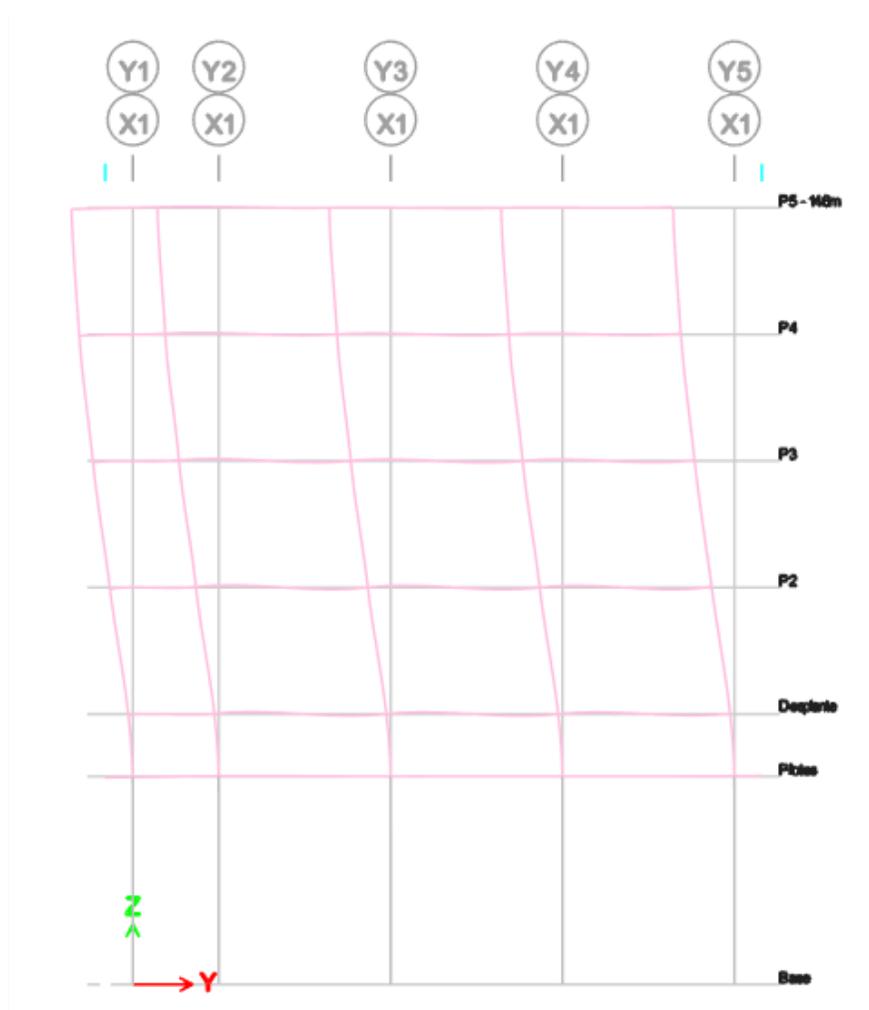
Fuente: Autor

Figura 35. Estructura con cimentación profunda



Fuente: Autor

Figura 36. Desplazamiento al aplicar el Caso de Sismo en Y



Fuente: Autor

DISEÑO DE CIMENTACION SUPERFICIAL

Datos

$$\begin{aligned}\phi &:= 15^\circ & \gamma_{\text{arcilla}} &:= 1.592 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} & IP &:= 0.50 \\ c &:= 1.202 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} & B &:= 1.60 \text{ m} & D_f &:= 1.80 \text{ m} \\ \text{rec} &:= 0.075 \text{ m} & h &:= 0.4 \text{ m} & d &:= h - \text{rec} = 0.325 \text{ m} \\ P_u &:= -102.63 \text{ tonnef} & M_{ux} &:= -2.40045 \text{ tonnef} \cdot \text{m} & M_{uy} &:= 31.69 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \\ A_f &:= B \cdot B = 2.56 \text{ m}^2 & f'_c &:= 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & f_y &:= 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\end{aligned}$$

Calculo de Presión de Contacto

$$\sigma_u := \frac{P_u}{A_f} = -40.09 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

DISEÑO POR CORTE

$$\phi := 0.75 \quad V_u \leq V_c$$

Cortante Ultimo por Punzonado

$$\begin{aligned}V_u &:= P_u - \sigma_u \cdot (B + d)^2 \\ V_u &= 45.928 \text{ tonnef}\end{aligned}$$

Perímetro de Punzonado

$$\begin{aligned}b_o &:= 4 \cdot (B + d) \\ b_o &= 7.7 \text{ m}\end{aligned}$$

Esfuerzo Cortante Ultimo por Punzonado

$$\begin{aligned}v_u &:= \frac{V_u}{b_o \cdot d} \\ v_u &= 18.353 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}\end{aligned}$$

Relación de las dimensiones en planta

$$\beta_c \geq 1$$

$$\beta_c := \frac{B}{B} = 1$$

Esfuerzo Cortante Resistente por Punzonado del Concreto

$$V_{c1} := \left(0.53 \cdot \frac{1.06}{\beta_c} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \quad \alpha_1 := 10.6 \quad \text{Columnas interiores}$$
$$V_{c2} := \left(0.53 + \frac{\alpha_3 \cdot d}{b_o} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \quad \alpha_2 := 8 \quad \text{Columnas Laterales}$$
$$V_{c3} := 1.6 \cdot \sqrt{f'_c} \quad \alpha_3 := 5.3 \quad \text{Columnas de esquina}$$

$$V_{c1} := 26.606 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad V_{c2} := 35.47 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad V_{c3} := 26.77 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Menor esfuerzo cortante afectado por el factor de reducción

$$V_{c1} := 26.606 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \phi$$

$$V_{c1} = 19.955 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Comprobamos por Corte

$$v_u \leq V_{c1} \quad \text{Se cumple}$$

DISEÑO DEL AREA DE ACERO POR FLEXIÓN

Se calculará y se dispondrá de la cantidad de acero que asegure que la resistencia a la flexión de la cimentación sea mayor que el momento ultimo actuante en la cara del pedestal. Dimensión del pedestal 0.5*0.5

$$\phi_f := 0.90$$

$$M_u \leq \phi_f M_n$$

El momento ultimo que llega al pie del pedestal será según el análisis estructural el 79% del momento actuante, el 21% se lleva la viga de riostra.

$$\alpha := 0.5 \text{ m}$$

Longitud del Volado

$$L_{flex} := \frac{B}{2} - \frac{a}{2}$$

$$L_{flex} = 0.55 \text{ m}$$

Momento Ultimo en pie de pedestal

$$M_u := M_{uy} \cdot 79\%$$

$$M_u = 25.035 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Calculo del Acero

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u}{0.85 \cdot \phi_f \cdot B \cdot f'_c}}}{\left(\frac{f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot B} \right)}$$

$$A_s := 23.053 \text{ cm}^2$$

Calculo del Acero Mínimo

$$A_{s_min} := 0.0018 \cdot B \cdot h$$

$$A_{s_min} = 11.52 \text{ cm}^2$$

Como el acero calculado es mayor que el acero mínimo ocupa la diferencia de acero para el refuerzo

$$A_{s_real} := A_s - A_{s_min}$$

$$A_{s_real} = 11.533 \text{ cm}^2$$

Cantidad de Varrila - Acero de Refuerzo

$$\phi := 16 \text{ mm}$$

$$A_{s_real} = 11.533 \text{ cm}^2$$

$$A_v := \left(\frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \right) = 2.01062 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{s_real}}{A_v} = 5.736 \quad \text{“6 varilas”}$$

$$n_v := 6$$

Separación de varilla

$$Sep_{refuerzo} := \frac{B - 2 \cdot rec}{n_v}$$

$$Sep_{refuerzo} = 24.167 \text{ cm}$$

Acero de Refuerzo 6ϕ 16mm @25cm

Cantidad de Varrila - Acero Mínimo

$$\phi := 16 \text{ mm}$$

$$A_{s_min} = 11.52 \text{ cm}^2$$

$$A_v := \left(\frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \right) = 2.01062 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{s_min}}{A_v} = 5.73$$

$$n_v := 6$$

“6 varilas”

Separación de varilla

$$Sep_{refuerzo} := \frac{B - 2 \cdot rec}{n_v}$$

$$Sep_{refuerzo} = 24.167 \text{ cm}$$

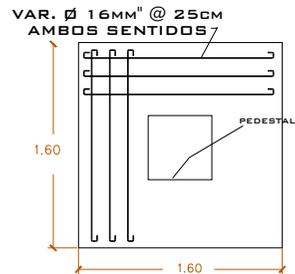
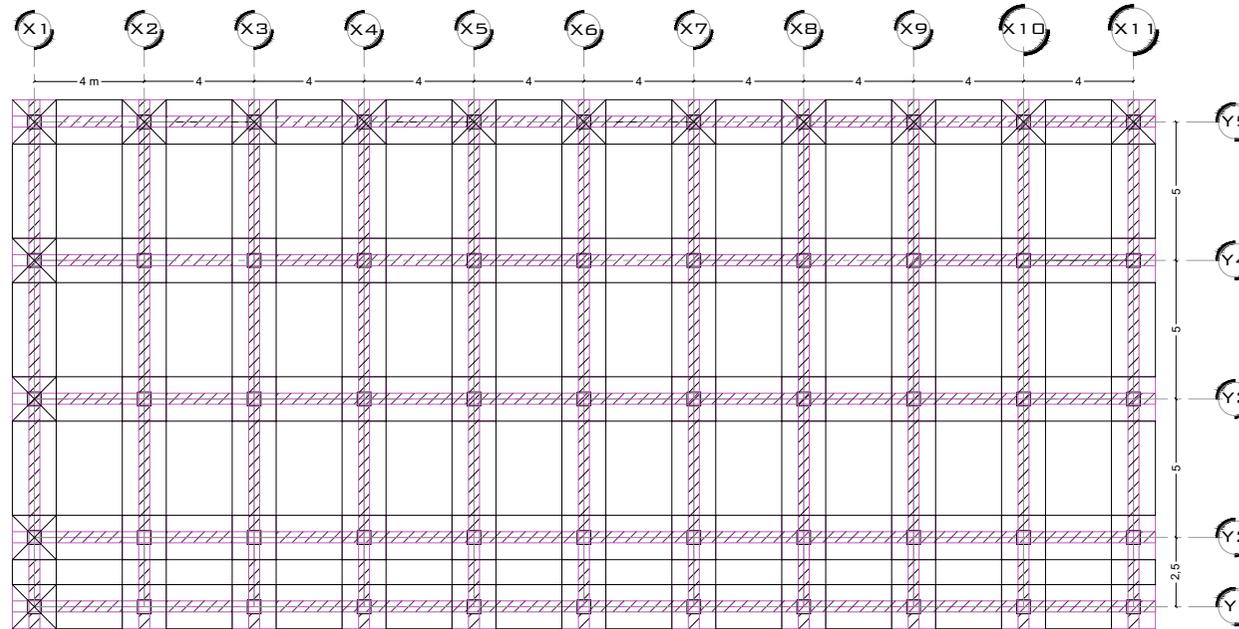
Acero Mínimo 6ϕ 16mm @25cm

LONGITUD DE TRASFERENCIA PROPORCIONADA EN LA ZAPATA

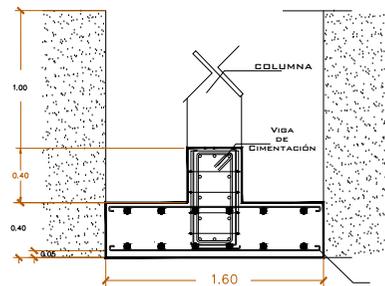
$$L_d := \frac{B}{2} - \frac{a}{2} - rec$$

$$L_d = 47.5 \text{ cm}$$

VISTA EN PLANTA DE CIMENTACIÓN



VISTA EN PLANTA ZAPATA



ZAPATA CORRIDA

ESPECIFICACIONES

El concreto empleado para este tipo de cimentación (zapata corrida con viga de cimentación) será de resistencia igual a $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$.



PROYECTO:

Cimentación - Zapata Corrida

UBICACIÓN

Campus Machala - UTMACH

PROPIETARIO:

GONZALEZ LOOR YARITZA

DISEÑO:

ING. GONZÁLEZ LOOR

ESCALA:

1:7.5

FECHA:

FEBRERO 2024

PLANTA
 DE
 CIMENTACIÓN

1

DISEÑO DE CIMENTACION PROFUNDA

Datos de Suelo

Suelo arcilloso, datos de cohesión, índice de plasticidad IP%, límite líquido LL%, límite plástico PL%, datos de estudio de suelos en el Barrio Venezuela - Cantón Machala - El Oro.

Datos

$$\begin{aligned}\phi &:= 15^\circ & \gamma_{\text{arcilla}} &:= 1.592 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} & IP &:= 0.50 \\ c &:= 1.202 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} & B &:= 1.60 \text{ m}\end{aligned}$$

Factores de carga, forma, profundidad, factores de inclinación

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \quad N_q := 14.72$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\phi) \quad N_c = 51.204$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \cdot \tan(\phi) \quad N_\gamma = 8.424$$

Carga ultima y admisible del suelo.

$$D_f = \frac{((0.083 - 0.017) \cdot IP) \cdot IP - 4}{\gamma_{\text{arcilla}}}$$

$$D_f := 1.8 \text{ m}$$

Presión Permisible

$$q' := \gamma_{\text{arcilla}} \cdot D_f$$

$$q' = 2.866 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Diseño de Pilotes

$$f'_c := 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_y := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \beta_1 := 0.85 \quad E_s := 2000000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_s := 3$$

$$L := 15 \text{ m} \quad E_c = 15100 \cdot \sqrt[2]{f'_c} \quad E_c := 202.587 \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2}$$

Pilote Circular 0.3m

$$D := 30 \text{ cm}$$

$$A_p := \left(\frac{\pi \cdot (D)^2}{4} \right) = 0.071 \text{ m}^2$$

Capacidad de carga de un pilote

$$Q_a = \frac{Q_p + Q_s}{FS}$$

Carga por fricción y punta

Factores de carga, forma, profundidad, factores de inclinación

$$\phi_{11} := 18.54^\circ$$

$$N_q := \left(\tan \left(45 + \frac{\phi_{11}}{2} \right) \right)^2 \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi_{11})}$$

$$N_q = 16.849$$

$$N_c := (N_q - 1) \cot(\phi_{11})$$

$$N_c = 47.257$$

$$N_\gamma := 2 (N_q + 1) \cdot \tan(\phi_{11})$$

$$N_\gamma = 11.972$$

Calculo de capacidad del suelo

$$q' = \gamma_5 \cdot l_5$$

$$q' := 2.921 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$$

CAPACIDAD POR PUNTA

$$FS := 3$$

$$Q_p = A_p \cdot (c'_5 \cdot N_c + q' \cdot N_q)$$

$$Q_p := 10.5 \text{ tonnef}$$

$$Q_{wp} := \frac{Q_p}{FS} = 3.5 \text{ tonnef}$$

Capacidad por fuste

$$Q_s = \Sigma p \cdot \Delta l \cdot f$$

$$D := 0.3 \text{ m}$$

$$p := \pi \cdot D = 0.942 \text{ m}$$

$$\sigma' = \sum (\gamma_1 \cdot l_1)$$

$$\sigma' := 25 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Factor de fricción por capa

$$f_n = \sum (1 - \sin(\phi_n)) \cdot \sigma' \cdot \tan\left(\frac{\phi_n}{2}\right)$$

CAPACIDAD POR FUSTE

$$Q_s = \sum p \cdot \Delta l \cdot f$$

$$Q_s = \sum p \cdot f_n \cdot 1 \text{ m}$$

$$Q_s := 52.6 \text{ tonnef}$$

$$Q_{ws} := \frac{Q_s}{FS} = 17.533 \text{ tonnef}$$

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DEL PILOTE

$$Q_U := Q_p + Q_s = 63.1 \text{ tonnef}$$

$$Q_a := \frac{Q_p + Q_s}{FS} = 21.033 \text{ tonnef}$$

CAPACIDAD NOMINAL

$$\alpha := 0.65$$

$$Q_{nominal} = \alpha \cdot f'_c \cdot A_p$$

$$Q_{nominal} := 129 \text{ tonnef}$$

CARGA DE SERVICIO ACTUANTE

$$P_{actuante} = Dead + Live - Sy$$

$$M_{actuante} = Dead + Live - Sy$$

$$P_{actuante} := 102.63 \text{ tonnef}$$

$$M_{actuante} := 31.69 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

En este caso como es absorbido el momento por la viga de riostra la carga actuante para el diseño se simplemente la axial $P_{actuante} = Q_{actuante}$

$$Q_{actuante} < Q_{nominal}$$

Se cumple

DISEÑO GEOTECNICO - PILOTES

La longitud del pilote se estima basándose en la teoría de que la longitud del pilote no debe ser mayor a $20D$, esto para evitar el pandeo en el elemento columna.

$$L_{pilote} := 6 \text{ m}$$

Numero de pilotes

Como la carga de un solo pilote no es suficiente para solventar los esfuerzos máximos se calcula el número de pilotes.

$$n_{pilotes} := \frac{P_{actuante}}{Q_a}$$

$$n_{pilotes} = 4.879$$

$$n_{pilotes} := 5$$

Se escoge 5 pilotes donde cada pilote recibirá:

$$Q_{act} := \frac{P_{actuante}}{n_{pilotes}} = 20.526 \text{ tonnef}$$

DISEÑO ESTRUCTURAL

Acero de Refuerzo Longitudinal

Como los pilotes trabajan a compresión al recibir carga axial pura, el acero requerido se obtiene a partir de la cuantía mínima. Según la norma FEMA 450 y ACI 543

$$\rho := 0.005$$

$$A_s := \rho \cdot A_P = 353.429 \text{ mm}^2$$

Numero de barras con una acero asumido de 20mm

$$\phi := 16 \text{ mm}$$

$$A_\phi := \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 201.062 \text{ mm}^2$$

$$n_{barras} := \frac{A_s}{A_\phi} = 1.758$$

$$n_{barras} := 2$$

ACI recomienda para miembros zunchados como mínimo son 6 barras

$$A_{real} := 6 \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \right) = 12.064 \text{ cm}^2 \quad n_{barras} := 6$$

Separación entre barras

$$S1 := 1.5 \cdot \phi = 2.4 \text{ cm}$$

$$\text{recub} := 10 \text{ cm}$$

$$S2 := 4 \text{ cm}$$

$$\phi := 16 \text{ mm}$$

$$S3 := 2.54 \text{ cm}$$

$$S_{\text{perimetral}} := 3.63 \text{ cm}$$

$$\text{Separacion} := S_{\text{perimetral}} + \phi = 5.23 \text{ cm}$$

Acero Longitudinal de los pilotes 6 ϕ 16mm @5.24cm

Acero de Refuerzo Transversal

La zona de confinamiento será de: 7D por debajo del cabezal, por ser suelo blando según el criterio FEMA 450.

$$\rho_{\text{hicoidal}} := 0.01$$

Espirales de ϕ 10mm @10cm en zona confinada

Espirales de ϕ 10mm @20cm en zona no confinada

Eficiencia - Converse Labarre

$$\psi := 0.322 \quad 18.4^\circ$$

$$n_x := 3$$

$$n_y := 3$$

$$\eta := 1 - \psi \cdot \left(\frac{(n_x - 1) \cdot n_y + (n_y - 1) \cdot n_x}{90 \cdot n_x \cdot n_y} \right) = 0.995$$

ESTIMACIÓN DE CARGAS DE TRABAJO

$$Q_u := Q_p + Q_s = 63.1 \text{ tonnef}$$

$$Q_p = 10.5 \text{ tonnef} \quad \text{"15.28\%"}$$

$$Q_s = 52.6 \text{ tonnef} \quad \text{"84.72\%"}$$

$$Q_{wp} := 0.1528 \cdot Q_{act} = 3.136 \text{ tonnef}$$

$$Q_{ws} := 0.8472 \cdot Q_{act} = 17.39 \text{ tonnef}$$

ASENTAMIENTO

$$S_e = S_{e1} + S_{e2} + S_{e3}$$

$$\xi := 0.5$$

$$S_{e1} := \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws}) \cdot L}{A_P \cdot E_c} = 1.239 \text{ mm}$$

Asentamiento en la punta del pilote

$$S_{e2} = \frac{0.85 \cdot q_p}{3 \cdot E_{sp}} \cdot D \cdot (1 - \mu_{sp}^2)$$

$$q_p := \frac{Q_p}{A_P} = 148.545 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Datos de Módulo de la Elasticidad y Poisson de cada estrato de suelo en los 15 m

$$PA := 100 \text{ kN}$$

$$S_{e2} = \frac{0.85 \cdot q_p}{3 \cdot E_{sp11}} \cdot D \cdot (1 - \mu_{11}^2)$$

$$S_{e2} := 4.847 \text{ mm}$$

Asentamiento por fricción del pilote

$$S_{e3} = \frac{Q_{ws}}{p \cdot L} \cdot \frac{D}{E_{total}} \cdot \left((1 - \mu_{total}^2) \cdot \left(2 + 0.35 \cdot \sqrt{\frac{L}{D}} \right) \right)$$

$$E_{total} := 2737.833 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\mu_{total} := 0.45$$

$$S_{e3} := \frac{Q_{ws}}{p \cdot L} \cdot \frac{D}{E_{total}} \cdot \left((1 - \mu_{total}^2) \cdot \left(2 + 0.35 \cdot \sqrt{\frac{L}{D}} \right) \right) = 0.481 \text{ mm}$$

Asentamiento Total

$$S_e := S_{e1} + S_{e2} + S_{e3} = 0.007 \text{ m}$$

$$S_e = 6.567 \text{ mm}$$

“OK”

Asentamiento Grupo de Pilotes

$$Lx := 1.6 \text{ m}$$

$$S_g := \sqrt[2]{\frac{Lx}{D}} \cdot S_e = 0.015 \text{ m}$$

DISEÑO DEL CABEZAL

Separación de pilotes y dimensiones del cabezal

$$S := 3 \cdot D = 0.9 \text{ m}$$

$$n_{pilotes} := 5$$

$$Lx := S + D + 0.4 \text{ m} = 1.6 \text{ m}$$

$$Ly := Lx$$

Peralte - ACI

$$\alpha := 25^\circ$$

$$d_1 := 0.24 S = 0.216 \text{ m}$$

Peralte - Recomendado

$$d_2 := 0.6 S = 0.54 \text{ m}$$

Promedio

$$d_{pro} := \frac{d_1 + d_2}{2} = 0.378 \text{ m} \quad \text{"d= 0.40m"}$$

$$d := 0.40 \text{ m}$$

Altura total del Cabezal

$$h := d + 0.1 \text{ m} = 0.5 \text{ m}$$

Datos del Cabezal

$$Ly = 1.6 \text{ m}$$

$$Lx = 1.6 \text{ m}$$

$$d = 0.4 \text{ m}$$

$$h = 0.5 \text{ m}$$

Método de Puntal - Tensor. Carga Axial Equivalente

$$P_u := 102.63 \text{ tonnef}$$

$$M_{ux} := -2.40045 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{uy} := 27.89 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$P_e := 5 \cdot \left(\frac{P_u}{5} + \frac{M_{ux}}{2 \cdot S} + \frac{M_{uy}}{2 \cdot S} \right) = 173.434 \text{ tonnef}$$

Fuerza de Tracción

$$T_x := \frac{P_e \cdot S}{4 \cdot d} = 97.557 \text{ tonnef}$$

$$T_y := \frac{P_e \cdot S}{4 \cdot d} = 97.557 \text{ tonnef}$$

DISEÑO ESTRUCTURAL - CABEZAL

Acero correspondiente a Tracción - INFERIOR

$$\varphi := 0.75$$

$$f_y = (4.2 \cdot 10^7) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$T_x := 39021 \text{ kg}$$

$$A_{sx} := \frac{T_x}{\varphi \cdot f_y} = 12.388 \text{ cm}^2$$

Acero Mínimo - INFERIOR

$$\rho := 0.0018$$

$$b := Lx$$

$$A_{s_min} := \rho \cdot b \cdot h = 14.4 \text{ cm}^2$$

Acero Colocado en el lecho inferior - Ocupo el Acero Mínimo
Uso barra de 16mm - recubrimiento 7.5cm

$$A_{sx} = 12.388 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{16} := 16 \text{ mm}$$

$$n_v := 8$$

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

$$A_{16} := n_v \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi_{16}^2}{4} \right) = 16.08495 \text{ cm}^2$$

$$Sep := \frac{b - (2 \cdot r) - \phi_{16}}{n_v} = 17.925 \text{ cm}$$

Separación entre barras no será menos que:

$$d_b := \phi_{16} = 1.6 \text{ cm}$$

$$d_{b2} := 2.5 \text{ cm}$$

**Acero Lecho Inferior en cabezal 8ϕ
16mm @18cm**

Acero Mínimo - SUPERIOR

$$\rho := 0.0018$$

$$b := Lx$$

$$A_{s_min} := \rho \cdot b \cdot h = 14.4 \text{ cm}^2$$

**Acero Colocado en el lecho superior - Ocupo el Acero Mínimo
Uso barra de 16mm - recubrimiento 7.5cm**

$$A_{sx} = 12.388 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{16} := 16 \text{ mm}$$

$$n_v := 8$$

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

$$A_{16} := n_v \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi_{16}^2}{4} \right) = 16.08495 \text{ cm}^2$$

$$Sep := \frac{b - (2 \cdot r) - \phi_{16}}{n_v} = 17.925 \text{ cm}$$

Separación entre barras no será menos que:

$$d_b := \phi_{16} = 1.6 \text{ cm}$$

**Acero Lecho Superior en cabezal 8ϕ
16mm @18cm**

$$d_{b2} := 2.5 \text{ cm}$$

Chequeo por Corte - Punzonamiento alrededor de la columna

Dimensiones de las columnas 50*50cm

$$b_x := 0.50 \text{ m}$$

$$b_y := 0.50 \text{ m}$$

Perímetro de la sección crítica a corte

$$b_o := 2 (b_x + b_y + 2 d) = 3.6 \text{ m}$$

La resistencia del concreto al punzonado será el menor de los siguiente valores:

$$\lambda := 1$$

$$f'_c := 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\beta_c := \frac{b_x}{b_y}$$

$$\alpha_s$$

$$\phi_p := 0.75$$

$$V_{c1} := 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad V_{c1} := 331.794 \text{ tonnef}$$

$$V_{c2} := 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_{c3} := 1.1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad V_{c3} := 229.54 \text{ tonnef}$$

$$V_c := V_{c3} \cdot \phi_p$$

$$P_e = 173.434 \text{ tonnef}$$

$$V_c = 172.155 \text{ tonnef}$$

$$V_c > P_e$$

“OK, no falla por punzonado de la columna”

Chequeo por Corte - Punzonamiento alrededor del pilote

Dimensiones de las columnas 50*50cm

$$b_x := 0.50 \text{ m} \quad b_y := 0.50 \text{ m}$$

Perímetro de la sección crítica a corte

$$b_{o1} := 2 \pi \cdot \left(\frac{D}{2} + \frac{d}{2}\right) = 2.199 \text{ m}$$

La resistencia del concreto al punzonado será el menor de los siguiente valores:

$$\lambda := 1 \quad f'_c := 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \beta_c := \frac{b_x}{b_y} \quad \alpha_s := 1 \quad \phi_p := 0.75$$

$$V_{c1} := 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_{o1} \cdot d \quad V_{c1} := 331.794 \text{ tonnef}$$

$$V_{c2} := 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_{c3_} := 1.1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_{o1} \cdot d \quad V_{c3_} := 140.21 \text{ tonnef}$$

$$V_c := V_{c3_} \cdot \phi_p$$

Cortante Actuante

$$V_c = 105.158 \text{ tonnef}$$

$$\frac{P_e}{n_{pilotes}} = 34.687 \text{ tonnef}$$

$$V_c > \frac{P_e}{n_{pilotes}}$$

“OK, no falla por punzonado del pilote”

APLASTAMIENTO

Área Cargada - Columna

$$b_x := 0.50 \text{ m} \quad b_y := 0.50 \text{ m}$$

$$A_{1col} := b_x \cdot b_y = 0.25 \text{ m}^2$$

Área de Apoyo

$$A_2 := (D + 0.20 \text{ m})^2 = 0.25 \text{ m}^2$$

Fuerza Permissible de apoyo en la base de la columna

$$\varphi := 0.65$$

$$F_{a_col} := \varphi \cdot (0.85 f'_c \cdot A_{1col}) = 319.739 \text{ ton}$$

Fuerza Permissible de apoyo en el cabezal

$$F_{a_cab} := \varphi \cdot (0.85 f'_c \cdot A_{1col}) \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_{1col}}} = 319.739 \text{ ton}$$

$$2 \cdot \varphi \cdot (0.85 f'_c \cdot A_{1col}) = 639.478 \text{ ton}$$

$$F_{a_col} \leq 2 \cdot \varphi \cdot (0.85 f'_c \cdot A_{1col})$$

Chequeo

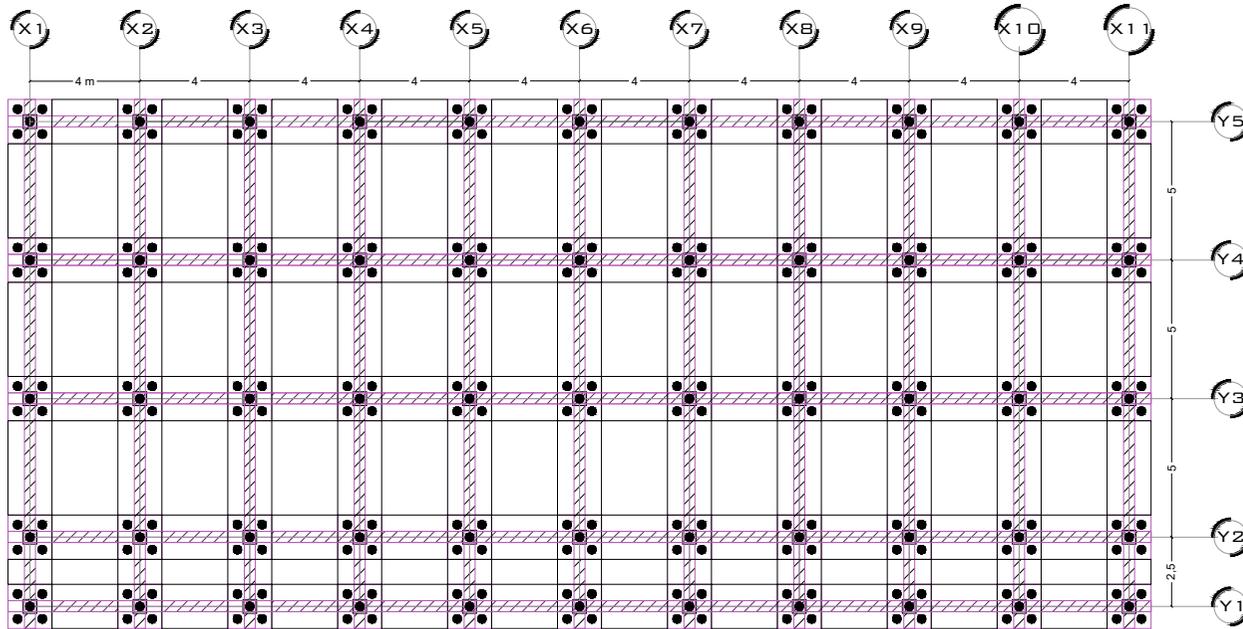
$$P_e = 173.434 \text{ tonnef}$$

$$F_{a_cab} = 319.739 \text{ ton}$$

$$F_{a_col} = 319.739 \text{ ton}$$

“OK, no falla por aplastamiento”

VISTA EN PLANTA DE CIMENTACIÓN



ESPECIFICACIONES CIMENTACIÓN PROFUNDA:
 El concreto empleado para este tipo de cimentación (zapata corrida con viga de cimentación) será de resistencia igual a $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$.



PROYECTO:
 Cimentación Profunda - Pilotes

UBICACIÓN
 Campus Machala - UTMACH

PROPIETARIO:
 GONZALEZ LOOR YARITZA

DISEÑO:
 ING. GONZÁLEZ LOOR

ESCALA:
 1:75

FECHA:
 FEBRERO 2024

PLANTA DE CIMENTACIÓN PROFUNDA

2

