



UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
CARRERA INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

“MODELADO NUMÉRICO DE INTERACCIÓN DINAMICA SUELO
ESTRUCTURA EN PÓRTICO DE UNA PLANTA CON CIMENTACIÓN
AISLADA SEGÚN ACI 318-19 PARA CARGAS SÍSMICAS”

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

AUTORES:

GUERRA VICENTE JENIFER NICOL
NIEVES CAICEDO GIXON GEOVANNY

TUTOR:

ING. RAÚL ANDRÉS VILLAO VERA, M.Eng.

LA LIBERTAD, ECUADOR

2026

DEDICATORIA

Dedico esta tesis, en primer lugar, a Dios, por ser mi guía y acompañarme en cada etapa de este camino, por brindarme la fortaleza necesaria para superar cada desafío.

A mi familia, mi hermano y, de manera muy especial, a mi madre, por su apoyo incondicional, sus consejos y su amor. por enseñarme el valor del trabajo, la perseverancia y el esfuerzo, y por demostrarme que, con dedicación y constancia, es posible alcanzar cada uno de mis objetivos.

Nieves Caicedo Gixon Geovanny

Dedico este trabajo, en primer lugar, a Dios, por brindarme la fortaleza, la sabiduría y la perseverancia necesarias para superar cada uno de los desafíos presentados durante esta etapa de mi vida.

A mi mamá, Fanny Vicente, por ser mi mayor inspiración, por su amor incondicional y por acompañarme siempre con su apoyo, confianza y sacrificio. Este logro también es suyo.

A mi abuelita, Rosario Chimbo, por su inmenso cariño, sus oraciones y sus palabras de aliento, que fueron una fuente constante de fortaleza para seguir adelante.

Guerra Vicente Jenifer Nicol

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la Universidad Estatal Península de Santa Elena por ofrecerme una enseñanza de calidad durante mi formación profesional.

Y de manera especial a nuestro tutor, Ing. Raul Villao Vera, quien lideró este proyecto compartiendo su conocimiento y haciendo posible el desarrollo de este trabajo.

Nieves Caicedo Gixon Geovanny

Expreso mi más sincero agradecimiento a Dios, por darme la fortaleza, la sabiduría y la oportunidad de culminar esta importante meta profesional.

A mi mamá, Fanny Vicente, por su amor incondicional, sus sacrificios y por creer siempre en mí. A mi tío, Luis Vicente, por ser un apoyo fundamental, brindarme sus consejos y confiar en mis capacidades.

A mi querida amiga Kimberly Yagual, por impulsarme cuando sentía que no podía más, por creer en mí y recordarme que era capaz de alcanzar esta meta.

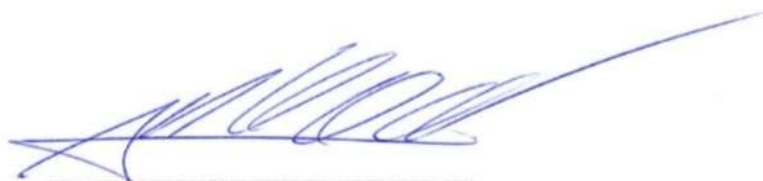
Finalmente, agradezco a mi tutor, Ing. Raúl Villao y a la Universidad Estatal Península de Santa Elena.

Guerra Vicente Jenifer Nicol

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de Tutor del Trabajo de Titulación, modalidad Trabajo de Integración Curricular denominado **“MODELADO NUMÉRICO DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO ESTRUCTURA EN PÓRTICO DE UNA PLANTA CON CIMENTACIÓN AISLADA SEGÚN ACI 318-19 PARA CARGAS SÍSMICAS”** elaborado por NIEVES CAICEDO GIXON GEOVANNY y GUERRA VICENTE JENIFER NICOL, egresados de la Carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de Ingenieros Civiles, me permito declarar que luego de haberla dirigido, estudiado y revisado, la apruebo en su totalidad.

TUTOR



Ing. Raúl Andrés Villao Vera, M.Eng.

La Libertad, a los 20 del mes de julio del año 2026

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Nosotros, **Nieves Caicedo Gixon Geovanny** y **Guerra Vicente Jenifer Nicol**

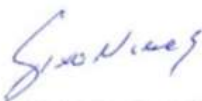
DECLARAMOS QUE:

El Trabajo de Titulación “**MODELADO NUMÉRICO DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO ESTRUCTURA EN PÓRTICO DE UNA PLANTA CON CIMENTACIÓN AISLADA SEGÚN ACI 318-19 PARA CARGAS SÍSMICAS**” previo a la obtención del título de **Ingenieros Civiles**, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de mi/nuestra total autoría.

En virtud de esta declaración, me/nos responsabilizamos del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

La Libertad, a los 20 del mes de julio del año 2026

EL AUTOR



Nieves Caicedo Gixon Geovanny

EL AUTOR



Guerra Vicente Jenifer Nicol

AUTORIZACIÓN

Nosotros, **Nieves Caicedo Gixon Geovanny** y **Guerra Vicente Jenifer Nicol**

Autorizo/Autorizamos a la Universidad Península de Santa Elena la **publicación** en la biblioteca de la Institución del Trabajo de Titulación denominado “**MODELADO NUMÉRICO DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO ESTRUCTURA EN PÓRTICO DE UNA PLANTA CON CIMENTACIÓN AISLADA SEGÚN ACI 318-19 PARA CARGAS SÍSMICAS**”, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi/nuestra exclusiva responsabilidad y total autoría.

La Libertad, a los 20 del mes de julio del año 2026

EL AUTOR



Nieves Caicedo Gixon Geovanny

EL AUTOR



Guerra Vicente Jenifer Nicol

CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO

En calidad de tutor del trabajo de titulación denominado **“MODELADO NUMÉRICO DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO ESTRUCTURA EN PÓRTICO DE UNA PLANTA CON CIMENTACIÓN AISLADA SEGÚN ACI 318-19 PARA CARGAS SÍSMICAS”**, elaborado por los estudiantes **Nieves Caicedo Gixon Geovanny y Guerra Vicente Jenifer Nicol**, egresados de la carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería, de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de Ingenieros Civiles, me permito declarar que una vez analizado en el sistema antiplagio, luego de haber cumplido con los requerimientos de valoración, el presente trabajo de titulación, se encuentra con un 7% de la valoración permitida, por consiguiente se procede a emitir el siguiente certificado.

Adjunto del reporte de análisis.

Atentamente,



Ing. Raúl Andrés Villao Vera, M.Eng.

DOCENTE TUTOR

C.I.: 0924204290

La Libertad, a los 20 del mes de julio del año 2026

REPORTE DE ANÁLISIS (ANTIPLAGIO)



Certificado de análisis
Compilatio Studium

Revision Tesis Guerra Vicente y Nieves Caicedo
ID : 0282e1013b31b69d817df50b026b31d144bcfa9



7%

Textos sospechosos

Nombre del fichero : Revision Tesis Guerra Vicente y Nieves Caicedo.txt
Tamaño del archivo original : 656,32 kI
Número de palabras : 23.977

Depositante : RAUL ANDRES VILLAO VERA
Fecha de depósito : 20 de julio de 2026
Tipo de carga : interface
fecha de fin de análisis : 20 de julio de 2026

Resumen (sección 1/2)

Localización de los textos sospechosos en el documento :



Incluido en el porcentaje de textos sospechosos :



Similitudes

<1%

Pasajes con similitudes a fuentes encontradas en diferentes colecciones.



Detección de IA

7%

Textos estilísticamente próximos a un texto generado por una IA.

Este índice es un indicador y no una prueba. Comprueba con el autor si domina los conocimientos mencionados en el documento.



No incluido en el porcentaje de textos sospechosos :



Textos entre comillas

<1%

Pasajes entre comillas, a menudo indicativos de una cita.

CERTIFICADO DE GRAMATOLOGÍA

Lcda. Betty Ruth Gómez Suárez, Mgtr.

Celular: 0962183538

Correo: bettyruthgomez@educacion.ec

CERTIFICACIÓN GRAMATICAL Y ORTOGRÁFICA

Yo, **BETTY RUTH GÓMEZ SUÁREZ**, en mi calidad de **LICENCIADA EN CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN Y MAGÍSTER EN DISEÑO Y EVALUACIÓN DE MODELOS EDUCATIVOS**, por medio de la presente tengo a bien indicar que he leído y corregido el Trabajo de Integración Curricular previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, denominado **"MODELADO NUMERICO DE INTERACCIÓN DINAMICA SUELO ESTRUCTURA EN PORTICO DE UNA PLANTA CON CIMENTACIÓN AISLADA SEGÚN ACI 318-19 PARA CARGAS SÍSMICAS"**, de los estudiantes: **GUERRA VICENTE JENIFER NICOL** y **NIEVES CAICEDO GIXON GEOVANNY**

Certifico que está redactado con el correcto manejo del lenguaje, claridad en las expresiones, coherencia en los conceptos e interpretaciones, adecuado empleo en la sinonimia. Además de haber sido escrito de acuerdo a las normas de ortografía y sintaxis vigentes.

En cuanto puedo decir en honor a la verdad y autorizo a los interesados hacer uso del presente como estime conveniente.

Santa Elena, 01 de Julio del 2026



Lcda. Betty Ruth Gómez Suárez, Mgtr.
CI. 0915036529

LICENCIADO EN CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN
MAGÍSTER EN DISEÑO Y EVALUACIÓN DE MODELOS EDUCATIVOS
Nº DE REGISTRO DE SENECYT 1050-2014-86052892

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN



Ing. Lucrecia C. Moreno Alcívar, Ph.D.
DIRECTOR DE CARRERA



Ing. Vianna Pinoargote Rovello, MSc.
DOCENTE ESPECIALISTA



Ing. Raúl Andrés Villao Vera, M.Eng.
DOCENTE TUTOR/A



Ing. Richard Ramírez Palma, MSc.
DOCENTE GUÍA DE LA UIC

CONTENIDO

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR	iv
DECLARACIÓN DE AUTORÍA	v
AUTORIZACIÓN	vi
CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO	vii
CERTIFICADO DE GRAMATOLOGÍA	ix
TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN.....	x
LISTA DE TABLAS	xv
LISTA DE FIGURAS	xvii
LISTA DE ECUACIONES.....	xix
RESUMEN	xxi
ABSTRACT	xxii
CAPÍTULO I.....	1
INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	1
1.2 ANTEDECENTES	4
1.3 HIPÓTESIS	6
1.4 OBJETIVOS.....	8
1.4.1. Objetivo General	8
1.4.2. Objetivos Específicos	8
1.5 ALCANCE	8
1.6 VARIABLES.....	9
1.6.1. Variables Dependientes.....	9
1.6.2. Variables Independientes	10
CAPITULO II.....	11
MARCO TEÓRICO	11
2.1 SUELO Y COMPORTAMIENTO DINÁMICO	11
2.1.1. Concepto de suelo desde el punto de vista ingenieril.....	11
2.1.2. Clasificación de suelos según su comportamiento mecánico.....	12
2.1.3. Parámetros geotécnicos relevantes para el análisis dinámico	12
2.1.4. Propagación de ondas sísmicas	15
2.1.5. Efectos de sitio y su influencia en la respuesta sísmica	17
2.2 CIMENTACIONES SUPERFICIALES: ZAPATAS AISLADAS.....	19

2.2.1.	Concepto y tipos de cimentaciones superficiales	19
2.2.2.	Zapatas aisladas de concreto armado	20
2.2.3.	Comportamiento de la zapata bajo cargas verticales y sísmicas	21
2.2.4.	Asentamientos y deformación del terreno.....	22
2.2.5.	Modos de falla en cimentaciones superficiales	24
2.3	INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO–ESTRUCTURA (SSI)	25
2.3.1.	Interacción dinámica suelo-estructura.....	25
2.3.2.	Mecanismos de interacción suelo-cimentación-estructura.....	26
2.3.3.	Modelo de Winkler.....	27
2.3.4.	Importancia de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica	29
2.3.5.	Influencia de la interacción suelo-estructura en estructuras de baja altura	30
2.3.6.	Comparación entre modelos de base rígida y base flexible	30
2.4	ANÁLISIS DINÁMICO ESTRUCTURAL	32
2.4.1.	Fundamentos del Análisis Dinámico de Estructuras.....	32
2.4.2.	Período Natural, Rigidez y Amortiguamiento Estructural	33
2.4.3.	Respuesta estructural ante Cargas Sísmicas.....	35
2.4.4.	Método del Espectro de Respuesta.....	36
2.4.5.	Análisis modal espectral.....	38
2.4.6.	Análisis sísmico estático equivalente	40
2.4.7.	Derivas de entrepiso según NEC-15	42
2.4.8.	Torsión estructural e irregularidad torsional	44
2.5	PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO	46
2.5.1.	Comportamiento sísmico de pórticos de concreto armado	46
2.5.2.	Pórticos de una planta	46
2.6	NORMA ACI 318-19 APLICADA AL DISEÑO DE CIMENTACIONES	47
2.6.1.	Norma ACI 318-19 aplicada al diseño de cimentaciones	47
2.6.2.	Diseño estructural de zapatas aisladas según ACI 318-19.....	48
2.6.3.	Limitaciones del ACI 318-19 respecto a la interacción suelo–estructura.....	52
CAPÍTULO III		53
METODOLOGÍA		53
3.1	TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN	53
3.1.1.	Tipo de Investigación	53
3.1.2.	Nivel de investigación.....	53
3.2	MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	53

3.2.1.	Método	53
3.2.2.	Enfoque	54
3.2.3.	Diseño de la investigación.....	54
3.3	POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO.....	54
3.3.1.	Población.....	54
3.3.2.	Muestra.....	54
3.3.3.	Muestreo.....	55
3.4	UBICACIÓN DEL SECTOR DE ESTUDIO	55
3.5	METODOLOGÍA O.E.1: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PÓRTICO Y DE LAS DE LAS CIMENTACIONES AISLADAS DE HORMIGÓN ARMADO CONFORME AL ACI 318-19.....	56
3.5.1.	Configuración geométrica inicial	56
3.5.2.	Determinación de las acciones de diseño	56
3.5.3.	Criterios de diseño estructural y detallado del refuerzo según ACI 318-19	57
3.5.4.	Caracterización geotécnica del suelo	58
3.5.5.	Procedimiento de diseño de las zapatas según ACI 318-19.....	59
3.6	METODOLOGÍA O.E.2: MODELACIÓN NUMÉRICA DEL SISTEMA SUELO- ESTRUCTURA MEDIANTE ETABS	60
3.6.1.	Construcción del modelo estructural en ETABS	61
3.6.2.	Determinación de la acción sísmica según NEC-SE-DS-2015.....	61
3.6.3.	Incorporación de las propiedades mecánicas de los materiales	64
3.6.4.	Incorporación de las secciones estructurales.....	65
3.6.5.	Asignación de las cargas al modelo	66
3.6.6.	Modelo de base rígida	67
3.6.7.	Modelo de base flexible mediante el modelo de Winkler.....	67
3.6.8.	Definición del análisis sísmico.....	68
3.6.9.	Combinaciones de carga.....	71
3.7	METODOLOGÍA O.E.3: EVALUACIÓN COMPARATIVA DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL.....	72
CAPÍTULO IV		74
ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS		74
4.1	VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL Y DETALLADO DE ACERO DE ELEMENTOS DEL PORTICO.....	74
4.1.1.	Diseño de losa maciza	74
4.1.2.	Diseño de vigas	75
4.1.3.	Diseño de Columnas.....	76

4.1.4.	Diseño de zapatas aisladas	77
4.2	COMPARACIÓN DE PERÍODOS NATURALES	84
4.3	COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES	85
4.4	COMPARACIÓN DE DERIVAS DE ENTREPISO	86
4.5	COMPARACIÓN DE ESFUERZOS INTERNOS	87
4.5.1.	Vigas.....	87
4.5.2.	Columnas.....	89
4.6	COMPARACIÓN DE CORTANTE BASAL.....	90
4.7	DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES DE CONTACTO SUELO-CIMENTACIÓN ..	92
4.8	ASENTAMIENTOS DE LA CIMENTACIÓN	93
4.9	MODOS DE VIBRACIÓN Y DEFROMADA MODAL	94
4.10	EVALUACIÓN DE LA TORSIÓN ESTRUCTURAL	98
CAPÍTULO V		100
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		100
5.1	CONCLUSIONES.....	100
5.2	RECOMENDACIONES	101
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		102
ANEXOS.....		107
Anexo 1. Memoria de cálculo del diseño de losa maciza		107
Anexo 2. Detalle D-1. Armado de Losa		108
Anexo 3. Memoria de cálculo del diseño de vigas.....		109
Anexo 4. Detalle D-2. Armado de viga V-1		110
Anexo 5. Memoria de cálculo del diseño de columnas.....		111
Anexo 6. Detalle D-3. Armado de columna C-1		112
Anexo 7. Memoria de cálculo del diseño de zapatas.....		113
Anexo 8. Detalle D-4. Armado de zapata Z-1		115
Anexo 9. Cálculo del espectro elástico NEC-15.....		116
Anexo 10. Asignación del refuerzo y modificadores de rigidez.....		119
Anexo 11. Asignación de las cargas gravitacionales		120
Anexo 12. Propiedades de los resortes de Winkler		121

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Relación de consistencia de la arcilla en base al número de golpes N60	15
Tabla 2. Clasificación de perfiles de suelo según NEC-15.....	19
Tabla 3. Valor del factor Z para zona sísmica tipo VI	37
Tabla 4. Límites máximos de deriva inelástica de piso según NEC-SE-DS-2015	41
Tabla 5. Límites máximos de deriva inelástica de piso según NEC-SE-DS-2015	43
Tabla 6. Coordenadas del sitio.....	55
Tabla 7. Clasificación de Cargas Vivas para uso Industrial.....	57
Tabla 8. Perfil estratigráfico sector El Tambo (SPT).....	58
Tabla 9. Datos generales de la provincia de Santa Elena.....	62
Tabla 10. Parámetros para el diseño espectral según NEC-15	62
Tabla 11. Período aproximado de la estructura.....	62
Tabla 12. Datos generales de la provincia de Santa Elena.....	62
Tabla 13. Parámetros para el diseño espectral según NEC-15	63
Tabla 14. Período aproximado de la estructura	63
Tabla 15. Determinacion de k.....	69
Tabla 16. Combinaciones de carga empleadas en el análisis estructural.....	71
Tabla 17. Parámetros considerados para la evaluación comparativa entre el modelo de base rígida y base flexible.....	72
Tabla 18. Resultados del diseño estructural de la losa maciza bidireccional.....	74
Tabla 19. Resultados del diseño estructural de las vigas de hormigon armado	75
Tabla 20. Resultados del diseño estructural de las columnas de hormigon armado	76
Tabla 21. Factores de capacidad de carga.....	77
Tabla 22. Parámetros de diseño de la zapata aislada	78
Tabla 23. Refuerzo adoptado para la zapata aislada	82
Tabla 24. Resumen del refuerzo adoptado para la zapata aislada.....	83
Tabla 25. Comparación de períodos naturales de vibración.....	84
Tabla 26. Comparación de desplazamientos laterales máximos.....	85
Tabla 27. Comparación de derivas máximas de entrepiso entre el modelo de base rígida y base flexible	86
Tabla 28. Comparación de momentos flectores máximos en vigas.....	88
Tabla 29. Comparación de cortantes máximos en vigas.....	88
Tabla 30. Comparación de fuerzas axiales máximas en columnas	89
Tabla 31. Comparación de momentos máximos en columnas.....	89
Tabla 32. Comparación del cortante basal.....	90

Tabla 33. Presiones de contacto obtenidas mediante el modelo de Winkler	92
Tabla 34. Participación modal traslacional de los tres primeros modos de vibración	98
Tabla 35. Verificación de irregularidad torsional.	99

LISTA DE FIGURAS

Ilustración 1. Sismograma en el que se identifican las llegadas de las ondas P, S y ondas superficiales.	16
Ilustración 2. Esquema de propagación de ondas sísmicas a través de suelos con distinta rigidez.	18
Ilustración 3. Tipos de Cimentaciones superficiales.	20
Ilustración 4. Esquema referencial de zapatas aisladas.	20
Ilustración 5. Relación entre la presión aplicada y el asentamiento del suelo	23
Ilustración 6. Modos de falla por capacidad portante en cimentaciones superficiales	24
Ilustración 7. Modificación del movimiento sísmico del suelo debido a la interacción suelo–estructura, comparando el campo libre y la respuesta en presencia de una edificación.	26
Ilustración 8. Comparación de la respuesta sísmica de una estructura sobre roca y sobre suelo flexible.	26
Ilustración 9. Modelo de Winkler para la representación del suelo	28
Ilustración 10. Comparación entre un modelo de base rígida y un modelo de base flexible con interacción suelo–estructura.	31
Ilustración 11. Sistema de un grado de libertad (SDOF). Modelo Masa-Resorte-Amortiguador	32
Ilustración 12. Efecto conceptual de la flexibilidad del suelo sobre el período natural de vibración de la estructura	34
Ilustración 13. Representación conceptual de un acelerograma y su correspondiente espectro de respuesta	36
Ilustración 14. Mapa de zonificación sísmica y valor del factor de zona Z, Ecuador.	37
Ilustración 15. Representación de la excentricidad accidental entre el centro de masas y el centro de rigidez	42
Ilustración 16. Ubicación del sector de estudio	55
Ilustración 17. Secuencia metodológica empleada para el diseño de las cimentaciones	60
Ilustración 18. Espectros elástico e inelástico según NEC-15 para suelo tipo D en Santa Elena.	64
Ilustración 19. Propiedades mecánicas de los materiales empleados en el modelo estructural.	64
Ilustración 20. Sección estructural asignadas a columnas	65
Ilustración 21. Sección estructural asignadas a vigas	66
Ilustración 22. Definición de patrones de carga.	67
Ilustración 23. Representación del modelo de base rígida.	67
Ilustración 24. Configuración final del modelo con interacción suelo-estructura	68

Ilustración 25. Espectro reducido para tipo de suelo D sector el Tambo en ETABS	70
Ilustración 26. Definición de casos de carga espectral independientes en los ejes SISMO_DX y SISMO_DY.	70
Ilustración 27. Perímetro crítico considerado para la verificación por punzonamiento	79
Ilustración 28. Cálculo del peralte mínimo por punzonamiento	79
Ilustración 29. Secciones críticas consideradas para la verificación por flexión de la zapata. ..	80
Ilustración 30. Cálculo del peralte mínimo por flexión	81
Ilustración 31. Comparación de períodos naturales de vibración entre el modelo de base rígida y base flexible.....	84
Ilustración 32. Comparación de derivas máximas de entrepiso entre el modelo de base rígida y base flexible.....	87
Ilustración 33. Comparación del cortante basal obtenido mediante análisis estatico equivalente y análisis modal espectral.....	91
Ilustración 34. Distribución de presiones de contacto suelo–cimentación obtenida mediante el modelo de Winkler en ETABS	92
Ilustración 35. Distribución de desplazamientos verticales (UZ) en la cimentación obtenida mediante el modelo de interacción suelo-estructura	94
Ilustración 36. Comparación del modo de vibración 1 entre el modelo de base rígida y el modelo de base flexible.....	95
Ilustración 37. Comparación del modo de vibración 2 entre el modelo de base rígida y el modelo de base flexible.....	96
Ilustración 38. Comparación del modo de vibración 3 entre el modelo de base rígida y el modelo de base flexible.....	97

LISTA DE ECUACIONES

Ecuación 1. Capacidad portante última	13
Ecuación 2. Módulo de balasto	14
Ecuación 3. Módulo de balasto corregido para suelos cohesivos.....	14
Ecuación 4. Modelo de Winkler.	28
Ecuación 5. Ecuación de movimiento sísmico.	32
Ecuación 6. Período natural de vibración.	33
Ecuación 7. ecuación fundamental del análisis modal.	39
Ecuación 8. Cortante basal sísmica.	40
Ecuación 9. Deriva inelástica.	43
Ecuación 10. Comprobación de derivas	44
Ecuación 11. Irregularidad torsional.....	45
Ecuación 12. Presión de contacto	48
Ecuación 13. Área crítica de punzonamiento.	48
Ecuación 14. Perímetro crítico de punzonamiento	49
Ecuación 15. Cortante actuante por punzonamiento.	49
Ecuación 16. Resistencia al punzonamiento del concreto.	49
Ecuación 17. Capacidad de punzonamiento por geometría de la columna.	49
Ecuación 18. Resistencia al punzonamiento por posición de la columna.	49
Ecuación 19. condición de diseño requerida.	49
Ecuación 20. Momento flector longitudinal.	50
Ecuación 21. Momento flector transversal.	50
Ecuación 22. Longitud crítica longitudinal.	50
Ecuación 23. Longitud crítica transversal.	50
Ecuación 24. Acero longitudinal por flexión.....	50
Ecuación 25. Acero transversal por flexión.....	50
Ecuación 26. Acero mínimo longitudinal.....	51
Ecuación 27. Acero mínimo transversal.....	51
Ecuación 28. Esfuerzo de apoyo actuante.	51
Ecuación 29. Esfuerzo de apoyo resistente.	51
Ecuación 30. Controlar.....	51
Ecuación 31. Longitud de desarrollo en tracción.	51
Ecuación 32. Longitud de desarrollo para barras mayores.....	51
Ecuación 33. Verificación de longitud de desarrollo.	52
Ecuación 34. Resistencia al corte no drenado del suelo (cu).....	77

Ecuación 35. Capacidad de carga admisible.....	77
---	----

“MODELADO NUMÉRICO DE INTERACCIÓN DINAMICA SUELO ESTRUCTURA EN PÓRTICO DE UNA PLANTA CON CIMENTACIÓN AISLADA SEGÚN ACI 318-19 PARA CARGAS SÍSMICAS”

Autores: Nieves Caicedo Gixon

Guerra Vicente Jenifer

Tutor: Villao Vera Raúl, M.Eng.

RESUMEN

El objetivo de la presente investigación fue evaluar la influencia de la interacción suelo-estructura en el comportamiento sísmico de un pórtico industrial de una planta con cimentaciones superficiales aisladas de hormigón armado, considerando que en el análisis estructural convencional generalmente se asume una base rígida y se omite la deformabilidad del suelo. La investigación fue de tipo aplicada, con enfoque cuantitativo y diseño no experimental de carácter comparativo. Para su desarrollo, se realizó el diseño estructural de la losa, vigas, columnas y zapatas conforme al ACI 318-19 y se elaboraron dos modelos numéricos tridimensionales en ETABS: uno con base rígida y otro con base flexible mediante el modelo de Winkler, empleando un coeficiente de balasto calculado mediante correlaciones geotécnicas a partir de la estratigrafía reportada en un estudio previo del sector de estudio. La acción sísmica se definió de acuerdo con la NEC-SE-DS-2015. Los resultados evidenciaron un incremento del período fundamental de vibración de 0.400 s a 0.644 s, así como mayores desplazamientos laterales y una redistribución de los esfuerzos internos respecto al modelo de base rígida. Finalmente, se concluye que la consideración de la interacción suelo-estructura permite representar de manera más realista el comportamiento sísmico de estructuras cimentadas sobre suelos deformables.

PALABRAS CLAVE: *interacción suelo-estructura, modelación numérica, análisis sísmico, cimentaciones superficiales, hormigón armado*

**“NUMERICAL MODELING OF DYNAMIC SOIL–STRUCTURE
INTERACTION IN A SINGLE-STORY REINFORCED CONCRETE FRAME
WITH ISOLATED SHALLOW FOUNDATIONS ACCORDING TO ACI 318-
19 UNDER SEISMIC LOADING”**

Autores: Nieves Caicedo Gixon

Guerra Vicente Jenifer

Tutor: Villao Vera Raúl, M.Eng.

ABSTRACT

The objective of this research was to evaluate the influence of dynamic Soil–Structure Interaction (SSI) on the seismic behavior of a single-story reinforced concrete industrial frame supported by isolated shallow foundations, considering that conventional structural analysis generally assumes a fixed-base condition and neglects soil deformability. The research followed an applied, quantitative, and non-experimental comparative design. For this purpose, the structural design of the slab, beams, columns, and footings was carried out in accordance with ACI 318-19, and two three-dimensional numerical models were developed in ETABS: a fixed-base model and a flexible-base model based on the Winkler foundation model, using a subgrade reaction modulus calculated through geotechnical correlations from the soil stratigraphy reported in a previous study of the study area. The seismic action was defined according to the Ecuadorian Construction Standard (NEC-SE-DS-2015). The results showed an increase in the fundamental vibration period from 0.400 s to 0.644 s, as well as greater lateral displacements and a redistribution of internal forces compared with the fixed-base model. Finally, it is concluded that considering soil–structure interaction provides a more realistic representation of the seismic behavior of structures founded on deformable soils.

KEYWORDS: *soil–structure interaction, numerical modeling, seismic analysis, shallow foundations, reinforced concrete.*

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

Dentro del campo de la ingeniería civil, el diseño estructural es la parte de esta especialidad que tiene como misión asegurar la estabilidad y la seguridad de las construcciones ante las distintas acciones externas, entre ellas las cargas sísmicas. Sin embargo, los métodos de cálculo tradicionales tienden a aproximar la realidad estructural tomando como consideración que las cimentaciones quedan asentadas sobre un suelo absolutamente rígido. De esta forma se elimina de la consideración la interacción que de forma mutua se da entre la estructura y el terreno. Esta hipótesis, que es adecuada para el diseño ordinario, puede conducir a una estimación incorrecta del comportamiento dinámico efectivo de las edificaciones, especialmente en aquellas zonas donde los suelos poseen rigideces medias o bajas. (Tupia Soto, 2021).

En el área de la ingeniería civil, llevar a cabo el diseño estructural de la edificación desempeña un papel relevante, pues sirve para verificar la estabilidad y la seguridad de estas ante las acciones (cargas) al exterior, entre las cuales se utilizan las cargas sísmicas que corresponden. A través de los métodos de cálculo comunes se llega a desvirtuar sobremanera la realidad estructural en el sentido de que se asume que las cimentaciones están definidas como estructuralmente apoyadas sobre un suelo absolutamente rígido. Así queda eliminada de la consideración la interactividad entre la estructura y el terreno. Esta hipótesis, que es válida para el diseño normal, conlleva a una aproximación errónea del comportamiento dinámico real de la edificación, en particular en aquellos lugares donde se hablan de suelos con rigideces medias o bajas.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) también advierte sobre la influencia de las condiciones del suelo en la respuesta sísmica, y para ello es necesario clasificar los tipos de suelo y definir diferentes espectros de diseño, con la particularidad que los espectros de diseño son diferentes según la ubicación del lugar de la edificación. Sin embargo, en la práctica, los modelos estructurales que se usan para el diseño de edificaciones suelen mantener la hipótesis de apoyo fijo, dejando de lado la interacción dinámica con el terreno. Esa distancia entre la teoría y la práctica es una brecha técnica que merece atención, más aún si se considera que gran parte del territorio ecuatoriano está en zonas de alta sismicidad.

Múltiples trabajos a nivel internacional han demostrado que la interacción entre el suelo y la estructura puede alterar la respuesta sísmica hasta en edificaciones de escasa altura. Cardoso et al. (2023), por ejemplo, identificaron que los desplazamientos y esfuerzos de pórticos metálicos multiestrato variaban notablemente al considerar la posibilidad de deformación del suelo mediante modelos del tipo Winkler. Valdivia Ruiz (2021), en un mismo pórtico bidimensional de cuatro niveles, encontró que el considerar la deformación del suelo conlleva a sobrestimar la rigidez del sistema y a infravalorar los desplazamientos laterales. Ambas consideraciones van en la misma tesitura: el supuesto de base rígida no es corroborable siempre, el suelo actúa como un componente dinámico activo dentro del sistema estructural.

A nivel local, Jaramillo y Viscarra (2024) realizaron una evaluación de edificaciones con zapatas aisladas en la provincia de Manabí para la NEC-15, donde sus resultados mostraron que, al aumentar la flexibilidad del suelo, las derivas y desplazamientos incrementan en comparación al comportamiento para modelos de base rígida. Dicho trabajo da réplicas a la necesidad de evaluar el comportamiento suelo-estructura para condiciones sísmicas ecuatorianas; sin embargo, la mayoría de los estudios están centrados en edificaciones de varios pisos o cimentaciones profundas, y queda un vacío en cuanto al estudio de estructuras simples como los pórticos de una planta, que se traducen en una buena oportunidad para la descripción controlada y didáctica por analizar la influencia de la SSI.

Por otra parte, aunque la norma ACI 318-19 proporciona instrucciones claras para la elaboración de elementos de concreto reforzado como pueden ser las zapatas, columnas y vigas, de ninguna manera se pronuncia de forma explícita sobre la influencia de la interacción suelo-estructura. Esto es una limitación importante en la práctica profesional, ya que los ingenieros suelen basar sus diseños solo en parámetros estructurales, sin considerar la respuesta dinámica del suelo que los sostiene (Castro y Gómez, 2021). Por tanto, surge la necesidad de complementar los criterios normativos con herramientas numéricas que permitan representar de forma más realista el comportamiento acoplado suelo-estructura.

En este contexto, el problema principal que motiva el presente trabajo puede formularse de la siguiente manera: ¿Cómo influye la interacción dinámica suelo-estructura en la respuesta sísmica de un pórtico de una planta con cimentaciones aisladas de concreto armado diseñado conforme a la norma ACI 318-19?

Para contestar a la pregunta es necesario proyectar el desarrollo de un modelo estructural que represente el comportamiento conjunto de la cimentación y el terreno bajo las cargas sísmicas. Ello requiere confrontar un modelo convencional que asume el apoyo rígido de la cimentación

con otro más adecuado a la realidad que asume la flexibilidad del suelo mediante resortes equivalentes que representan la rigidez del terreno. Esta confrontación permitirá numerar las variaciones sufridas en los desplazamientos, esfuerzos y periodos naturales e incluso fijar criterios acerca de cuándo se tiene que tener en cuenta la SSI en el diseño estructural.

El problema es relevante, porque en la práctica de la ingeniería muchos proyectos se diseñan considerando el apoyo rígido de las cimentaciones, en particular en las edificaciones pequeñas y medianas, bajo la premisa de que la influencia del terreno lo es poco. Sin embargo, trabajos como los de Bazaios et al. (2022) y Saad et al. (2012) demuestran que incluso en las estructuras bajas, el suelo puede alterar la distribución de cargas y llegar a incrementar los desplazamientos, lo que puede llevar a comprometer la estabilidad y la durabilidad del sistema. Por ello se hace conveniente verificar si estas simplificaciones o supuestos modelaciones son válidos en la práctica y según las normas internacionales de diseño.

Técnicamente, no tener en cuenta la SSI puede conllevar dos tipos de error: el de exceso de seguridad, cuando se sobredimensionan los elementos, por considerar que el borde de apoyo es totalmente rígido; y el de déficit de seguridad, si por el contrario se asume que la demanda sísmica real es más débil. En ambos casos las decisiones de diseño acaban sin ser eficientes ni precisas, afectando al coste de la estructura y a su fiabilidad. Es por ello que entender la magnitud de dichos efectos es un problema de interés práctico y académico.

La Universidad Estatal Península de Santa Elena ocupa una zona de suelos predominantemente arenosos y de rigidez media, donde las interacciones del suelo con las estructuras pueden ser notables. La escasez de estudios que traten esta cuestión a partir de un enfoque numérico aplicado al contexto local, provoca que las capacidades de los futuros ingenieros para evaluar de manera suficiente la respuesta de una estructura se vean limitadas. Por lo que el trabajo es relevante para poder contribuir una base técnica y metodológica que permita un análisis de cimentaciones aisladas bajo la interacción de la respuesta dinámica del suelo a la de la estructura.

En síntesis, el problema absoluto consiste en la brecha entre los modelos teóricos que conceptualizan al suelo como un soporte rígido y la realidad, ya que el terreno se comporta de forma rítmica, ante las cargas sísmicas; tal discrepancia puede afectar tanto la exactitud de los diseños, como la seguridad de las obras.

Por ello, el presente trabajo propone analizar, mediante herramientas numéricas y bajo el marco normativo del ACI 318-19, la influencia que la rigidez del suelo ejerce sobre la respuesta sísmica de un pórtico de una planta con cimentaciones aisladas.

1.2 ANTEDECENTES

En el campo de la ingeniería estructural y geotécnica, el estudio de la interacción dinámica entre el suelo y la estructura ha adquirido especial relevancia, dado que las simplificaciones tradicionales de base rígida pueden generar errores significativos en la predicción del comportamiento real de las edificaciones. Este fenómeno, conocido como interacción suelo, estructura (SSI), describe el acoplamiento entre la respuesta del suelo y la estructura durante la acción de cargas dinámicas, especialmente sísmicas. Las evidencias técnicas de estudios previos muestran que considerar esta interacción mejora la precisión del análisis y contribuye a un diseño estructural más seguro y económico.

Un primer antecedente relevante para este trabajo es el estudio de Jaramillo y Viscarra (2024) titulado Análisis interacción suelo-estructura en una zona de riesgo con cimentación de zapatas aisladas. Manabí, Ecuador. Los autores realizaron un análisis dinámico en edificaciones de tres, cuatro y cinco pisos cimentadas sobre zapatas aisladas sobre diferentes tipos de suelo, bajo la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15). Ellos hallaron que los desplazamientos y derivas son significativamente mayores al tener en cuenta la flexibilidad del terreno; en el trabajo se muestra que el supuesto de base rígida puede llevar a un menor nivel de la demanda sísmica. El estudio representaría un antecedente directo del presente trabajo, que también tiene como objetivo estudiar la respuesta de cimentaciones superficiales a cargas sísmicas.

En la misma línea, Cardoso et al. (2023) exploraron la interacción entre la SSI y pórticos metálicos multiestratos con cimentaciones superficiales. Modelaron la rigidez del suelo mediante resortes equivalentes tipo Winkler y mediante elementos continuos. Los resultados obtenidos mostraron diferencias significativas entre los modelos con y sin interacción: el suelo, en efecto, actúa como un elemento dinámico del sistema estructural y no como un apoyo rígido pasivo. Este tipo de análisis numérico respalda la metodología propuesta para el presente estudio, que busca comparar modelos de pórticos con y sin SSI bajo el marco normativo del ACI 318-19.

Por otra parte, Izquierdo y Guerrero (2023) estudiaron los efectos de la interacción suelo-estructura en una edificación de cinco pisos tipo pórtico de concreto armado en Montería, Colombia. El estudio evidenció variaciones importantes en el periodo fundamental y desplazamientos globales del sistema cuando se consideró la flexibilidad del terreno. Los autores opinan que la SSI interviene de forma directa tanto en la rigidez global como en la distribución de las fuerzas internas, motivo por el cual aconsejan incluirlo dentro de los modelos estructurales incluso en edificios de escasa altura. Esto es especialmente relevante en el caso de

un pórtico de una sola planta puesto que, en ese caso, los efectos de la interacción pueden modificar notablemente las solicitaciones de los elementos de cimentación.

Valdivia Ruiz (2021) también se ha dedicado al modelado de un pórtico plano bidimensional de 4 niveles sobre zapatas superficiales en suelos arenosos, comprobando que la no consideración del efecto de la deformabilidad del suelo puede llevar a sobrestimar la rigidez y a subestimar la deformación lateral de la estructura. Estos resultados coinciden con los de Tupia Soto (2021), quien señala que en los análisis estructurales es común asumir independencia entre la estructura y la cimentación, lo cual es incorrecto en condiciones sísmicas, ya que el suelo experimenta deformaciones que alteran las propiedades dinámicas del sistema completo.

También es importante el trabajo realizado por Olivera y Villarreal (2023), en el que se analizaron las interacciones suelo-estructura para estructuras con plateas de cimentación mediante modelos estáticos y dinámicos, de este trabajo se deduce que las deformaciones y esfuerzos estructurales dependen de la rigidez del suelo y del amortiguamiento; y aunque su trabajo se centre en plateas, los resultados son igualmente válidos para zapatas aisladas, porque la respuesta del sistema depende de la deformabilidad de la base. .

Bazaios et al. (2022), en una más reciente investigación, presentan evidencias que muestran que en las zapatas superficiales ocurre un comportamiento acoplado con el suelo, y que prescindir de esta interacción da como resultado una sobreestimación de la rigidez total del sistema estructural. Saad et al. (2012), a su vez, evaluaron estructuras de concreto armado con niveles subterráneos y observaron que la SSI modifica de forma considerable la respuesta sísmica, sobre todo en edificaciones sobre suelos blandos. Entre ambas investigaciones queda suficientemente de manifiesto el valor que tiene la interacción suelo-estructura a tener en cuenta en los modelos analíticos.

En el trabajo de Haeri y Fathi (2018), se estudia el comportamiento de cimentaciones superficiales en condiciones de cargas cíclicas lentas, teniendo en cuenta el efecto de la rotación parcial del cimiento o rocking, dejando claro que ayuda a aumentar la disipación de energía, así como a modificar la rigidez del sistema, lo que da una idea de la importante consideración de la deformabilidad del suelo en el cálculo de este tipo de cimentaciones.

Santos et al. (2025), en simulaciones numéricas sobre el diseño de cimentaciones superficiales en estructuras de hormigón armado en función del tipo de suelo, concluyen que la heterogeneidad del terreno redistribuye las cargas entre las diferentes zapatas y modifica las dimensiones de las zapatas del diseño estructural además del consumo de los materiales en la

cimentación. Estos hallazgos abren la posibilidad de realizar diseños más eficientes cuando se integra la SSI en el análisis estructural.

Todo este conjunto de datos, pone de manifiesto que la interacción suelo–estructura tiene un efecto notable sobre la respuesta total de las edificaciones. Las investigaciones recolectadas coinciden, además, en afirmar que la hipótesis de base rígida es incorrecta cuando la rigidez del suelo es media o blanda y que, por tanto, los desplazamientos, los esfuerzos internos, los periodos naturales del sistema son también modificados por la deformabilidad del suelo.

En el caso de Ecuador, el trabajo de Jaramillo y Viscarra (2024) se convierte en un punto de partida a considerar por considerarse interesante debido a que tienen en cuenta que se requiere realizar trabajos locales de SSI, esto en base a la normativa nacional y la vida sísmica del país. Estos trabajos conjuntos muestran que la interacción suelo-estructura realmente modifica la respuesta sísmica de las construcciones y afectan a otros parámetros tales como los desplazamientos, los esfuerzos internos, el periodo natural del sistema.

Del mismo modo, coinciden en que la hipótesis de base rígida, a menudo utilizada en el análisis estructural, puede dar lugar a estimaciones poco precisas, sobre todo en suelos de mediana rigidez o de baja rigidez. No obstante, se observa que la mayoría de investigaciones se centran en edificaciones de varios niveles o sistemas estructurales complejos, existiendo una limitada atención en estructuras simples, como los pórticos de una planta con cimentaciones aisladas. Además, son escasos los estudios que integran el análisis de la interacción suelo–estructura bajo el marco normativo del ACI 318-19.

En este sentido, se identifica un vacío de investigación que justifica el desarrollo del presente trabajo, el cual propone evaluar, mediante modelación numérica, la influencia de la rigidez del suelo en la respuesta sísmica de un pórtico de una planta, considerando tanto modelos de base rígida como de base flexible.

1.3 HIPÓTESIS

Este trabajo académico que tiene como título “Modelación numérica de interacción dinámica suelo–estructura en un pórtico de una planta con cimentaciones aisladas utilizando la norma ACI 318-19, para cargas sísmicas” nace en respuesta al interés por entender cómo la rigidez del suelo y su interacción con la estructura impactan en la respuesta sísmica del sistema en su conjunto.

En la práctica de los métodos tradicionales de análisis estructural, a menudo se adopta el criterio de que la cimentación se apoya sobre un terreno rígido, criterio que simplifica el cálculo, pero puede comportar una pérdida de realidad con respecto al comportamiento real.

Varios autores han evidenciado que la interacción suelo–estructura podría influir de forma, entre ellos Choinière et al. (2019) y Bazaíos et al. (2022). Asimismo, afirman que es importante la rigidez efectiva del binomio estructura+sistema estructural al reponer desplazamientos o variar las fuerzas internas para las condiciones en qué el suelo tenga un comportamiento de baja o media rigidez.

A partir de esta base teórica se establece como hipótesis general que la interacción dinámica suelo–estructura (SSI) afectaría de manera importante la respuesta sísmica de un pórtico de una planta con cimentaciones aisladas de concreto armado, seleccionando los desplazamientos, esfuerzos y periodos naturales del sistema con respecto al que se supone como modelo de base rígida. La hipótesis que se intenta verificar es que la deformabilidad del terreno influye en el comportamiento estructural global, sobre todo para las cargas sísmicas, donde la interacción entre el terreno y la cimentación en estado de deformación es determinante.

De esta hipótesis general se derivan tres proposiciones específicas de gran utilidad para la investigación. La primera de ellas plantea que la flexibilidad del suelo podría aumentar los desplazamientos de la base del pórtico, ya que se permite el movimiento relativo entre la base estructural y el terreno.

En segundo lugar, se supone que la interacción suelo–estructura produce variaciones en los esfuerzos internos (momentos flectores y cortantes) en los elementos del pórtico principalmente en las columnas y vigas en comparación con los resultados del diseño convencional realizado bajo los criterios del ACI 318-19. Por último, se plantea que la rigidez del suelo influye directamente en el periodo natural del sistema estructural, de manera que, a menor rigidez del suelo, mayor será el periodo fundamental del pórtico, lo que implica una respuesta dinámica distinta ante cargas sísmicas.

Estas hipótesis están bien sustentadas en la evidencia técnica de trabajos como el de Bapir et al. (2023), donde se indica que el hecho de no tener en cuenta la interacción suelo-estructura puede llevar a una subestimación de la demanda sísmica, especialmente en edificaciones que se encuentran en suelos de baja rigidez. Existen también otros trabajos numéricos más recientes que avalan que el tener en consideración la deformabilidad del suelo permite mejor representar de una forma más realista la respuesta estructural ante sismos moderados o severos.

Lo que se trata de ratificar, en el fondo, es que la interacción dinámica suelo-estructura tiene un efecto no despreciable en el comportamiento sísmico de pórticos de concreto armado con cimentaciones aisladas, mediante la modelación numérica comparativa tal como sintetiza la

validación o la refutación de las hipótesis, y a partir de ahí, contribuir a un entendimiento más significativo sobre el comportamiento estructural y el alcance de los criterios de la norma ACI 318-19 en el diseño de cimentaciones y sistemas de baja altura.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo General

Evaluar la influencia de la interacción suelo–estructura en el comportamiento sísmico de un pórtico de una planta con cimentaciones superficiales aisladas de hormigón armado, diseñado bajo la norma ACI 318-19, mediante modelación numérica comparativa, con el propósito de determinar cómo la rigidez del suelo incide en la respuesta estructural y en la seguridad del diseño.

1.4.2. Objetivos Específicos

O.E.1. Diseñar las cimentaciones aisladas de hormigón armado que forman parte de un pórtico de una planta, aplicando los criterios de resistencia, servicio y detallado establecidos en la norma ACI 318-19, con el fin de obtener una base estructural que sirva como referencia para el análisis comparativo.

O.E.2. Modelar numéricamente el sistema suelo–estructura mediante el software de ETABS, considerando dos escenarios: uno con base rígida y otro con base flexible, con el propósito de identificar las variaciones en la respuesta estructural generadas por la deformabilidad del suelo.

O.E.3. Realizar el análisis comparativo de los resultados obtenidos mediante modelación numérica en ETABS de un pórtico de una planta con base rígida y base flexible, en términos de desplazamientos, esfuerzos internos y periodos naturales, para determinar la influencia de la interacción suelo–estructura en la respuesta sísmica y en el diseño de cimentaciones superficiales conforme al ACI 318-19.

1.5 ALCANCE

El presente trabajo de titulación abarca el análisis numérico de la interacción suelo–estructura en un pórtico de una planta con cimentaciones aisladas de concreto armado, diseñado bajo los criterios de la norma ACI 318-19. El objetivo principal es analizar el efecto de la rigidez del suelo sobre la respuesta sísmica del sistema estructural, considerando el comportamiento conjunto entre el terreno y la cimentación.

El alcance del estudio, incluye el diseño estructural de las cimentaciones conforme con el ACI 318-19, donde se verificará el comportamiento de la cimentación a flexión, cortante y de servicio donde se consideren las cargas verticales y los momentos ocasionados por una columna de concreto. Este diseño constituirá el soporte estructural en el que se ejecutará el análisis comparativo.

El trabajo aborda la ingeniería de la estructura y geotécnica, específicamente el análisis sísmico de los edificios, el diseño de fundamentos superficiales. Razón por la cual integra conceptos de la mecánica de suelos y el diseño de las estructuras para representar a través de modelos numéricos el comportamiento de un sistema suelo-estructura con carga dinámica.

En la investigación se emplearán herramientas de modelación numérica, como el software específico y orientado (ETABS) para proporcionar dos modelaciones y dos escenarios: primero, una modelación de una base rígida, donde se supone que el suelo no se deforma; y después, una modelación de una base flexible donde, por otro lado, se considera la deformabilidad del terreno utilizando resortes equivalentes.

La comparación de los resultados, desplazamientos, esfuerzos internos y periodos naturales, que permiten la comparación de la respuesta estructural en las dos modelaciones, nos permitirá determinar cómo influye, en la práctica, la consideración de la interacción suelo-estructura en el diseño de las cimentaciones conforme al ACI 318-19.

Los resultados obtenidos podrán ser utilizados en el diseño y la evaluación de edificaciones de baja altura, presentes en cimentación superficial, ya que consideramos de suma importancia su aporte en los casos de sismicidad moderada o alta, donde la flexibilidad del terreno puede ver afectada la seguridad estructural. Los resultados también servirán como referencia académica y técnica para la formación de futuros ingenieros civiles interesados en el modelado numérico y el análisis sismorresistente.

1.6 VARIABLES

1.6.1. Variables Dependientes

La variable dependiente está asociada a la respuesta estructural del pórtico de una planta con cimentaciones aisladas de concreto armado sometido a cargas sísmicas. Esta respuesta se evalúa mediante los siguientes parámetros:

- Desplazamientos máximos de la estructura.
- Esfuerzos internos (momentos flectores y fuerzas cortantes).
- Periodo natural del sistema estructural.

- Derivas de entrepiso.

Estos indicadores permiten analizar el comportamiento del sistema y determinar la influencia de la rigidez del suelo en el desempeño estructural.

1.6.2. Variables Independientes

La variable independiente corresponde a la rigidez del suelo, la cual se representa en el modelo estructural mediante la consideración de dos condiciones: base rígida y base flexible. Esta variable refleja la capacidad del terreno para deformarse ante la acción de cargas sísmicas y su influencia en la interacción suelo–estructura

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 SUELO Y COMPORTAMIENTO DINÁMICO

2.1.1. Concepto de suelo desde el punto de vista ingenieril

Desde el punto de vista ingenieril, el suelo se define como un material natural no consolidado que, además de poder emplearse como material de construcción, constituye el medio sobre el cual se apoyan las cimentaciones de las distintas obras civiles. Según Das (2011), el mismo está conformado por un conjunto de elementos naturales provocando un comportamiento altamente variable, lo que hace indispensable el estudio detallado de sus propiedades físicas y mecánicas para garantizar un adecuado desempeño estructural.

El comportamiento del suelo, en el contexto del diseño de obras civiles, influye directamente en la seguridad y funcionalidad de las estructuras, pues es el medio encargado de recibir estas funciones, de transmitir las cargas provenientes de la superestructura. Asimismo, la interacción terreno-estructura es fundamental en el diseño de cimentaciones, ya que la respuesta del terreno condiciona la distribución de los esfuerzos y deformaciones (Terzaghi, Theoretical Soil Mechanics, 1943).

Tal como indica Chopra (2017), en condición estática el suelo, como soporte, puede ser modelado como un apoyo elástico, el cual se deformaría para absorber toda carga vertical de la estructura, lo que varía positivamente las deformaciones. Sin embargo, en la dinámica estructural, por ejemplo, la respuesta del suelo para absorber estas cargas resultaría en un apoyo que sería cualquier otra cosa menos la esperada: el suelo podría amplificar las vibraciones, modificar el movimiento que le es transmitido por la estructura y, con ello, cancelar la respuesta dinámica de la estructura.

Por lo tanto, comprender el concepto del suelo desde una perspectiva ingenieril y, especialmente, su comportamiento ante cargas dinámicas, resulta esencial para el estudio de la interacción dinámica suelo–estructura. Esto permite reconocer que la respuesta sísmica de una edificación no depende únicamente de las características de la superestructura, sino también de las propiedades del terreno sobre el cual se apoya la cimentación, tal como indican Bapir et al. (2023).

2.1.2. Clasificación de suelos según su comportamiento mecánico

Según Das, (2011) en el ámbito ingenieril, los suelos no presentan un comportamiento uniforme, ya que sus propiedades dependen de su composición, estructura y características físicas. En términos generales, pueden clasificarse en dos grandes grupos según su comportamiento mecánico: suelos de grano grueso (gravas y arenas) y suelos de grano fino (arcillas y limos).

Por lo que anuncian Duque y Escobar (2023), los suelos con grano grueso son aquellos que tienen mayor predominancia de las fuerzas de fricción entre partículas que de las fuerzas de contacto entre ellas. Estos materiales poseen baja cohesión, son esencialmente no plásticos (también podrían considerarse como arcilla), y tienen una alta resistencia al corte debido a los contactos que establecen sus partículas. Su elevada permeabilidad les presenta un gran drenaje, lo que significa que son algo poco compresibles y tienen una capacidad de respuesta rápida a la aplicación de cargas.

Por otro lado, los suelos de grano fino presentan un comportamiento más complejo, ya que en ellos actúan fuerzas de cohesión y efectos asociados a la plasticidad (Crespo Villalaz, 2004). Estos tipos de suelos son más deformables, más compresibles y menos permeables; su resistencia depende en buena parte del contenido de agua, llegando a disminuir mucho en la saturación, lo que afecta a su comportamiento a las cargas.

La capacidad de respuesta del suelo al sismo está en relación directa con el comportamiento mecánico del suelo. Cada tipo de suelo condiciona su rigidez, su capacidad deformativa y la forma en que transmiten las vibraciones a la estructura. Por ello, comprender esta clasificación resulta fundamental para anticipar el comportamiento del terreno y realizar un diseño adecuado de cimentaciones considerando la interacción suelo–estructura.

2.1.3. Parámetros geotécnicos relevantes para el análisis dinámico

Para el desarrollo de este trabajo se consideraron los parámetros geotécnicos requeridos para el diseño de cimentaciones superficiales y la representación de la interacción suelo-estructura utilizando el modelo de Winkler implementado en ETABS.

Los parámetros más importantes son la capacidad portante permitida del suelo y el coeficiente de balasto, ya que ambos controlan la respuesta de la cimentación a las cargas transmitidas por la estructura.

2.1.3.1 Capacidad portante del suelo

La capacidad portante del suelo es un parámetro fundamental en la ingeniería geotécnica, ya que garantiza la seguridad y estabilidad a largo plazo de las obras civiles. En términos

ingenieriles, se define como la máxima presión que un suelo puede soportar antes de alcanzar una condición de falla o presentar deformaciones excesivas que comprometan el desempeño de la estructura (Ocrospoma & Rocha, 2024).

Una correcta evaluación de la capacidad portante permite explotar eficientemente las propiedades geotécnicas del terreno, ayudando a realizar correctamente la selección y el diseño de las cimentaciones. Con ello, se podrán prevenir problemas como los asentamientos excesivos o las fallas del suelo o, en caso de ser necesario, contemplar técnicas de mejoramiento para reducir dichos riesgos (Falconez. k y otros, 2021).

En suelos cohesivos, las arcillas, el análisis tiende a ser desarrollado en condiciones no drenadas cuando la aplicación de las cargas se hace en cortos períodos de tiempo y no permite que el agua presente en los poros pueda disiparse. Bajo estas condiciones, la resistencia al corte del suelo se representa mediante la resistencia al corte no drenado (c_u), la cual se convierte en el parámetro geotécnico principal para la evaluación de la capacidad portante (Bowles, 1996).

Cuando no se dispone de ensayos de laboratorio especializados, la resistencia al corte no drenado puede estimarse mediante correlaciones empíricas basadas en el ensayo de Penetración Estándar (SPT). Estas correlaciones relacionan el número de golpes corregido (N_{60}) con parámetros resistentes del suelo, permitiendo obtener valores aproximados para el análisis preliminar y diseño de cimentaciones (Bowles, 1996).

Para cimentaciones cuadradas apoyadas sobre suelos cohesivos, Das (2011) propone la siguiente expresión para estimar la capacidad portante última:

Ecuación 1. *Capacidad portante última*

$$q_u = 1.3c_u N_c + q N_q + 0.4\gamma B N_\gamma$$

Donde,

q_u = capacidad portante última del suelo.

c_u = resistencia al corte no drenado.

q = presión de sobrecarga al nivel de cimentación.

γ = peso específico del suelo.

B = ancho de la cimentación.

N_c, N_q y N_γ = factores de capacidad portante.

Para el caso particular de suelos cohesivos analizados bajo condición no drenada ($\phi=0$), los factores de capacidad portante adoptan valores específicos que simplifican la ecuación general, permitiendo evaluar la resistencia del terreno frente a las cargas transmitidas por la cimentación (Das B. M., 2011).

Una vez determinada la capacidad portante última, es necesario incorporar un factor de seguridad para obtener la capacidad portante admisible. Este procedimiento tiene como finalidad reducir la posibilidad de falla del terreno y controlar los asentamientos que puedan afectar el comportamiento estructural de la obra (Terzaghi, Peck & Mesri, 1996).

La capacidad portante admisible corresponde al esfuerzo máximo que puede ser aplicado al suelo durante la vida útil de la estructura sin comprometer su estabilidad. Por ello, este parámetro constituye la base para el dimensionamiento de zapatas y otros elementos de cimentación empleados en proyectos de ingeniería civil (Bowles, 1996).

2.1.3.2 Coeficiente de Balasto (K_s)

El módulo de balasto o coeficiente de reacción del suelo (K_s) es un parámetro geotécnico que representa la rigidez del terreno frente a las cargas transmitidas por una cimentación. Su concepto se basa en el modelo de Winkler, el cual idealiza el suelo como una serie de resortes independientes donde la presión desarrollada es proporcional al asentamiento producido (Bowles, 1996).

Conceptualmente, el módulo de balasto se define mediante:

Ecuación 2. *Módulo de balasto*

$$K_s = \frac{q}{s}$$

Donde,

q = es la presión aplicada sobre el suelo, y

s = el asentamiento correspondiente.

El módulo de balasto puede determinarse mediante ensayos de carga de placa. Para cimentaciones de dimensiones diferentes a las de la placa de ensayo, Terzaghi, Peck y Mesri (1996) propusieron la siguiente corrección para suelos cohesivos:

Ecuación 3. *Módulo de balasto corregido para suelos cohesivos*

$$K_s = K_1 \frac{B_1}{B}$$

Donde,

K_1 = corresponde al módulo de balasto obtenido mediante ensayo de placa,

B_1 = es el ancho de la placa y

B = el ancho de la cimentación.

En la presente investigación, el valor de (K_s) fue estimado a partir de la caracterización geotécnica del sector El Tambo, utilizando información de ensayos SPT reportados por Ortega Valarezo y Condolo Ramos (2023), y posteriormente corregido según las recomendaciones de

Terzaghi et al. (1996). Además, fue incorporado en ETABS mediante resortes equivalentes asociados a las zapatas aisladas, permitiendo representar la interacción suelo-estructura y comparar el comportamiento sísmico de un modelo con base flexible frente a un modelo convencional de base rígida.

2.1.3.3 Consistencia de la arcilla

El ensayo de penetración estándar (SPT) constituye una herramienta ampliamente utilizada para estimar la consistencia de los suelos cohesivos mediante correlaciones empíricas entre el número de golpes corregido (N_{60}) y la resistencia del material. Una de las clasificaciones más empleadas corresponde a la propuesta por Terzaghi et al. (1996), presentada en la Tabla 1.

Tabla 1. Relación de consistencia de la arcilla en base al número de golpes N_{60}

N_{60}	Consistencia	q_u (kPa)
<2	Muy suave	<25
2-4	Suave	25-50
4-8	Mediano	50-100
8-15	Rígido	100-200
15-30	Muy rígido	200-400
>30	Duro	>400

Fuente: Adaptado de Terzaghi et al. (1996)

Esta clasificación fue utilizada como referencia para interpretar los resultados del ensayo SPT y caracterizar el estrato equivalente considerado en la presente investigación.

2.1.4. Propagación de ondas sísmicas

Tal como plantea Zafra Otero (2017), la Tierra puede considerarse como un medio elástico que, ante una perturbación como un sismo, transmite energía en forma de ondas, conocidas como ondas sísmicas. Estas ondas se propagan desde el foco sísmico hacia la superficie terrestre, transportando la energía liberada durante el evento.

En términos generales, las ondas sísmicas se clasifican en ondas internas y ondas superficiales (Espíndola & Jiménez, 1994). Para el presente estudio, resulta de mayor interés el análisis de las ondas internas, ya que son las responsables de transmitir el movimiento a través del suelo hasta las cimentaciones de las estructuras. Estas se subdividen en ondas tipo P y ondas tipo S. Por otro lado, las ondas superficiales como son Rayleigh y Love generan efectos más destructivos, especialmente las ondas Love que, debido a su baja frecuencia provocan resonancia en las estructuras con mayor facilidad que las ondas internas ya mencionadas (Hewitt, 2007).

2.1.4.1 Ondas tipo P

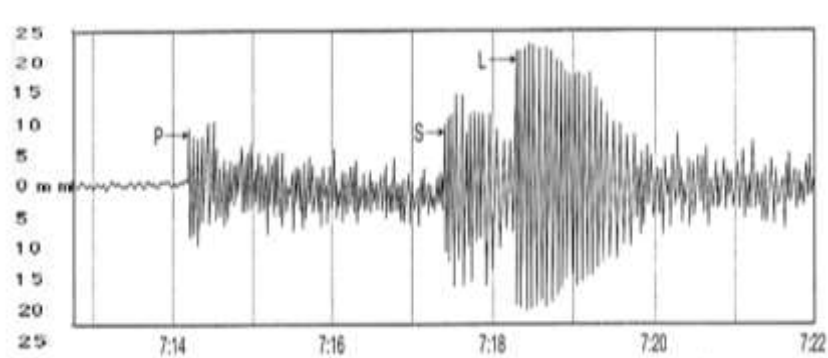
Las ondas tipo P (primarias) son las primeras en propagarse desde el foco sísmico. Se caracterizan por ser ondas longitudinales, en las cuales las partículas del suelo oscilan en la misma dirección de propagación de la onda, generando compresiones y expansiones del material (Guiral et al., 2016). La velocidad de estas ondas depende de las propiedades del medio, especialmente de su densidad y rigidez. Aunque son las más rápidas, su influencia en la respuesta estructural suele ser menor en comparación con otros tipos de ondas (Molina et al., 2004).

2.1.4.2 Ondas tipo S

Las ondas tipo S (secundarias) se propagan después de las ondas P y son de tipo transversal, lo que implica que las partículas del suelo se mueven de manera perpendicular a la dirección de propagación de la onda. Estas ondas generan movimientos laterales en el terreno, siendo especialmente relevantes en el análisis estructural, ya que son las principales responsables de las deformaciones que afectan a las edificaciones durante un sismo. Al igual que las ondas P, su velocidad depende de las características del suelo, siendo menor en suelos blandos, tal como señala (Molina et al., 2004).

Expuesto lo anterior, Molina et al. (2004) presentan la Figura 1, en la cual se evidencia que las ondas sísmicas llegan en distintos tiempos al punto de registro, siendo las ondas P las primeras en detectarse, seguidas por las ondas S y finalmente las ondas superficiales, con mayor amplitud. Tal conducta se fundamenta en la propagación de las ondas sísmicas a través del suelo y su contribución a la respuesta sísmica.

Ilustración 1. *Sismograma en el que se identifican las llegadas de las ondas P, S y ondas superficiales.*



Fuente: Adaptado de *Tamaño de los terremotos: intensidad y magnitud*, por Molina, Giner, y Jáuregui, (2004).

Las ondas sísmicas que provocan el movimiento del suelo se ven directamente afectadas por las propiedades del suelo, tales como su rigidez, densidad y capacidad de amortiguación. Por ejemplo, en suelos blandos las ondas disminuyen su velocidad y aumentan su amplitud, lo que provoca una amplificación del movimiento, mientras que en suelos rígidos las ondas se transmiten a mayor velocidad y menor deformación (Mosquera, 2024).

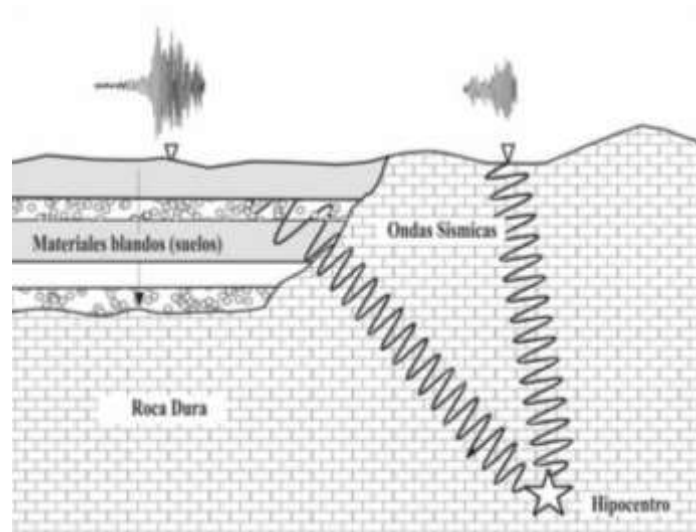
La interacción que ocurre entre la respuesta de las estructuras y el suelo está condicionada justamente por este comportamiento del suelo, ya que el movimiento del suelo se transmite a través de las cimentaciones, generando fuerzas y deformaciones en los elementos estructurales. Esta interacción dinámica suelo-estructura depende de cómo se propagan y modifican las ondas sísmicas a través del suelo, provocando un cambio en parámetros como desplazamientos, esfuerzos internos y el período natural del sistema.

2.1.5. Efectos de sitio y su influencia en la respuesta sísmica

El efecto de sitio se define como la modificación de la intensidad del movimiento sísmico a nivel local, ya sea amplificándola o atenuándola, debido a las condiciones particulares del suelo en el lugar de emplazamiento (Chávez-García & A., 2014). En este sentido, el terreno no solo transmite las ondas sísmicas, sino que también altera sus características, modificando aspectos como la duración del movimiento y su contenido de frecuencias. Estas variaciones influyen directamente en la respuesta de la estructura, afectando parámetros como los desplazamientos, esfuerzos y comportamiento dinámico del sistema estructural.

El efecto de sitio, también conocido como “efecto gelatina”, se produce debido a las propiedades mecánicas del suelo en un determinado lugar. Por esta razón, cuando ocurre un evento sísmico, sitios cercanos entre sí pueden presentar respuestas distintas en función de sus condiciones geotécnicas (Frau, 2018). Es decir, cada tipo de suelo tiene una diferente rigidez, lo que condiciona que las ondas sísmicas que se propagan desde el foco sísmico tiendan a amplificarse o a atenuarse.

Ilustración 2. Esquema de propagación de ondas sísmicas a través de suelos con distinta rigidez.



Fuente: Tomado de García T. (2006)

Pese a que un sismo puede ser considerado como el conjunto de ondas generadas a partir de una gran cantidad de energía de deformación que se libera en su interior e irán propagándose a través del interior de la Tierra, hasta llegar a la misma; la respuesta del terreno y la amplificación dependerán de su respuesta dinámica, la cual influye también en la profundidad del sustrato y en el espesor de las capas de suelo. Como ejemplo, se puede observar cómo, conforme las ondas sísmicas se propagan en los medios rocosos, se van atenuando con la distancia al foco emisor y también con el tiempo, según la distancia o el tiempo desde que se generaron en el foco. Sin embargo, en suelos no consolidados o blandos puede haber amplificaciones del movimiento (García T. , 2006).

En este sentido, el análisis de la respuesta sísmica del suelo resulta determinante en un diseño sismorresistente, ya que la forma en que las condiciones mecánicas de un suelo influyen en la magnitud e intensidad del movimiento que llega.

La respuesta sísmica local está muy relacionada con las características de los terrenos dinámicos. por lo tanto, la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (2015) clasifica los perfiles de suelo en seis tipos que en su mayoría consideran la velocidad media de propagación de ondas de corte (V_s), que constituye uno de los elementos básicos para definir el espectro de diseño sísmico.

Tabla 2. Clasificación de perfiles de suelo según NEC-15

Tipo de perfil	Descripción	Vs (m/s)
A	Roca competente	$V_s \geq 1500$
B	Roca de rigidez media	$1500 > V_s \geq 760$
C	Suelos muy densos o roca blanda	$760 > V_s \geq 360$
D	Suelos rígidos	$360 > V_s \geq 180$
E	Suelos blandos	$V_s < 180$
F	Suelos especiales	Evaluación específica

Fuente: Adaptado de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, capítulo NEC-SE-DS (2015).

2.2 CIMENTACIONES SUPERFICIALES: ZAPATAS AISLADAS

2.2.1. Concepto y tipos de cimentaciones superficiales

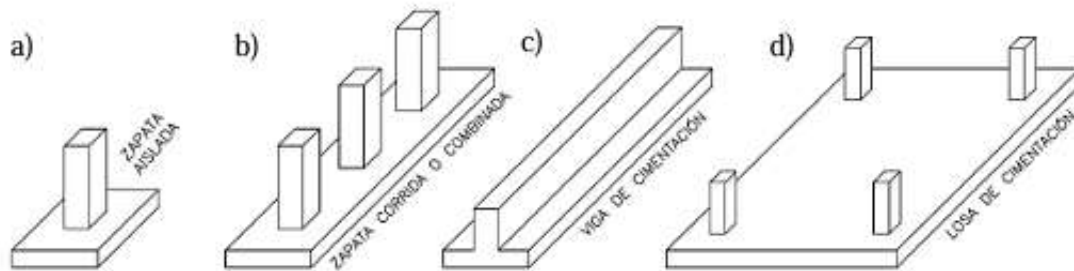
Al ser el suelo el medio sobre el cual se apoyan todas las obras ingenieriles, resulta fundamental destacar el papel de las cimentaciones, las cuales constituyen la parte de la estructura encargada de transmitir su propio peso y las cargas recibidas hacia el terreno. Según Zambrano Pareja (2022), su función principal es garantizar que la presión transmitida no supere la capacidad portante del suelo, evitando así fallas o asentamientos excesivos. Las cimentaciones, además, tienen una función crucial en la estabilidad del conjunto estructural, para las acciones externas que recibe la estructura, como las cargas de viento, así como las cargas sísmicas.

El proceso de clasificación para las cimentaciones en el tiempo ha permitido definir cimentaciones superficiales y profundas a partir de la relación de la profundidad de desplante (Df) sobre el ancho de la cimentación (B). A este respecto, Valdivia Ruiz (2021) avala el uso de relaciones Df/B como una forma de distinguir la cimentación superficial de la cimentación profunda.

De acuerdo a Terzaghi (1943) una cimentación superficial es cuando la profundidad de desplante está dado por Df menor o igual al ancho de la zapata. Das (2011) por otro lado considera que la cimentación puede clasificarse como superficial si Df/B es aproximadamente entre 3 y 4, enriqueciendo el criterio convencional por d_{jr} casi experimentales. La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CM establece indicaciones también para clasificar y diseñar cimentaciones teniendo como criterio la profundidad de desplante, las condiciones del suelo y las cargas que transmite la estructura lo cual sirve de complemento a los referentes teóricos.

En términos generales, este tipo de cimentaciones se emplea cuando el suelo superficial presenta una capacidad portante adecuada para soportar las cargas transmitidas por la estructura, y cuando las solicitaciones no requieren soluciones profundas. Pueden clasificarse en: zapatas aisladas, zapatas corridas, zapatas combinadas y losas de cimentación, siendo las zapatas aisladas una de las soluciones más comunes en edificaciones de baja altura (Zambrano Pareja, 2022).

Ilustración 3. *Tipos de Cimentaciones superficiales*



Fuente: Esquemas de: a) zapata aislada, b) zapata combinada, c) viga de cimentación y d) losa de cimentación. Adaptado de Zambrano Pareja (2022).

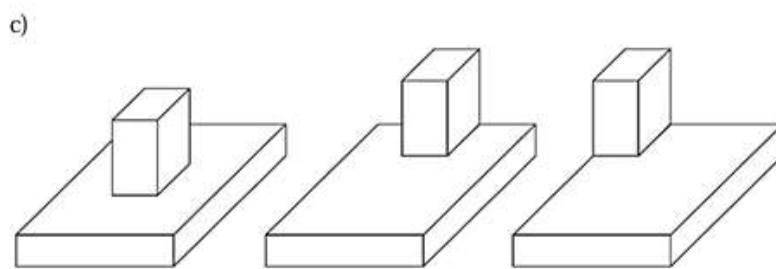
En este estudio las cimentaciones superficiales, particularmente las zapatas aisladas, cobran especial protagonismo puesto que son el último elemento de transición entre la estructura y el suelo. A través de las mismas se transmiten las cargas sísmicas al terreno, lo que facilita el análisis de cómo la deformabilidad del suelo puede influir en la respuesta de la estructura. Por eso su comportamiento es clave dentro del análisis de la interacción dinámica suelo-estructura.

2.2.2. Zapatas aisladas de concreto armado

Una zapata aislada es un tipo de cimentación superficial diseñada para soportar cargas provenientes de columnas individuales. Generalmente se emplea en estructuras de carga moderada, donde se requiere transmitir esfuerzos concentrados al suelo de manera uniforme, evitando la ocurrencia de asentamientos diferenciales que puedan comprometer la estabilidad de la estructura (Christian & José, 2014).

Ilustración 4. *Esquema referencial de zapatas aisladas.*





Fuente: Esquema de: a) Cargas básicas aplicadas a la cimentación, b) Geometría referencial, c) Tipos de zapata aislada (excéntrica, concéntrica). Tomado de Zambrano Pareja (2022).

Desde el punto de vista estructural, las zapatas aisladas son elementos de concreto armado ubicados bajo cada columna, cuya función es distribuir las cargas hacia el terreno. Estas trabajan principalmente a compresión en el concreto y a tracción en el acero de refuerzo, resistiendo solicitaciones como flexión, corte y punzonamiento. Su comportamiento depende de factores como la magnitud y excentricidad de las cargas, así como de la capacidad portante del suelo (Bowles, 1996); (Das B. M., 2011).

En el contexto del presente estudio, las zapatas aisladas constituyen el elemento fundamental de conexión entre el pórtico de una planta y el suelo. A través de ellas se transmiten las cargas sísmicas hacia el terreno, por lo que su comportamiento no solo depende de las propiedades estructurales del concreto armado, sino también de la respuesta del suelo ante dichas solicitaciones. En este sentido, la deformabilidad del terreno puede influir en la distribución de esfuerzos y desplazamientos del sistema, lo que permite analizar la interacción dinámica suelo–estructura dentro del modelo propuesto (Chopra, 2017).

2.2.3. Comportamiento de la zapata bajo cargas verticales y sísmicas

La zapata está diseñada principalmente para soportar cargas axiales provenientes de la superestructura y transmitirlas al suelo de manera uniforme, generando presiones de contacto que deben mantenerse dentro de la capacidad portante del terreno (Bowles, 1996). Bajo estas condiciones, el suelo experimenta deformaciones controladas, lo que permite limitar los asentamientos y garantizar un comportamiento estable del sistema cimentación–suelo, tal como también señalan Das (2011).

Pero no solo es el caso que las zapatas están asignadas a fuerzas verticales, sino que además se ha de tener en consideración la influencia de fuerzas sísmicas, las cuales provocan cargas laterales y momentos en la base de la columna (Chopra, 2017). La situación del diseño de la zapata ante la interacción con acciones sísmicas difiere bastante, ya que la carga ya no se comporta de forma centrada, sino que provoca excentricidades.

Por lo tanto, las presiones en el suelo no serán las esperadas, debido a que el estado de esfuerzos puede estar deficiente, lo cual puede incluso incluir la rotación de la zapata o la existencia de un levantamiento parcial. De acuerdo con Bowles (1996), estos efectos pueden dar lugar a asentamientos diferenciales y a una respuesta más compleja del sistema cimentación–suelo.

Bajo estas condiciones, es importante comprender que la transmisión de cargas de una estructura no finaliza en la zapata, sino que continúa hacia el suelo de cimentación. Este último cumple un papel fundamental durante eventos sísmicos, ya que posee propiedades mecánicas distintas a las de la superestructura, como su deformabilidad y rigidez (Das B. M., 2011).

Bajo la acción de cargas laterales, la estructura, a través de la zapata, transmite una carga al suelo que produce deformaciones sobre el mismo; en palabras de Chopra (2017), en suelos blandos estas deformaciones son elevadas, afectando negativamente al sistema estructural (incrementando los desplazamientos del mismo) mientras que las deformaciones son menores para suelos menos blandos, haciendo que la respuesta del sistema sea más controlable.

En este sentido, la zapata no actúa de manera independiente, sino que trabaja en conjunto con el suelo, dando lugar a un comportamiento acoplado conocido como interacción suelo–estructura (Zeevaert, 1980); (Kausel, 2010). Este fenómeno pone en evidencia la importancia de considerar la deformabilidad del terreno en el análisis y diseño estructural, especialmente bajo condiciones sísmicas.

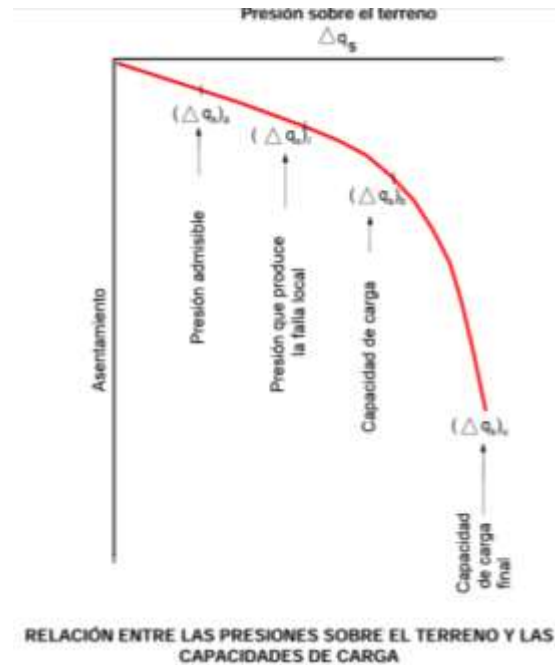
2.2.4. Asentamientos y deformación del terreno

El suelo, al igual que los materiales estructurales como el concreto o el acero, experimenta deformaciones cuando es sometido a cargas. Aguilar y Lopez (2023) manifiestan que, estas deformaciones se manifiestan en forma de asentamientos, los cuales corresponden al descenso vertical del terreno debido a la acción de las cargas transmitidas por la estructura. El principal problema se presenta cuando estos asentamientos ocurren de manera diferencial, es decir, cuando distintas zonas del suelo se deforman en diferente magnitud, lo que puede generar daños significativos en la estructura, como lo señalan Bowles (1996).

Los asentamientos pueden clasificarse en varios tipos. Conforme a Calla Apaza (2025), los asentamientos inmediatos ocurren de forma casi instantánea debido a la deformación elástica del suelo. Por otro lado, los asentamientos por consolidación primaria se producen por la expulsión del agua contenida en los poros del suelo, mientras que la consolidación secundaria está asociada al reacomodo de las partículas a lo largo del tiempo. Esta clasificación coincide con lo planteado por Terzaghi (1943) en su teoría de consolidación en suelos saturados. Los asentamientos diferenciales, por su parte, ocurren cuando el descenso del terreno no es

uniforme, ya sea por factores naturales; sismos, procesos de erosión, o por acciones humanas, como la aplicación de cargas o excavaciones.

Ilustración 5. *Relación entre la presión aplicada y el asentamiento del suelo*



Fuente: Adaptado de Vesic (1963).

Tal como se insinúa en la Ilustración 5, es evidente que el comportamiento del suelo en relación a la aplicación de cargas describe una relación no lineal entre la presión y el asentamiento ya que en la primera etapa se incurre en una respuesta del tipo casi elástico y pequeñas deformaciones, pero a medida que se incrementa la carga van aumentando también los asentamientos, especialmente al atravesar la línea correspondiente a la capacidad última del terreno; lo que permite reconocer valores tales como la presión admisible y la carga última, que son fundamentales para el diseño de cimentaciones.

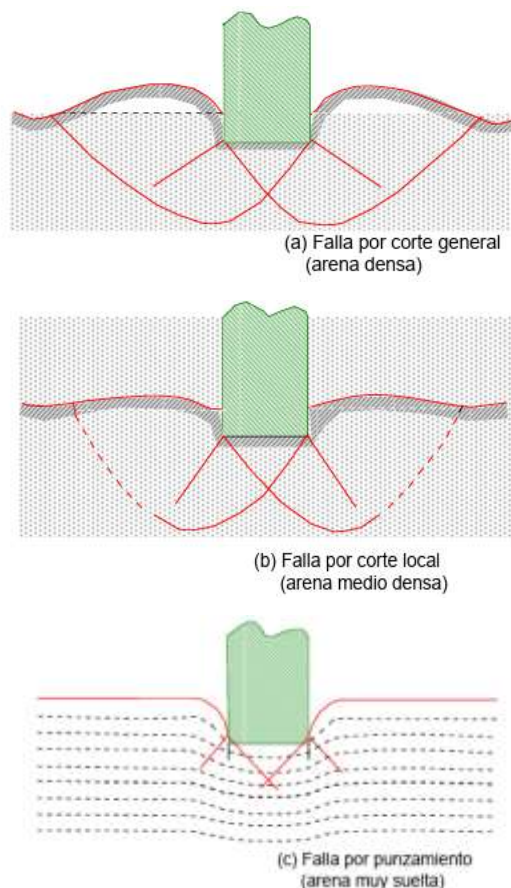
Para el caso de este estudio, la relación entre los asentamientos del suelo y la respuesta estructural es evidente, ya que la cimentación interfiere las cargas transmitiéndolas al terreno lo que provoca las deformaciones que llegan a consecuencia la compactación y la consolidación del suelo, a su vez, las deformaciones también se traducen en desplazamientos de la estructura y como los sistemas estructurales son típicamente hiperestáticos, ocultan esfuerzos internos adicionales que, evidentemente, condicionan el comportamiento de la estructura.. Así, la deformabilidad del suelo influye directamente en la interacción suelo-estructura y en la respuesta global del sistema bajo cargas sísmicas (Chopra, 2017).

2.2.5. Modos de falla en cimentaciones superficiales

En el diseño de cimentaciones superficiales, un parámetro de vital importancia es la capacidad de carga admisible del suelo. Tal y como señalan Juárez Badillo y Rico Rodríguez (1992), cuando no se cumplen las condiciones adecuadas de diseño o cuando las cargas superan la capacidad del sistema suelo–estructura, pueden presentarse distintos modos de falla, comprometiendo la estabilidad de la estructura, ya sea por colapso del suelo o por un comportamiento inadecuado de la cimentación. Este concepto también es abordado por Terzaghi (1943), que establece las bases de la falla por capacidad portante.

Entre los principales modos de falla se ubica la falla por capacidad portante, dado que el suelo no es capaz de soportar las cargas transmitidas por la estructura haciendo que el terreno se hunda, ya sea todo de forma progresiva o repentina (Bowles, 1996); también se puede tener en cuenta la falla por hundimientos deslizados, como puede ser el caso de los asentamientos diferenciales que afectan su funcionamiento. Finalmente, también puede ocurrir la falla estructural de la zapata, asociada a esfuerzos de flexión, corte o punzonamiento que superan la resistencia del concreto armado (Rivera Fernandez, 2024).

Ilustración 6. *Modos de falla por capacidad portante en cimentaciones superficiales*



Fuente: Adaptado de Vesic (1963).

Tal y como se puede observar en la Ilustración 6, la falla por capacidad portante puede producirse de distintas formas en función de las características del tipo de suelo. En suelos densos, hemos destacado la falla general, que es típica en el caso de que existan superficies de deslizamiento bien definidas. En suelos de densidad media, se produce la falla local, que responde a deformaciones progresivas, mientras que, en suelos blandos, se habla de la falla por punzonamiento, donde la cimentación se halla más o menos introducida en el terreno y sin desplazamientos laterales separables.

Tal y como se ha comentado, estos modos de falla, llegan a comprometer la estabilidad de la estructura, llegando a provocar incluso el colapso de esta. Para preverlo, hay que tener en cuenta las características del suelo de cimentación, ya que los suelos blandos, por ejemplo, las arenas sueltas o las arcillas de alta compresibilidad, tienen un riesgo de fallo mayor, especialmente para cargas sísmicas (Calla Apaza, 2025).

Por esta razón, el considerar la interacción suelo-estructura es de vital importancia para obtener una evaluación más realista del comportamiento del sistema, garantizando de esta manera una respuesta adecuada de la cimentación.

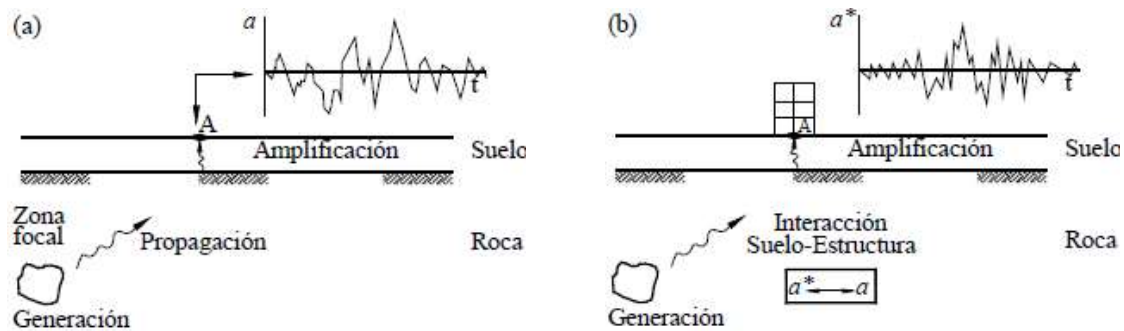
2.3 INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO–ESTRUCTURA (SSI)

2.3.1. Interacción dinámica suelo-estructura

Como menciona Corratgé et al. (2021), en el análisis y diseño de estructuras, comúnmente se considera al suelo como una base rígida, asumiendo que la estructura trabaja de manera independiente. Sin embargo, el suelo, al ser un material geológico, responde de acuerdo con sus propiedades cuando es sometido a cargas provenientes de la superestructura, comportándose como un medio deformable.

Ante un evento sísmico, la respuesta estructural está directamente ligada a la reacción del suelo. Esta interacción entre la superestructura, la cimentación y el terreno se presenta tanto bajo cargas gravitacionales como ante sollicitaciones dinámicas, y se conoce como interacción dinámica suelo–estructura (SSI) (Abdulaziz, et al., 2023). Este fenómeno surge debido a la flexibilidad del suelo frente a cargas dinámicas, y puede entenderse como el conjunto de efectos cinemáticos e inerciales que se generan en el sistema estructural (Colunga, 2019). La diferencia en el movimiento del suelo en campo libre y el modificado por la presencia de la estructura se ilustra en la Ilustración 7, donde se evidencia como la interacción suelo estructura modifica la respuesta sísmica del sistema.

Ilustración 7. *Modificación del movimiento sísmico del suelo debido a la interacción suelo–estructura, comparando el campo libre y la respuesta en presencia de una edificación.*



Fuente: Adaptado de Soriano (1989), citado en Díaz et al. (2012).

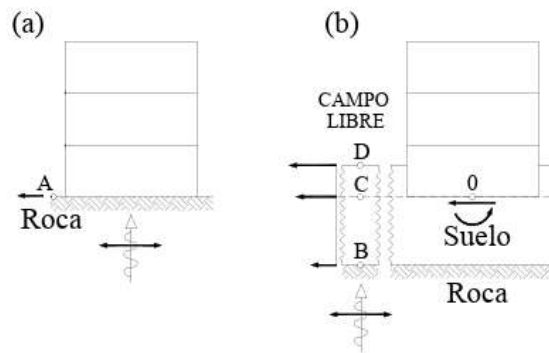
La interacción suelo-estructura constituye una de las facetas interesantes a tratar en el análisis estructural, especialmente cuando este análisis se centra en un comportamiento dinámico del sistema, como se da en el caso de cargas sísmicas, porque afecta al comportamiento mismo del sistema. Su inclusión puede incrementar el periodo fundamental y el amortiguamiento efectivo, en relación a modelos de base rígida que no tienen en consideración la posibilidad de los suelos de deformarse y disipar parte de la energía sísmica (García J. A., 2006).

Para comprender la SSI es esencial estudiar al menos tres disciplinas que influyen en este fenómeno. Por un lado, se necesita conocer conceptos básicos de la elastodinámica, que estudia el comportamiento dinámico de medios elásticos continuos y caracterización de la propagación de las ondas. Por otro lado, es importante conocer la dinámica del suelo para comprender que propiedades del suelo influyen en su comportamiento dinámico y como cambian cuando se someten a cargas cíclicas. Por último, se debe conocer la dinámica estructural para identificar las consecuencias que tendrá la hipótesis de que los edificios no se encuentran apoyados sobre una base infinitamente rígida (García et al., 2015).

2.3.2. Mecanismos de interacción suelo-cimentación-estructura

Como se mencionó anteriormente, la interacción dinámica suelo–estructura puede describirse a través de mecanismos que explican cómo se transmiten y modifican las fuerzas dentro del sistema estructural, especialmente bajo cargas dinámicas como las sísmicas. Para ilustrar este fenómeno (Wolf J. P., 1994) emplea la siguiente comparación. En la Ilustración 8 se presenta una estructura cimentada sobre roca (a) y la misma estructura apoyada sobre un suelo flexible que descansa sobre roca (b). En ambos casos, el movimiento sísmico ocurente es el mismo; sin embargo, debido a la presencia del suelo la respuesta del sistema difiere significativamente.

Ilustración 8. *Comparación de la respuesta sísmica de una estructura sobre roca y sobre suelo flexible.*



Fuente: Adaptado de Wolf (1994).

En el caso de la estructura cimentada directamente sobre roca, el movimiento sísmico se transmite de manera prácticamente uniforme a la base, sin ocasionar deformaciones adicionales, por lo mismo la respuesta estructural depende únicamente de las propiedades de la superestructura. Mientras que, cuando la estructura se encuentra apoyada sobre un suelo deformable, el movimiento en la base ya no coincide con el movimiento del campo libre debido a la influencia del suelo.

Este comportamiento, como indicaron Bapir et al. (2023), puede ser explicado por dos mecanismos, por un lado, la interacción cinemática y por el otro, la interacción inercial; la interacción cinemática ocurre cuando el movimiento sísmico del suelo es transmitido a la cimentación y a la estructura, su amplitud y dirección modificados por las propiedades del terrero.

Así, el movimiento que arriba a la base (cimentación) de la construcción estructural puede llegar a ser distinto del registrado en campo libre, siendo posible observar efectos de filtrado de frecuencias, disminución de componentes de traslación, aparición de movimientos adicionales, como por ejemplo el cabeceo, e incluso también la rotación. La inercial, en cambio, surge de la respuesta dinámica de la estructura: por su masa y rigidez, esta transmite fuerzas al suelo a través de la cimentación, lo que genera deformaciones en el terreno que, a su vez, vuelven a influir en la respuesta estructural.

Entre sus principales consecuencias se encuentran el alargamiento del periodo fundamental, la modificación del amortiguamiento efectivo y cambios en la ductilidad del sistema suelo–cimentación–estructura (Botero et al., 2004).

2.3.3. Modelo de Winkler

El modelo de Winkler constituye una de las aproximaciones más utilizadas para representar la interacción entre una cimentación y el terreno de apoyo. Esta teoría fue propuesta por Emil

Winkler en 1867 y considera que el suelo puede idealizarse como una serie de resortes elásticos independientes distribuidos de forma continua bajo la cimentación.

Bajo esta hipótesis, la reacción generada por el terreno es proporcional al desplazamiento vertical producido por la carga aplicada. Esta simplificación ha permitido que el modelo sea ampliamente empleado en problemas de ingeniería geotécnica y estructural debido a su facilidad de aplicación y comprensión (Bowles, 1996); (Geoengineer, 2024).

Desde un punto de vista mecánico, el modelo supone que cada resorte trabaja de manera independiente, por lo que la deformación experimentada en un punto del terreno no influye directamente en los puntos adyacentes. Aunque esta hipótesis no representa completamente el comportamiento real de los suelos, permite obtener soluciones prácticas para el análisis de cimentaciones superficiales, vigas de fundación y losas apoyadas sobre el terreno (Geoengineer, 2024).

La relación fundamental del modelo establece que la presión de contacto transmitida por la cimentación es proporcional al asentamiento vertical producido en el suelo. Dicha relación se expresa mediante la ecuación:

Ecuación 4. *Modelo de Winkler.*

$$p = K_s \cdot s$$

donde:

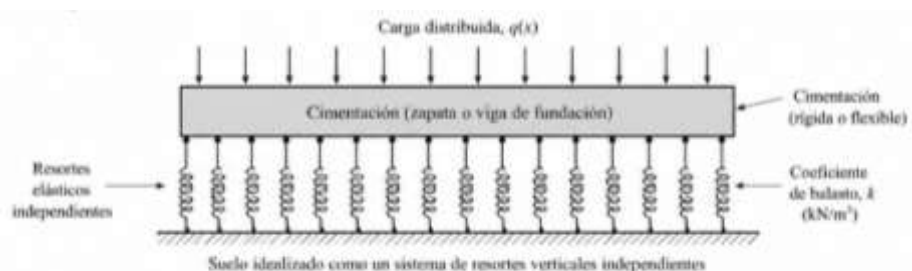
(p) representa la presión de contacto,

(K_s) corresponde al coeficiente de balasto o módulo de reacción de subrasante, y

(s) es el asentamiento vertical generado por la carga aplicada.

El coeficiente de balasto constituye el parámetro fundamental del modelo de Winkler, ya que representa la rigidez del sistema suelo–resorte. Su valor depende de diversos factores, entre ellos el tipo de suelo, las dimensiones de la cimentación, la magnitud de las cargas aplicadas y las características estratigráficas del terreno. Por esta razón, el coeficiente de balasto no se considera una propiedad intrínseca del suelo, sino un parámetro que varía según las condiciones particulares del problema analizado (Das, 2019); (Bowles, 1996).

Ilustración 9. *Modelo de Winkler para la representación del suelo*



Fuente: Adaptado de Geoengineer (2024).

2.3.4. Importancia de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica

La interacción suelo–estructura (SSI) es un fenómeno a través del cual las deformaciones del terreno y la respuesta de la propia estructura se impactan de forma recíproca durante la aplicación de cargas estáticas y dinámicas. Históricamente, muchos soportes estructurales han considerado la base de la estructura como perfectamente rígida, pero investigaciones recientes han indicado que esta simplificación puede conducir a diferencias relevantes en la estimación de las distintas respuestas estructurales, siendo muy sensible sobre todo cuando se presentan acciones sísmicas (Krishnan & Sivakumar, 2024).

La relevancia de la SSI depende principalmente de las características del suelo, del sistema de cimentación y de las propiedades dinámicas de la estructura. Su influencia suele ser más significativa en suelos blandos o de rigidez media, donde las deformaciones del terreno pueden modificar la respuesta global del sistema estructural. De igual manera, las cimentaciones superficiales presentan una interacción directa con el terreno, por lo que la deformabilidad del suelo puede afectar la distribución de esfuerzos y desplazamientos de la estructura (Kramer, 1996); (Mylonakis & Gazetas, 2000).

Diversos estudios han evidenciado que ignorar la interacción suelo–estructura puede conducir a una representación poco realista del comportamiento estructural, provocando alteraciones en parámetros como los desplazamientos laterales, los esfuerzos internos y los períodos naturales de vibración. Estas diferencias pueden traducirse en diseños poco eficientes, ya sea por sobreestimación de la rigidez estructural o por una evaluación inadecuada de la demanda sísmica (Yang et al., 2024).

Asimismo, la consideración de la SSI permite incorporar de forma más realista la influencia de la deformabilidad del terreno sobre la respuesta dinámica de la estructura, mejorando la estimación de parámetros asociados al desempeño sísmico y al comportamiento global del sistema suelo–cimentación–estructura (Moradi et al., 2026); (Bapir et al., 2023).

En el contexto del presente estudio, la interacción suelo–estructura adquiere especial importancia debido a que se analiza un pórtico de una planta apoyado sobre cimentaciones superficiales aisladas. Por esta razón, se desarrollan dos modelos numéricos en ETABS: uno con base rígida y otro con base flexible representada mediante el modelo de Winkler, con el fin de evaluar la influencia de la deformabilidad del suelo sobre los desplazamientos, esfuerzos internos y períodos naturales de vibración de la estructura.

2.3.5. Influencia de la interacción suelo-estructura en estructuras de baja altura

El estudio de la interacción dinámica suelo–estructura ha sido ampliamente desarrollado en edificaciones de gran altura. Sin embargo, en estructuras de reducida altura, en general, se tiende a asumir muy erróneamente una baja influencia de la SSI debido a la alta rigidez relativa de la estructura. Los autores, en cambio, consideran que, en suelos de rigidez media o baja, la deformabilidad del suelo puede influir considerablemente en la respuesta estructural. La misma postura es defendida por Bapir et al. (2023) al afirmar que es fundamental incluir la interacción suelo-estructura en estas condiciones.

Bajo estas condiciones, suponiendo la consideración de la interacción suelo–estructura, los cambios que pueden aparecer en la respuesta estructural suelen ser relativamente importantes, aumentando los desplazamientos, modificando los esfuerzos internos y alargando el periodo fundamental. Siguiendo a Chopra (2017), estos cambios se asocian principalmente a la deformabilidad del suelo, que hace que las estructuras respondan ante cargas dinámicas de forma diferente.

En el caso del presente estudio, se analiza un pórtico de una planta con cimentaciones aisladas, en el cual la influencia del suelo puede desempeñar un papel determinante en el comportamiento global del sistema. La flexibilidad del terreno permite mayores deformaciones en la base, lo que incide directamente en la respuesta estructural. En consecuencia, considerar la interacción suelo–estructura permite obtener resultados más representativos y mejorar la precisión del análisis estructural, tal como también señalan Bapir et al. (2023).

2.3.6. Comparación entre modelos de base rígida y base flexible

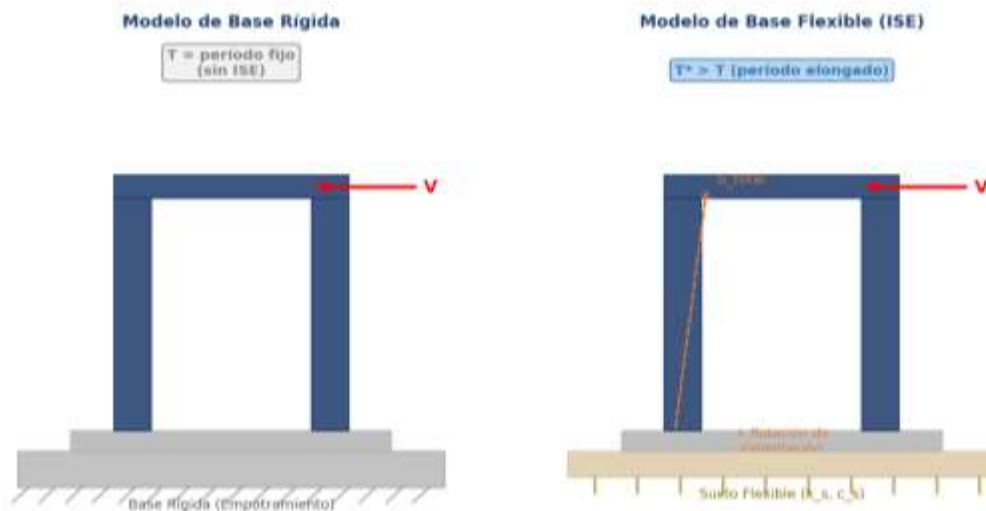
En el análisis estructural tradicional, las cimentaciones suelen modelarse bajo la hipótesis de base rígida, asumiendo que los apoyos permanecen completamente restringidos y que no experimentan desplazamientos ni rotaciones. Bajo esta consideración, la respuesta de la estructura depende exclusivamente de las propiedades mecánicas y geométricas de la superestructura (Chopra, 2017).

En resumen, los factores reales del terreno no coinciden con la idea idealizada. El terreno es una estructura finamente compactada que sufre deformaciones al absorber las cargas transferidas por la estructura. Como resultado, la base de apoyo puede moverse y girar lo que altera la respuesta general del suelo- base-estructura (Mylonakis & Gazetas, 2000).

Para representar esto, se utiliza el modelo de base flexible en el que la deformabilidad del terreno se modela mediante elementos equivalentes de rigidez. Entre los métodos más usados está el modelo de Winkler, donde el suelo es considerado como una colección de resortes

independientes con una rigidez determinada por el módulo de balasto o coeficiente de reacción del suelo (Bowles, 1996).

Ilustración 10. Comparación entre un modelo de base rígida y un modelo de base flexible con interacción suelo–estructura.



Fuente: Adaptado de Chopra (2017).

La principal diferencia entre estos dos métodos es que el modelo de base rígida no permite ningún movimiento en la base, frente al modelo de base flexible, que permite la interacción entre el suelo y la estructura mediante deformaciones congruentes. Esta condición produce una redistribución de esfuerzos y altera las propiedades dinámicas del sistema estructural (Das & Sivakugan, N, 2019).

Diversas investigaciones han demostrado que la inclusión de la flexibilidad del suelo puede generar incrementos en los desplazamientos laterales, modificaciones en los esfuerzos internos y variaciones en los periodos naturales de vibración. En consecuencia, la comparación entre modelos de base rígida y base flexible constituye una herramienta adecuada para evaluar la influencia de la interacción suelo–estructura sobre el comportamiento sísmico de las edificaciones (Stewart, 2012).

En las investigaciones sobre interacción suelo-estructura se suele comparar con frecuencia modelos de soporte rígido y de soporte flexible para determinar cómo el desplazamiento del suelo afecta al comportamiento estructural. La teoría de la base rígida presupone soportes completamente fijados, mientras que el método de base flexible introduce la rigidez del terreno mediante elementos equivalente (como los resortes) calculados según el modelo Winkler en función del módulo del material utilizado en el balasto. La comparación entre ambos enfoques permite analizar las variaciones que pueden presentarse en parámetros como los

desplazamientos, los esfuerzos internos y los períodos naturales de vibración (Das & Sivakugan, N, 2019).

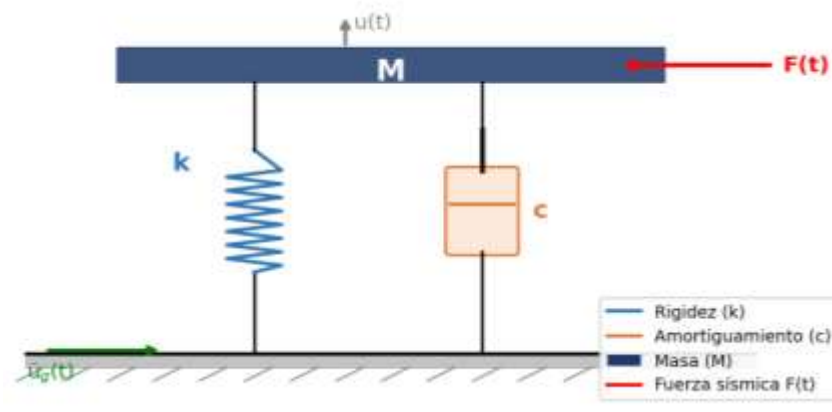
2.4 ANÁLISIS DINÁMICO ESTRUCTURAL

2.4.1. Fundamentos del Análisis Dinámico de Estructuras

El análisis dinámico estructural representa una parte clave de la ingeniería sísmica, siendo uno de sus principales objetivos analizar el comportamiento de las estructuras bajo cargas variables en el tiempo, como pueden ser acciones sísmicas. A diferencia del análisis estático, este tipo de análisis considera aspectos muy importantes como la inercia y la amortiguación, debido a que determinan la respuesta real de las edificaciones ante un sismo (Chopra, 2017).

El comportamiento dinámico puede representarse mediante modelos simplificados de masa, rigidez y amortiguamiento, conocidos como sistemas de un grado de libertad (SDOF), los cuales permiten comprender los principios básicos de la vibración estructural.

Ilustración 11. Sistema de un grado de libertad (SDOF). Modelo Masa-Resorte-Amortiguador



Fuente: Adaptado de (Chopra, 2017).

La generalización de este modelo a sistemas con múltiples grados de libertad (MDOF) implica la formulación matricial de las ecuaciones de movimiento, las cuales incorporan matrices de masa $[M]$, amortiguamiento $[C]$ y rigidez $[K]$:

Ecuación 5. Ecuación de movimiento sísmico.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g(t)$$

Donde,

$\{1\}$ = representa el vector de influencia que distribuye la excitación sísmica en los distintos grados de libertad del sistema, cosa que permiten otros enfoques más sencillos, pero es bastante

realista de la respuesta dinámica de estructuras, en concreto, para sistemas estructurales como los pórticos.

Cuando se trata de estructuras apoyadas sobre cimientos superficiales, como las zapatas aisladas, entonces este modelo puede extenderse mediante la interacción suelo-estructura o introduciendo el efecto del cúmulo topográfico para ver el efecto de la deformabilidad del terreno en la respuesta del sistema. De este modo, no solo se analizan los grados de libertad de la superestructura, sino también aquellos asociados a la base y al suelo de cimentación.

Entre los procedimientos más utilizados para evaluar la respuesta sísmica de las edificaciones se encuentra el análisis modal espectral, el cual permite estimar la respuesta máxima de la estructura a partir de sus propiedades dinámicas y de un espectro de diseño definido por la normativa sísmica. Se empleó este método en la actual investigación con el uso del programa ETABS.

Recientemente se han presentado estudios mostrando que el descuido de los efectos dinámicos de la interacción suelo-estructura provoca resultados importantes en la metodología estructural. En un diseño así se puede resultar en una estimación inexacta de los desplazamientos y una mala estimación de las fuerzas internas, principalmente en suelos poco rígidos. Esta situación puede derivar en diseños poco representativos del comportamiento real de la estructura frente a eventos sísmicos (Torabi & Rayhani, 2014); (Güllü & Jaf, 2016).

2.4.2. Período Natural, Rigidez y Amortiguamiento Estructural

El período natural es uno de los parámetros dinámicos más relevantes para la evaluación sísmica de estructuras, ya que representa el tiempo que tarda en completarse un ciclo de vibración libre. Depende principalmente de la masa y la rigidez global del sistema estructural: un aumento de la masa o una disminución de la rigidez alargan el período de vibración (Chopra, 2017).

Para un sistema de un solo grado de libertad (SDOF) basado en una base rígida, el período natural es calculado mediante la siguiente fórmula:

Ecuación 6. *Período natural de vibración.*

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

donde,

m = masa del sistema.

k = rigidez lateral.

Según Chopra (2017), el período natural de una estructura depende de la cantidad de masa y está inversamente proporcional a la rigidez. Cuanta mayor sea la masa, o mayor la rigidez,

menor será el periodo de vibración. Las estructuras más flexibles tienden a presentar periodos naturales más largos que las más rígidas.

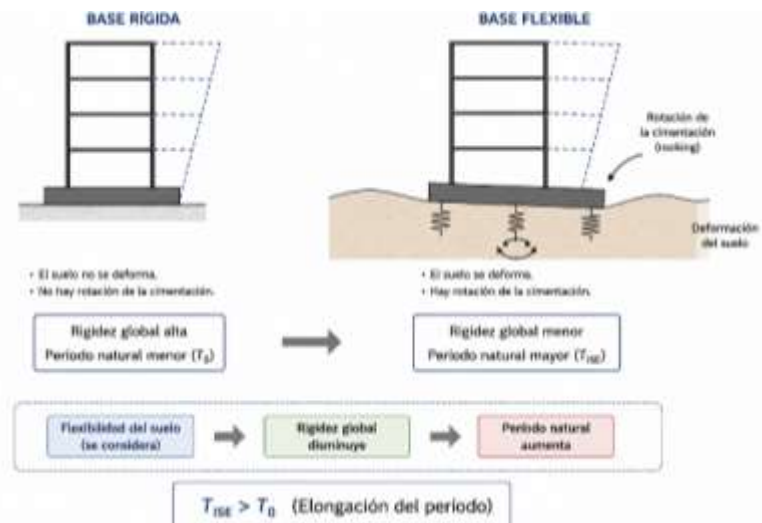
En las estructuras construidas con hormigón armado, la rigidez global depende principalmente de las características físicas y mecánicas de los componentes que soportan las cargas horizontales, como las vigas y las columnas. El aumento de cualquiera de estos factores reduce la rigidez global del sistema. Asimismo, cualquier variable que afecte la rigidez altera también el comportamiento dinámico de la estructura, afectando al período natural y a su respuesta frente a un terremoto (Chopra, 2017).

Cuando se incluye el fenómeno suelo-estructura, la deformabilidad del subsuelo introduce otra flexibilidad que disminuye la rigidez global del sistema. Por eso el período natural suele aumentar respecto al que se obtiene bajo la hipótesis de base rígida. Este fenómeno, conocido como elongación del período, constituye uno de los efectos más representativos de la interacción suelo-estructura y puede modificar significativamente la respuesta sísmica de la edificación (Stewart, 2012).

Asimismo, el amortiguamiento estructural representa la capacidad del sistema para disipar energía durante las vibraciones inducidas por acciones dinámicas. En estructuras de hormigón armado se adopta comúnmente un amortiguamiento equivalente del 5 %, valor ampliamente utilizado en la construcción de espectros de diseño y en procedimientos de análisis dinámico (Chopra, 2017).

Como explican Stewart et al. (2012), el comportamiento de un pórtico ante un sismo depende estrictamente de sus propiedades dinámicas (masa, rigidez y amortiguamiento). Por esta razón, el período natural constituye uno de los parámetros de comparación más importantes dentro del presente estudio, permitiendo evaluar la influencia de la interacción suelo-estructura sobre la respuesta global del pórtico analizado.

Ilustración 12. *Efecto conceptual de la flexibilidad del suelo sobre el período natural de vibración de la estructura*



Fuente: adaptado de (Chopra, 2017)

2.4.3. Respuesta estructural ante Cargas Sísmicas

La respuesta estructural frente a un sismo comprende el conjunto de efectos que se generan en una edificación como consecuencia de las aceleraciones inducidas por el movimiento del terreno. La magnitud de estos efectos depende de las características dinámicas de la estructura, de las propiedades del suelo de cimentación y de la intensidad y contenido frecuencial del evento sísmico (Chopra, 2017).

Durante la ocurrencia de un sismo, la estructura experimenta desplazamientos, aceleraciones y esfuerzos internos que varían continuamente con el tiempo. La respuesta desarrollada está condicionada principalmente por la masa, la rigidez y el amortiguamiento del sistema estructural, así como por las condiciones de apoyo de la cimentación, factores que determinan la forma en que la energía sísmica es transmitida y disipada dentro de la estructura (Chopra, 2017).

Entre los parámetros más usados para evaluar el comportamiento sísmico de una estructura están los desplazamientos laterales, los períodos naturales de vibración y los esfuerzos internos en vigas, columnas y elementos de cimentación. Estos indicadores permiten cuantificar la demanda sísmica y verificar el cumplimiento de la (NEC-SE-DS-2015).

En estructuras de hormigón armado, las acciones sísmicas generan esfuerzos axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores que los distintos elementos estructurales deben resistir adecuadamente. Asimismo, los desplazamientos laterales constituyen un parámetro fundamental debido a su estrecha relación con el nivel potencial de daño y con el control de las derivas de entrepiso exigidas por la normativa vigente (Chopra, 2017).

Cuando se incorpora la interacción suelo-estructura en el análisis, la deformabilidad del terreno modifica las condiciones de apoyo de la edificación. Esta flexibilidad adicional puede producir desplazamientos y rotaciones en la cimentación, alterando la rigidez efectiva del sistema y generando variaciones en los períodos naturales de vibración, desplazamientos laterales y esfuerzos internos desarrollados durante un evento sísmico (Wolf J. P., 1985).

Diversas investigaciones han demostrado que la interacción suelo-estructura puede generar una reducción de determinadas demandas de fuerza debido al incremento del período natural de vibración del sistema. Sin embargo, este beneficio suele estar acompañado por un aumento de los desplazamientos estructurales, especialmente en edificaciones cimentadas sobre suelos de rigidez baja o intermedia (Güllü & Jaf, 2022).

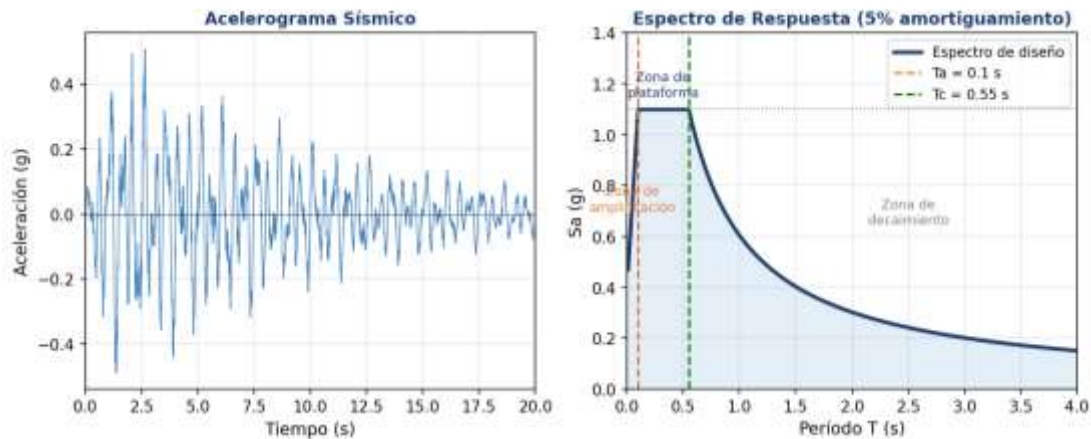
Por esta razón, la evaluación de la respuesta sísmica debe considerar simultáneamente tanto los esfuerzos internos como los desplazamientos estructurales. En la presente investigación, la influencia de la interacción suelo-estructura se evalúa mediante la comparación de períodos naturales, desplazamientos y esfuerzos internos obtenidos en modelos de base rígida y base flexible desarrollados en ETABS.

2.4.4. Método del Espectro de Respuesta

El método del espectro de respuesta constituye uno de los procedimientos más utilizados en ingeniería sísmica para estimar la respuesta máxima de las estructuras frente a movimientos sísmicos. Este método se utiliza por varias normativas internacionales, entre ellas la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS-2015, porque puede simular las respuestas dinámicas del sismo mediante espectros de diseño especificados para las condiciones específicas de cada ubicación.

El espectro de respuesta mide la respuesta máxima que un sistema de un solo grado de libertad puede experimentar ante una excitación sísmica particular. Dicha respuesta suele expresarse en términos de aceleración, velocidad o desplazamiento para diferentes períodos naturales de vibración y niveles específicos de amortiguamiento (Chopra, 2017).

Ilustración 13. *Representación conceptual de un acelerograma y su correspondiente espectro de respuesta*

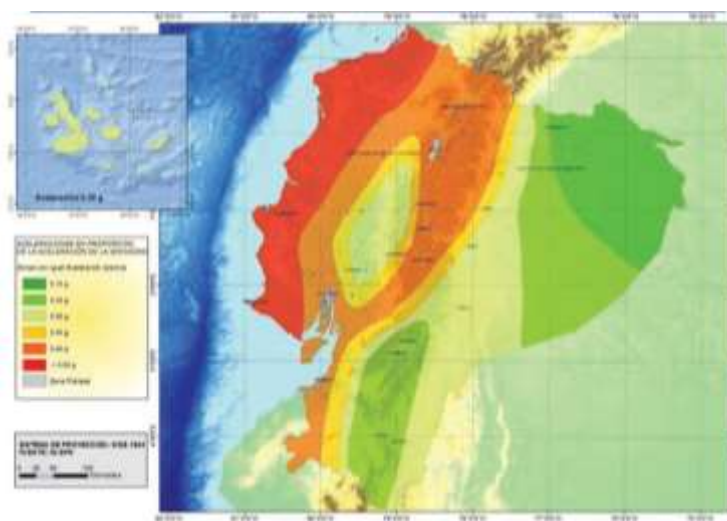


Fuente: Adaptado de (Chopra, 2017).

Los espectros de diseño empleados en ingeniería estructural son obtenidos a partir del procesamiento y la idealización de múltiples registros sísmicos representativos. Estos espectros permiten determinar la demanda sísmica asociada a cada período estructural y generalmente presentan una zona inicial de crecimiento, una región de aceleración aproximadamente constante y una zona decreciente para períodos más largos (NEC-SE-DS-2015).

En el Ecuador, la NEC-SE-DS-2015 establece que el espectro de diseño depende de la zonificación sísmica del sitio, del tipo de perfil de suelo y de los factores de amplificación espectral definidos por la normativa. La clasificación de las zonas sísmicas se realiza mediante el factor de zona (Z), el cual representa la aceleración máxima esperada del terreno para un período de retorno de 475 años.

Ilustración 14. Mapa de zonificación sísmica y valor del factor de zona Z, Ecuador.



Fuente: Tomado de NEC-SE-DS (2015).

Tabla 3. Valor del factor Z para zona sísmica tipo VI

Zona sísmica	VI
Valor factor Z	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Muy alta

Fuente: Adaptado de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, capítulo NEC-SE-DS (2015).

Debido a que las estructuras reales poseen múltiples grados de libertad, la respuesta sísmica total se obtiene mediante la combinación de los distintos modos de vibración. El método del espectro de respuesta se complementa con procedimientos de análisis modal para determinar la participación individual de cada movimiento fundamental en la respuesta total del sistema estructural (Chopra, 2017).

Los estándares actuales y programas de diseño y análisis estructural, incluyendo ETABS, requieren incluir una participación modal apropiada en las direcciones principales del análisis, con la finalidad de asegurar un modelo detallado del comportamiento dinámico del sistema estructural (CSI, 2023).

En esta investigación, el método del espectro de respuesta constituye la base del análisis sísmico dinámico utilizado para comparar la respuesta estructural obtenida en modelos con base rígida y base flexible, permitiendo evaluar la influencia de la interacción suelo-estructura sobre el comportamiento sísmico del pórtico analizado.

2.4.5. Análisis modal espectral

El análisis modal espectral es un procedimiento dinámico que permite determinar la respuesta sísmica de una estructura considerando sus propiedades de masa, rigidez y amortiguamiento. Este método asume que la respuesta total puede representarse mediante la superposición de varios modos naturales de vibración, donde las respuestas máximas son obtenidas desde un espectro diseñado previamente (Chopra, 2017).

Distintamente al análisis estático equivalente, el espectral modal propone una representación más precisa del comportamiento dinámico del sistema, considerando la aportación de diversos modos de vibración. Por esta razón, constituye uno de los procedimientos más empleados para la evaluación sísmica de edificaciones de hormigón armado mediante software especializado como ETABS (CSI, 2023).

En la presente investigación, este procedimiento fue utilizado para determinar los períodos naturales de vibración, frecuencias propias y respuestas sísmicas de los modelos estructurales desarrollados con condiciones de base rígida y base flexible.

La obtención de los modos naturales de vibración se realiza mediante un análisis de valores propios o Eigenvectors, procedimiento que permite calcular las frecuencias naturales, los períodos asociados y las correspondientes formas modales de la estructura (Chopra, 2017).

La ecuación fundamental del análisis modal es:

Ecuación 7. *Ecuación fundamental del análisis modal.*

$$[K - \omega^2 M]\phi = 0$$

Donde:

K = matriz de rigidez de la estructura.

M = matriz de masas.

ω = frecuencia natural circular.

ϕ = vector propio o forma modal.

La resolución de esta ecuación permite la obtención de los modos de vibración que describan el comportamiento dinámico de la estructura ante las cargas sísmicas. Cada modo se refiere a una disposición concreta de la deformación que está asociada a una frecuencia natural concreta y a un período natural concreto.

Cada modalidad de resonancia se corresponde con una disposición de deformación diferente, caracterizada por una frecuencia y un período natural distintivo. En construcciones a porticada de baja altura, los primeros modos suelen llevar la gran parte de la masa participante y los representan como la respuesta global del edificio. Los últimos modos proporcionan componentes adyacentes que mejor dan cuenta del comportamiento dinámico total de la estructura del todo. (Chopra, 2017).

Para garantizar una adecuada representación de la respuesta estructural, es necesario considerar un número suficiente de modos de vibración. Posteriormente, las respuestas obtenidas para cada modo son combinadas con el fin de estimar la respuesta máxima probable de la estructura.

Uno de los procedimientos más utilizados para esta combinación es el método de Combinación Cuadrática Completa (Complete Quadratic Combination, CQC), el cual considera la correlación existente entre modos con frecuencias próximas. Este método proporciona resultados más precisos cuando existe interacción significativa entre modos de vibración y constituye el procedimiento de combinación modal utilizado por ETABS en análisis sísmicos dinámicos (Chopra, 2017); (CSI, 2023).

De acuerdo con la NEC-SE-DS-2015, el número de modos considerados debe garantizar una participación modal acumulada de al menos el 90 % de la masa total de la estructura en cada

dirección principal de análisis, asegurando así una adecuada representación de la respuesta dinámica global.

Por otra parte, el amortiguamiento estructural representa la capacidad del sistema para disipar energía durante las vibraciones inducidas por un sismo. En estructuras de hormigón armado se adopta habitualmente un amortiguamiento equivalente del 5 %, valor empleado tanto en la construcción de espectros de diseño como en los análisis modales espectrales realizados mediante ETABS (Chopra, 2017).

La adecuada consideración de la participación modal y del amortiguamiento permite obtener estimaciones confiables de períodos naturales, desplazamientos y esfuerzos internos, parámetros fundamentales para evaluar la influencia de la interacción suelo-estructura analizada en la presente investigación.

2.4.6. Análisis sísmico estático equivalente

El análisis sísmico estático equivalente es un procedimiento ampliamente utilizado para estimar los efectos globales de la acción sísmica sobre una estructura mediante la aplicación de fuerzas laterales estáticas equivalentes. Este método simplifica el comportamiento dinámico real de la edificación y permite determinar las fuerzas sísmicas de diseño a partir de un cortante basal distribuido a lo largo de la altura de la estructura. Debido a su simplicidad y eficiencia, resulta adecuado para edificaciones regulares de baja y mediana altura, constituyendo además una herramienta complementaria para la verificación de resultados obtenidos mediante procedimientos dinámicos más avanzados (Chopra, 2017).

El coeficiente sísmico (C) representa la intensidad de la demanda sísmica considerada en el diseño estructural y constituye uno de los parámetros fundamentales para la determinación del cortante basal. Su valor depende de las características sísmicas del sitio, del período fundamental de vibración de la estructura, del tipo de suelo, del factor de importancia y del factor de reducción de respuesta estructural establecidos por la normativa vigente (NEC-SE-DS-2015).

La relación general utilizada para determinar el cortante basal puede expresarse como:

Ecuación 8. *Cortante basal sísmica.*

$$V = C \cdot W$$

donde:

V = cortante basal de diseño.

C = coeficiente sísmico.

W = peso sísmico efectivo de la estructura.

El coeficiente sísmico permite transformar la acción sísmica en fuerzas laterales equivalentes que posteriormente son distribuidas sobre la estructura para evaluar su respuesta. Su determinación se realiza conforme a las disposiciones establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Una vez obtenido el cortante basal, las fuerzas sísmicas deben distribuirse a lo largo de la altura de la estructura. Para ello se emplea el coeficiente de distribución vertical (K), cuyo objetivo es representar la influencia de la forma modal predominante sobre la distribución de las fuerzas laterales equivalentes (NEC-SE-DS-2015).

La NEC-SE-DS-2015 establece que el valor de (K) depende del período fundamental de vibración de la estructura, de acuerdo con las siguientes expresiones:

Tabla 4. Límites máximos de deriva inelástica de piso según NEC-SE-DS-2015

Período fundamental (T)	Coeficiente (K)
$T \leq 0.5 \text{ s}$	$K = 1.0$
$0.5 \text{ s} < T < 2.5 \text{ s}$	$K = 0.75 + 0.5T$
$T \geq 2.5 \text{ s}$	$K = 2.0$

Fuente: Elaboración propia basada en NEC-SE-DS 2015.

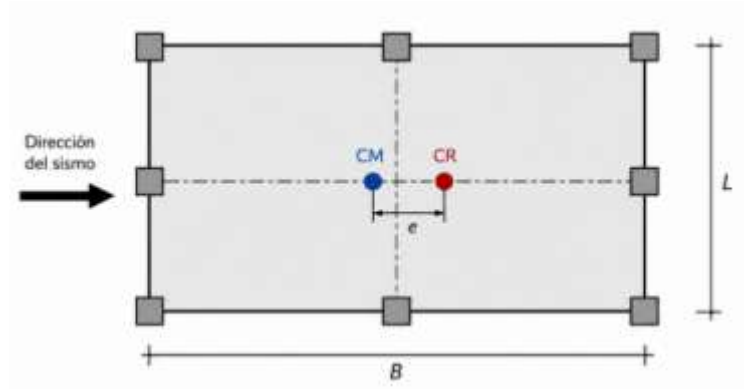
Este coeficiente permite asignar mayores fuerzas sísmicas a los niveles superiores de la estructura, representando de forma aproximada la distribución modal de la respuesta dinámica. En estructuras de baja altura, donde predominan períodos cortos de vibración, suele adoptarse un valor de ($K = 1.0$).

La excentricidad accidental corresponde a una desviación adicional introducida entre el centro de masas y el centro de rigidez de la estructura con el propósito de representar incertidumbres asociadas a variaciones constructivas, distribución de cargas y simplificaciones inherentes al modelo estructural. Su consideración permite evaluar efectos torsionales adicionales que podrían desarrollarse durante un evento sísmico (NEC-SE-DS-2015).

En la ley del Ecuador, la excentricidad accidental se trata como un desplazamiento igual al 5 % de la ampliación de la estructura, orientado verticalmente a la dirección analizada durante un movimiento sísmico.

Integrar esta excentricidad conlleva momentos descriptivos adicionales, permitiendo evaluar escenarios más adversos respecto al comportamiento estructural ante catástrofes sismológicas.

Ilustración 15. Representación de la excentricidad accidental entre el centro de masas y el centro de rigidez



Fuente: Adaptado de (NEC-SE-DS-2015).

Donde:

CM = centro de masas.

CR = centro de rigidez.

e = excentricidad accidental.

Los parámetros sísmicos señalados en NEC-SE-DS-2015 se pueden aplicar en el análisis estructural mediante programas como ETABS para que genere automáticamente las configuraciones de carga sísmica estática equivalente. Entre ellos están el coeficiente sísmico (C), el coeficiente de distribución vertical (K) y la excentricidad accidental, que permiten calcular el cortante basal y distribuir las fuerzas laterales equivalentes sobre la estructura.

A partir de las propiedades de masa, rigidez y configuración geométrica del modelo, ETABS determina automáticamente la distribución de fuerzas sísmicas y la respuesta estructural asociada, proporcionando resultados de desplazamientos, derivas, esfuerzos internos y reacciones que posteriormente pueden emplearse para evaluar el comportamiento estructural de la edificación frente a acciones sísmicas (CSI, 2023).

2.4.7. Derivas de entrepiso según NEC-15

La deriva de entrepiso constituye uno de los principales parámetros de control establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS-2015 para garantizar un comportamiento sísmico adecuado de las edificaciones. Este parámetro permite evaluar el nivel de deformación lateral que experimenta una estructura durante la acción de las fuerzas sísmicas de diseño y verificar que dichas deformaciones permanezcan dentro de límites aceptables para evitar daños excesivos.

El control de las derivas está vinculado a los criterios de diseño sísmico por el hecho de que desplazamientos laterales extremos pueden provocar graves daños tanto a elementos

estructurales como no estructurales, afectando así la funcionalidad y la seguridad de la construcción.

De acuerdo con la NEC-SE-DS-2015, el desplazamiento entre piso se refiere al desplazamiento relativo horizontal que hay entre dos pisos sucesivos de un edificio, expresado como una fracción de la altura de ese piso.

Verificar las derivas busca controlar las deformaciones laterales producidas por la acción sísmica y asegurar que la estructura tenga la rigidez suficiente para cumplir con los criterios de desempeño de la normativa.

La NEC-SE-DS-2015 establece que la deriva máxima inelástica de piso debe obtenerse a partir de los desplazamientos determinados mediante el análisis estructural realizado con las fuerzas sísmicas reducidas.

La expresión indicada por la norma es:

Ecuación 9. *Deriva inelástica.*

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

donde,

Δ_M = Deriva máxima inelástica de piso.

R = Factor de reducción de respuesta sísmica.

Δ_E = Desplazamiento lateral obtenido mediante análisis estructural con las fuerzas sísmicas reducidas.

Esta ecuación permite estimar la respuesta inelástica esperada de la estructura a partir de los desplazamientos calculados en el análisis elástico.

También, la norma impone límites máximos de desplazamiento inestable lateral de piso según el sistema estructural utilizado.

Tabla 5. *Límites máximos de deriva inelástica de piso según NEC-SE-DS-2015*

Tipo de Estructura	Deriva Máxima Permisible	Valor (%)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02	2.0% de la altura de piso
De mampostería	0.01	1.0% de la altura de piso

Fuente: Elaboración propia en base a la NEC-SE-DS-2015.

Estos valores se refieren a la relación máxima aceptable entre el desplazamiento lateral relativo y la altura del piso. Cumplir estos límites es obligatorio durante el desarrollo del diseño estructural.

La comprobación de derivadas se efectúa comparando la derivada máxima inestable calculada con el límite admisible por la norma.

La condición de cumplimiento es:

Ecuación 10. *Comprobación de derivas*

$$\Delta_M \leq \Delta_{adm}$$

donde:

Δ_M = Deriva máxima inelástica calculada.

Δ_{adm} = Deriva máxima admisible establecida por la NEC-SE-DS-2015.

Cuando la derivada calculada sobrepasa los límites regulados por la norma, la estructura debería ser reestructurada al aplicar modificaciones que incrementen su rigidez lateral y reduzcan los desplazamientos obtenidos en el cálculo.

En ETABS, las derivas de los pisos se calculan a partir de los desplazamientos laterales estimados para cada nivel bajo las combinaciones de carga sísmicas. Luego se realiza una comparación con los límites determinados por la NEC-SE-DS-2.

2.4.8. Torsión estructural e irregularidad torsional

La torsión estructural se define como un proceso dinámico donde las fuerzas sísmicas que influyen sobre una construcción inducen movimientos de giro a lo largo de un eje vertical. Estos desplazamientos se dan comúnmente cuando hay distancias o disparidades entre las cargas que son difusas en una planta, causando que las reacciones del sistema no sean idénticas en cada parte o elemento construido. Como consecuencia, ciertos sectores de la estructura experimentan mayores desplazamientos y esfuerzos que otros, incrementando su vulnerabilidad frente a eventos sísmicos (Chopra, 2017).

De acuerdo con Chopra (2017), la torsión constituye uno de los mecanismos más importantes que influyen en el desempeño sísmico de las edificaciones, ya que puede producir concentraciones de deformaciones en elementos localizados y modificar significativamente la distribución de fuerzas laterales prevista durante el diseño. Considerar los efectos torsionales es necesario para asegurar un comportamiento estructural apropiado ante sismos graves.

Según Paulay y Priestley (1992), las construcciones cuyo despliegue estructural en planta no tiene una disposición uniforme tienden a mostrar respuestas de torsión más intensas que aquellas que tienen una distribución más homogénea de masa y rigidez. Los reglamentos actuales sobre diseño sísmico han incorporado procedimientos para analizar y limitar los efectos de torsión en los edificios.

La torsión estructural está íntimamente relacionada con la localización relativa del centro de masas y el centro de rigidez de la estructura en cuestión. El centro de masas representaría el punto del nivel estructural donde se acumula la masa total de una estructura; el centro de rigidez, el punto donde se localiza la fuerza resultante por las rigideces laterales de los elementos resistentes de la estructura, estos son: columnas, muros estructurales, pórticos, etc. (Moehle, 2015).

Cuando ambos centros se hallan coincidentes en su localización, las fuerzas sísmicas producen predominantemente desplazamientos traslacionales. Sin embargo, cuando existe una separación entre ellos, denominada excentricidad estructural, las fuerzas laterales inducen simultáneamente movimientos de traslación y rotación, originando momentos torsionales que modifican la respuesta estructural prevista inicialmente (Chopra, 2017).

Según Paulay y Priestley (1992), la magnitud de la torsión depende directamente de la excentricidad existente entre el centro de masas y el centro de rigidez. A medida que esta distancia aumenta, también se incrementan los momentos torsionales generados durante un sismo, produciendo mayores diferencias de desplazamiento entre los extremos de la planta estructural.

La Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS-2015 establece que la irregularidad torsional es irregularidad en planta por su influencia en la respuesta sísmica de las edificaciones, indicando que existe irregularidad torsional cuando la deriva máxima de piso en uno de los extremos de la estructura es superior en más de un 20 % a la deriva media de piso en ambos extremos del mismo nivel, considerando también la influencia de la torsión accidental.

El criterio normativo se expresa mediante la siguiente relación:

Ecuación 11. *Irregularidad torsional.*

$$\Delta_{m\acute{a}x} > 1.2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$$

Donde:

$\Delta_{m\acute{a}x}$ = máxima deriva observada en uno de los extremos del piso.

Δ_1 = deriva del primer extremo.

Δ_2 = deriva del extremo opuesto.

Aplicar este criterio permite identificar estructuras con respuestas sísmicas notablemente asimétricas, que por eso requieren una evaluación más rigurosa de su comportamiento frente a cargas laterales.

2.5 PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO

2.5.1. Comportamiento sísmico de pórticos de concreto armado

Los pórticos de concreto armado constituyen uno de los sistemas estructurales más empleados en edificaciones debido a su capacidad para resistir tanto cargas gravitacionales como acciones laterales inducidas por sismos. La funcionalidad está orientada al intercambio entre vigas y columnas unidas por nudos firmes, lo que permite transmisiones de esfuerzo flexionado, de corteza y fuerzas de cinta axial a los componentes de cimentación, asegurando la estabilidad global del edificio en la presencia de diferentes factores de carga (Chopra, 2017). En los momentos en que se produce una actividad sísmica, se forman fuerzas de inercia debido a la movilidad del lecho terrestre, causando distorsiones y deformaciones en los elementos estructurales. La magnitud de esta respuesta depende de diversos factores, entre los que destacan la rigidez, la masa, la geometría estructural y las características mecánicas de los materiales empleados. Como consecuencia, el comportamiento dinámico de un pórtico está directamente relacionado con su capacidad para absorber y disipar la energía sísmica sin experimentar daños estructurales significativos (Paulay & Priestley, 1992).

Una de las características del diseño sísmico se basa en la ductilidad estructural: la habilidad de una parte o sistema para presentar grandes deformaciones inestables antes de eludir el colapso. Esto resulta vital para ubicaciones geográficas donde se pronuncian sismos, porque contribuye a eliminar energías mediante formas de deformación controladas, disminuir la posibilidad de colapsos accidentales y potenciar la prestación integral del edificio frente a terremotos extremos (Robert & Paulay, 1975).

La filosofía moderna de diseño sísmico establece que los pórticos de concreto armado deben concebirse bajo el criterio de columna fuerte–viga débil. Este enfoque busca que las rótulas plásticas se formen preferentemente en las vigas, mientras que las columnas conserven su capacidad resistente, evitando mecanismos de colapso inestables que puedan comprometer la seguridad de la estructura. La aplicación de este criterio contribuye significativamente al desarrollo de mecanismos dúctiles y predecibles durante la respuesta sísmica (ACI 318-19, 2019); (Paulay & Priestley, 1992).

2.5.2. Pórticos de una planta

En plantas se pueden considerar las estructuras de pórticos como estructuras con un comportamiento dinámico relativamente simple, ya que el comportamiento generalmente se ve condicionado principalmente por el primer modo vibracional. Esto facilita el estudio del

comportamiento estructural y facilita la identificación clara de los distintos factores involucrados en el comportamiento sísmico de un conjunto estructural (Chopra, 2017).

La respuesta sísmica de este tipo de estructuras depende principalmente de la distribución de masa, la rigidez lateral proporcionada por vigas y columnas y las condiciones de apoyo en la cimentación. Como consecuencia, parámetros tales como el período natural de vibración, los desplazamientos laterales y los esfuerzos internos constituyen indicadores fundamentales para evaluar el desempeño estructural frente a acciones sísmicas y determinar el nivel de seguridad del sistema resistente (Clough & Penzien, 2003).

Cuando se considera la interacción suelo–estructura, la deformabilidad del terreno modifica las condiciones de apoyo inicialmente asumidas como rígidas, alterando la rigidez global del conjunto formado por la estructura, la cimentación y el suelo. Esta interacción puede producir incrementos en los períodos naturales de vibración, variaciones en los desplazamientos laterales y redistribuciones de esfuerzos internos, afectando directamente la respuesta sísmica de la edificación (Wolf J. P., 1994).

Debido a su simplicidad geométrica y a la facilidad para identificar los efectos producidos por la flexibilidad del terreno, los pórticos de una planta constituyen modelos adecuados para estudiar la influencia de la interacción suelo–estructura. Por esta razón, son ampliamente utilizados en investigaciones numéricas orientadas a evaluar las modificaciones que experimenta la respuesta sísmica cuando se consideran condiciones de cimentación más representativas del comportamiento real del suelo (Mylonakis & Gazetas, 2000).

2.6 NORMA ACI 318-19 APLICADA AL DISEÑO DE CIMENTACIONES

2.6.1. Norma ACI 318-19 aplicada al diseño de cimentaciones

El ACI 318-19 constituye uno de los principales documentos normativos para el diseño de estructuras de hormigón armado. Esta norma establece los requisitos mínimos relacionados con el análisis, dimensionamiento, detallado y construcción de elementos estructurales de concreto reforzado, garantizando niveles adecuados de seguridad, resistencia y servicio durante la vida útil de las edificaciones.

Dentro de su alcance, el código incorpora disposiciones específicas para el diseño de cimentaciones superficiales, incluyendo zapatas aisladas, combinadas y losas de cimentación. Estas disposiciones permiten verificar la capacidad estructural de los elementos de concreto

frente a los esfuerzos generados por las cargas transmitidas desde la superestructura hacia el terreno (ACI 318-19, 2019).

Aunque el ACI 318-19 establece procedimientos para el diseño estructural de las cimentaciones, su enfoque se centra principalmente en la resistencia de los elementos de concreto armado, por lo que aspectos relacionados con la deformabilidad del suelo y la interacción suelo–estructura requieren ser evaluados mediante modelos complementarios de análisis geotécnico y estructural (Nilson et al., 2019).

2.6.2. Diseño estructural de zapatas aisladas según ACI 318-19

Las zapatas aisladas son elementos de cimentación superficial cuya función principal es transmitir las cargas provenientes de columnas hacia el terreno de manera segura, evitando fallas estructurales y manteniendo niveles aceptables de deformación. De acuerdo con el ACI 318-19, el diseño de estos elementos debe satisfacer verificaciones de presión de contacto, cortante, flexión, refuerzo y anclaje del acero de refuerzo.

2.6.2.1 Transferencia de esfuerzos al suelo

El primer paso consiste en verificar la presión transmitida por la cimentación al terreno, garantizando que esta no exceda la capacidad admisible del suelo.

La presión de contacto se determina mediante:

Ecuación 12. *Presión de contacto.*

$$\sigma_u = \frac{N_u}{A}$$

donde,

σ_u = presión de contacto del suelo

N_u = carga axial última

A = área de la zapata

Esta verificación permite comprobar que las dimensiones adoptadas para la cimentación sean suficientes para distribuir adecuadamente las cargas sobre el terreno (Das & Sivakugan, 2019).

2.6.2.2 Verificación por cortante bidireccional o punzonamiento

El punzado indica una debilidad localizada que surge cerca de la columna debido a esfuerzos cortantes elevados. De ahí, según la exigencia del ACI 318-19, es necesario comprobar la resistencia del concreto en un área sensible situada a una distancia $d/2$ desde el perímetro de la columna.

El área crítica utilizada en la evaluación se calcula mediante:

Ecuación 13. *Área crítica de punzonamiento.*

$$A_0 = (a + b) \times (b + b)$$

donde,

a = dimensión de la columna en una dirección.

b = dimensión de la columna en la otra dirección.

d = peralte efectivo de la cimentación.

Mientras que el perímetro crítico está definido por:

Ecuación 14. *Perímetro crítico de punzonamiento.*

$$b_0 = 2 \times (0.6 + 2d)$$

La fuerza cortante actuante se obtiene mediante:

Ecuación 15. *Cortante actuante por punzonamiento.*

$$V_{up} = \sigma_u * (L * B - A_0) [kN]$$

donde,

σ_u = presión de contacto transmitida al suelo.

L y B= dimensiones de la zapata.

A_0 = área interior delimitada por el perímetro crítico.

La resistencia del hormigón frente al punzado se calcula utilizando las fórmulas propuestas por ACI 318-19, teniendo en cuenta los requisitos técnicos pertinentes para las condiciones de columnas y mamparas.

Ecuación 16. *Resistencia al punzonamiento del concreto.*

$$\phi V_c = 1000 * \phi_c * b_0 * d * (0.33 * \sqrt{f'c'})$$

Ecuación 17. *Capacidad de punzonamiento por geometría de la columna.*

$$\phi V_c = 1000 * \phi_c * b_0 * d * \left(0.17 * \left(1 + \frac{2}{\beta_{L/B}} \right) * \sqrt{f'c'} \right)$$

Ecuación 18. *Resistencia al punzonamiento por posición de la columna.*

$$\phi V_c = 1000 * \phi_c * b_0 * d * \left(0.083 * \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_0} \right) * \sqrt{f'c'} \right)$$

La condición de diseño requerida es:

Ecuación 19. *condición de diseño requerida.*

$$\phi V_c \geq V_{up}$$

donde,

ϕV_c = resistencia reducida del hormigón al punzonamiento.

V_{up} = cortante último actuante.

2.6.2.3 Verificación por flexión

La presión de contacto ejercida por el suelo genera momentos flectores en ambas direcciones de la zapata. Por ello, el ACI 318-19 establece que la sección crítica para flexión debe ubicarse en la cara de la columna.

Los momentos últimos empleados en el diseño se determinan mediante:

Ecuación 20. *Momento flector longitudinal.*

$$M_L = \frac{\sigma_u * B * (m_L)^2}{2} [kN * m]$$

Ecuación 21. *Momento flector transversal.*

$$M_B = \frac{\sigma_u * B * (m_B)^2}{2} [kN * m]$$

donde,

Ecuación 22. *Longitud crítica longitudinal.*

$$m_L = \frac{L - a}{2}$$

Ecuación 23. *Longitud crítica transversal.*

$$m_B = \frac{B - b}{2}$$

La resistencia nominal a flexión del elemento debe cumplir:

$$M_x \leq \phi M_c$$

donde,

ϕM_c = momento resistente de diseño de la sección.

M_x = momento último actuante.

2.6.2.4 Diseño del refuerzo de acero

Una vez verificada la resistencia a flexión, se determina el área de acero necesaria para resistir los momentos actuantes.

El área requerida de acero se obtiene mediante:

Ecuación 24. *Acero longitudinal por flexión.*

$$A_{s, L} = \frac{0.85 * f'c * B}{fy} * \left[d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_L}{\phi_f * 0.85 * f'c * B * 1000}} \right]$$

Ecuación 25. *Acero transversal por flexión.*

$$A_{s, B} = \frac{0.85 * f'c * L}{fy} * \left[d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_B}{\phi_f * 0.85 * f'c * L * 1000}} \right]$$

Además, el código exige un refuerzo mínimo para controlar fisuración y garantizar comportamiento dúctil:

Ecuación 26. *Acero mínimo longitudinal.*

$$A_{s,min} = 0.0018 * \frac{420}{f_y} * B * H$$

Ecuación 27. *Acero mínimo transversal.*

$$A_{s,min} = 0.0018 * \frac{420}{f_y} * L * H$$

2.6.2.5 Verificación por aplastamiento

La transferencia de carga entre la columna y la zapata genera esfuerzos de compresión localizados que deben verificarse para evitar el aplastamiento del concreto.

El esfuerzo actuante se calcula mediante:

Ecuación 28. *Esfuerzo de apoyo actuante.*

$$f_{au} = \frac{N_u}{a * b}$$

La resistencia de diseño se determina como:

Ecuación 29. *Esfuerzo de apoyo resistente.*

$$f_{ac} = \phi_a(0.85f_c')$$

debiendo cumplirse:

Ecuación 30. *Controlar.*

$$f_{ac} \geq f_{au}$$

(ACI 318-19, 2019).

2.6.2.6 Verificación de adherencia y longitud de desarrollo

Para garantizar la adecuada transmisión de esfuerzos entre el acero y el concreto, el ACI 318-19 exige verificar la longitud de desarrollo de las barras de refuerzo.

La longitud básica de desarrollo para barras corrugadas a tracción puede expresarse mediante:

Ecuación 31. *Longitud de desarrollo en tracción.*

$$l_{d<\phi 20} \geq \left(\frac{f_y * \psi_t * \psi_e * \psi_s}{2.1 * \lambda * \sqrt{f_c'}} \right) * d_b$$

O

Ecuación 32. *Longitud de desarrollo para barras mayores.*

$$l_{d<\phi 20} \geq \left(\frac{f_y * \psi_t * \psi_e * \psi_s}{1.4 * \lambda * \sqrt{f_c'}} \right) * d_b$$

según las condiciones de confinamiento y recubrimiento establecidas por la norma (ACI 318-19, 2019).

La longitud disponible dentro de la zapata debe ser igual o superior a la requerida:

Ecuación 33. *Verificación de longitud de desarrollo.*

$$l_{du} \geq l_d$$

2.6.3. Limitaciones del ACI 318-19 respecto a la interacción suelo–estructura

A pesar de proporcionar procedimientos ampliamente aceptados para el diseño estructural de zapatas aisladas, el ACI 318-19 no incorpora explícitamente la deformabilidad del suelo dentro de su metodología de análisis. En consecuencia, las verificaciones establecidas por la norma se realizan considerando únicamente la resistencia de los elementos de concreto armado y las cargas transmitidas por la estructura.

Bajo este enfoque, las cimentaciones suelen analizarse suponiendo una condición de apoyo rígido, sin considerar los desplazamientos y deformaciones que pueden producirse en el terreno. Sin embargo, diversos estudios han demostrado que la flexibilidad del suelo puede modificar la rigidez global del sistema, alterando parámetros como los períodos naturales de vibración, los desplazamientos laterales y los esfuerzos internos desarrollados durante un evento sísmico (Chopra, 2017); (Stewart et al., 2012).

Por esta razón, cuando se pretende evaluar la interacción suelo–estructura resulta necesario complementar el diseño estructural establecido por el ACI 318-19 mediante modelos que representen la rigidez del terreno. Una de las aproximaciones más empleadas corresponde al modelo de Winkler, el cual idealiza el suelo mediante resortes independientes definidos a partir del módulo de balasto, permitiendo incorporar la deformabilidad del terreno en el análisis estructural (Bowles, 1996).

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN

3.1.1. Tipo de Investigación

El presente trabajo de titulación corresponde a una investigación de tipo aplicada, ya que, según Esteban Nieto (2018), este tipo de investigación se basa en el conocimiento generado por la investigación básica con el fin de resolver problemas de la vida real. Asimismo, presenta un enfoque cuantitativo, debido a que se desarrolla un modelo numérico mediante el uso de un software de análisis estructural, el cual implica la obtención y procesamiento de datos para evaluar la respuesta del sistema estructural bajo distintas condiciones.

3.1.2. Nivel de investigación

Según Hernandez et al. (2014), los estudios descriptivos buscan especificar las características de un fenómeno. En este sentido, el presente trabajo se clasifica como una investigación de nivel descriptivo–comparativo.

Es descriptivo, ya que se analizan las características del comportamiento estructural considerando la interacción suelo–estructura. A su vez, es comparativo, debido a que el análisis se centra en dos casos de estudio: un modelo con base rígida y otro con base flexible, con el propósito de evidenciar las diferencias en la respuesta del sistema.

3.2 MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

3.2.1. Método

El método utilizado en el presente trabajo es de tipo analítico, debido a que se basa en el análisis detallado del comportamiento estructural de un sistema bajo distintas condiciones de modelamiento. Mediante este método, se puede evaluar los resultados obtenidos de los modelos numéricos con el fin de identificar variaciones en la respuesta estructural cuando se toma en cuenta la interacción suelo-estructura.

A su vez, presenta un enfoque comparativo puesto que este permite plantear diferencias entre dos modelos, uno de estructura convencional asumiendo una base rígida, y un modelo más representativo que toma en consideración la flexibilidad del suelo mediante resortes equivalente que interpretan la influencia de la interacción suelo-estructura en parámetros como desplazamientos, esfuerzos y periodo estructural.

3.2.2. Enfoque

El enfoque de la investigación es de tipo cuantitativo, puesto que se analizan variables medibles obtenidas a través de la modelación estructural. Variables tales como, desplazamientos, cortante basal, esfuerzos internos y periodos naturales.

El modelado numérico se realiza a través de softwares computacionales, por lo mismo, se obtienen resultados numéricos que son comparados y a su vez evaluados para determinar la importancia de incluir la interacción suelo-estructura en el comportamiento sísmico del sistema estructural.

3.2.3. Diseño de la investigación.

El diseño de la investigación es no experimental, debido a que no se manipulan variables en un entorno físico real, sino que se emplean modelos numéricos para simular el comportamiento del sistema estructural bajo condiciones previamente definidas.

Asimismo, el diseño es de tipo comparativo, ya que se desarrollan dos modelos estructurales:

- Un modelo con base rígida, que representa el enfoque tradicional de diseño.
- Un modelo con base flexible, en el cual se incorpora la deformabilidad del suelo mediante resortes equivalentes representados a través de modelo de Winkler.

La modelación se realiza mediante el software ETABS permitiendo analizar la respuesta estructural conforme a los criterios establecidos en la norma ACI 318-19 y la NEC-15.

3.3 POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO

3.3.1. Población

La población está conformada por sistemas estructurales de hormigón armado con cimentaciones superficiales, utilizados en edificaciones de baja altura y sometidos a cargas sísmicas.

En el contexto ecuatoriano, estos sistemas representan una tipología ampliamente utilizada, principalmente en zonas urbanas donde hay un mayor número de estructuras de uno o pocos niveles en las cuales la interacción suelo-estructura puede influir significativamente en su comportamiento sísmico.

3.3.2. Muestra

La muestra corresponde a un pórtico de una planta con cimentaciones aisladas de hormigón armado, seleccionado como modelo representativo de edificaciones de baja altura. Simultáneamente, la elección de este sistema se debe a su simplicidad estructural, lo que

permite analizar de forma clara la influencia de la interacción suelo–estructura sin interferencias de sistemas más complejos.

3.3.3. Muestreo

El muestreo es de tipo no probabilístico por conveniencia, puesto que se selecciona un modelo estructural específico que cumple con las características necesarias para la elaboración del proyecto.

La selección del pórtico de una planta satisface las condiciones de representatividad y viabilidad de análisis, permitiendo la evaluación detallada del fenómeno de interacción suelo-estructura bajo condiciones controladas.

3.4 UBICACIÓN DEL SECTOR DE ESTUDIO

Se consideró como sector de análisis a la comuna el Tambo ubicada en la parroquia Ancón, al sur del cantón Santa Elena, provincia del mismo nombre.

Al estar la provincia de Santa Elena próxima a la zona de subducción entre la placa Nazca y la placa Sudamericana, se sitúa dentro del denominado cinturón de fuego del Pacífico, mismo que se caracteriza por una alta actividad sísmica, convirtiendo necesaria la aplicación de criterios de diseño sismorresistente a la normativa vigente.

Tabla 6. Coordenadas del sitio

Sector	Coordenadas
El Tambo	Norte: 9753263.22 Este: 513853.86

Fuente: Elaboración propia en base a Ortega Valarezo y Condolo Ramos (2023).

Ilustración 16. Ubicación del sector de estudio



Fuente: Tomado de Ortega Valarezo y Condolo Ramos (2023).

3.5 METODOLOGÍA O.E.1: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PÓRTICO Y DE LAS DE LAS CIMENTACIONES AISLADAS DE HORMIGÓN ARMADO CONFORME AL ACI 318-19

Con la finalidad de cumplir el primer objetivo específico, se desarrolló el diseño estructural de la superestructura y de las cimentaciones superficiales aisladas del pórtico analizado, conforme a los criterios establecidos en el ACI 318-19. Para ello, se emplearon parámetros geotécnicos obtenidos a partir de información secundaria correspondiente al sitio de estudio, proveniente de la investigación desarrollada por Ortega Valarezo y Condolo Ramos (2023). Basándonos en los resultados del ensayo de penetración estándar (SPT), se calcularon los parámetros geotécnicos requeridos para el diseño de las cimentaciones, por ejemplo, la capacidad portante admisible y el coeficiente de balasto.

A continuación, con los parámetros geotécnicos determinados y las cargas de diseño del elemento estructural, se diseñó la losa, las vigas, las columnas y las cimentaciones subyacentes según lo requerido en lo que respecta a la resistencia y el diseño establecido en el ACI 318-19. Las dimensiones y el refuerzo obtenidos constituyeron los datos de entrada para la construcción de los modelos numéricos de base rígida y base flexible utilizados en el análisis comparativo de la interacción suelo-estructura.

3.5.1. Configuración geométrica inicial

Se determinaron las dimensiones preliminares de los elementos de hormigón armado basándose en los requisitos mínimos de deflexión y peraltes del código ACI 318-19. Para la losa maciza del pórtico de $5.00 \times 5.00 \text{ m}$, se adoptó un espesor constante de $h = 15 \text{ cm}$. Las vigas continuas perimetrales se dimensionaron con una sección transversal rectangular de $25 \times 45 \text{ cm}$, garantizando la rigidez ante flexión, mientras que las cuatro columnas de soporte vertical de la planta baja se fijaron con una sección cuadrada regular de $25 \times 25 \text{ cm}$.

3.5.2. Determinación de las acciones de diseño

Para el diseño estructural del pórtico de una planta se determinaron las acciones gravitacionales y sísmicas según los criterios de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 y el ACI 318-19. Las acciones gravitacionales estuvieron conformadas por las cargas muertas (D), correspondientes al peso propio de los elementos estructurales de hormigón armado, y las cargas vivas (L), asociadas al uso previsto de la estructura.

Tabla 7. *Clasificación de Cargas Vivas para uso Industrial*

Uso industrial	Carga uniforme	Carga uniforme
	kN/m^2	kg/m^2
Liviana	6.00	600

Fuente: Adaptado de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, capítulo NEC-SE-CG (2015). Adicionalmente, se consideró una carga permanente concentrada de 40 kN de peso correspondiente a un tanque de almacenamiento de agua ubicado en uno de los cuadrantes de la losa. Debido a su ubicación excéntrica respecto al centro geométrico del pórtico, esta carga fue incorporada al modelo estructural con el propósito de representar las condiciones reales de servicio de la edificación.

Posteriormente, las acciones fueron combinadas mediante las expresiones de carga establecidas en el ACI 318-19 para el diseño por resistencia. Para el análisis comparativo de los resultados se empleó la combinación envolvente, la cual reúne los valores máximos obtenidos de las combinaciones de carga definidas en el modelo estructural.

3.5.3. Criterios de diseño estructural y detallado del refuerzo según ACI 318-19

El diseño estructural de la superestructura se desarrolló mediante el método de diseño por resistencia establecido en el ACI 318-19. Desde las acciones de diseño se determinaron las dimensiones finales y el refuerzo necesario para la losa, las vigas y las columnas, comprobándose el cumplimiento de los limitantes de resistencia y los criterios del detalle definidos por el estándar.

Para las vigas de 25×45 cm, se calculó el área de acero longitudinal necesaria para soportar los momentos flectores de diseño, señalando el refuerzo superior e inferior. De igual manera, las columnas de 25×25 cm se realizó el diseño mediante diagramas de interacción de flexo compresión, obteniendo la cuantía de acero longitudinal y el espaciamiento de los estribos de confinamiento. Asimismo, la losa maciza bidireccional fue diseñada conforme a los criterios del ACI 318-19, determinando el espesor y el refuerzo necesario para resistir las solicitaciones actuantes.

Las dimensiones y el detallado del refuerzo obtenidos fueron incorporados al modelo estructural desarrollado en ETABS. Adicionalmente, se asignaron modificadores de rigidez conforme a las recomendaciones del ACI 318-19, con el fin de representar el comportamiento agrietado de los elementos de hormigón armado durante el análisis estructural.

3.5.4. Caracterización geotécnica del suelo

La caracterización del subsuelo se hizo con base en la información de la tesis "Analogía del perfil estratigráfico obtenido por métodos geofísicos y exploración con percusión y lavado en el proyecto UPSE", de Ortega Valarezo y Condolo Ramos (2023).

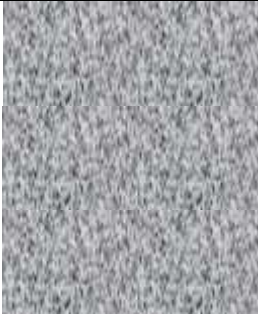
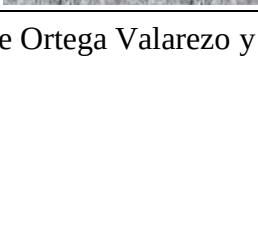
Para el presente estudio se utilizaron los resultados de los ensayos SPT y de los estudios geofísicos correspondientes al sector El Tambo.

3.5.4.1. Descripción del perfil estratigráfico

El perfil estratigráfico analizado está constituido por 6 estratos, cada uno con espesor aproximado de 1 metro, alcanzando una profundidad total de 6 metros. De acuerdo con la información obtenida, el subsuelo se encuentra conformado por suelos arcillosos de baja plasticidad (CL), con presencia de vetas de arena fina y gravilla en ciertos niveles. Asimismo, según la clasificación NEC de acuerdo al número de golpes, el suelo corresponde a un perfil tipo D, caracterizado por suelos de rigidez media.

Los resultados del ensayo SPT y la descripción estratigráfica se resumen en la Tabla 8.

Tabla 8. Perfil estratigráfico sector El Tambo (SPT)

	Prof.	Estratigrafía	Descripción	N
E1	0-1		Arcilla gris claro con oxidación y arena fina.	27
E2	1-3		Arcilla gris claro con vetas de arcilla café y con algo arena fina.	26
E3	3-4		Arcilla café claro con vetas de arcilla gris claro y oxidación con algo de gravilla.	42
E4	4-5		Arcilla gris claro con algo de gravilla.	36
E5	5-6		Arcilla gris claro con oxidación, con algo de gravilla y yeso.	47

Fuente: Adaptado de Ortega Valarezo y Condolo Ramos (2023).

3.5.4.2. Determinación de parámetros geotécnicos del suelo

A partir de los resultados del ensayo de penetración estándar (SPT), se determinaron los parámetros geotécnicos requeridos para el análisis de la interacción suelo-estructura. Se obtuvo un estrato igualador mediante el promedio aritmético de los golpes de prueba SPT para simplificar la descripción del terreno. De acuerdo con los criterios de Terzaghi, el suelo fue categorizado como arcilla de consistencia rígida extremadamente alta, lo que permitió establecer los parámetros indispensables para el análisis de cimentación y la simularización del suelo.

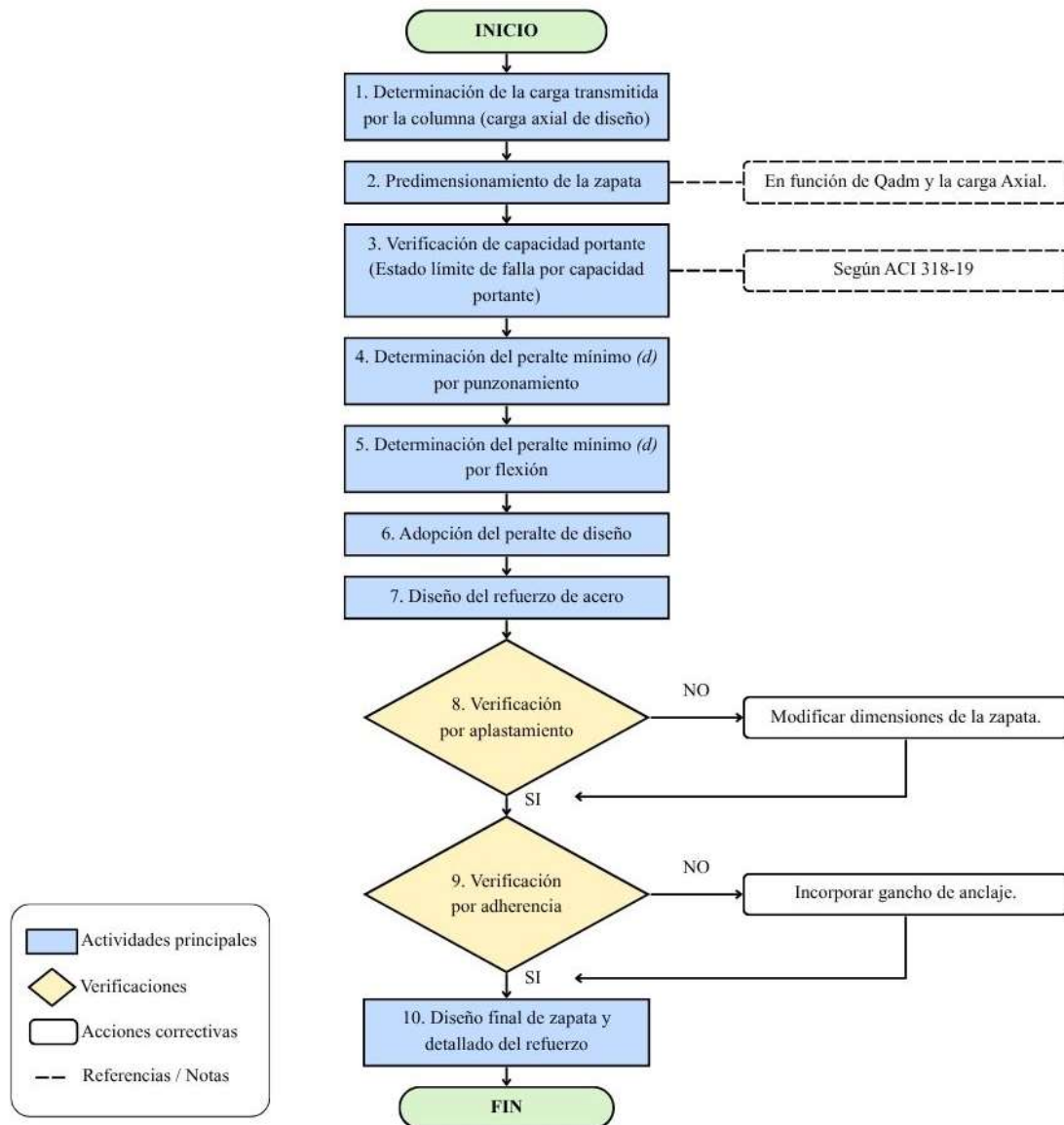
En vista de que la mayoría de las arcillas tienen baja plasticidad en el perfil estratigráfico, el análisis geotécnico estuvo basado en condiciones no drenadas, aplicando un ángulo de fricción interior igual a cero. Bajo esas condiciones, la resistencia al corte se estima utilizando la relación empírica desarrollada por Bowles, utilizando la mediana del ensayo SPT. La resistencia al corte también se calcula con la fórmula clásica de las cimentaciones superficiales cuadradas y utilizando el coeficiente de resistencia Kumbhojkar para condición no drenada, asumiendo también el peso específico del suelo y la profundidad del desplante.

Finalmente, la capacidad portante admisible del terreno se obtuvo aplicando un factor de seguridad de 3. A partir de este valor se verificó que las presiones de contacto generadas por la cimentación permanecieran dentro de los límites admisibles. Asimismo, mediante la formulación propuesta por Terzaghi se determinó el coeficiente de balasto vertical ($K_s = 30 \text{ MN/m}^3$), el cual fue incorporado en ETABS como propiedad de los resortes de área del modelo de Winkler para representar la deformabilidad del terreno durante el análisis comparativo.

3.5.5. Procedimiento de diseño de las zapatas según ACI 318-19

El dimensionamiento preliminar de las cimentaciones superficiales se realizó utilizando las cargas transmitidas por las columnas obtenidas del diseño estructural de la superestructura, verificando que las presiones generadas no superaran la capacidad portante admisible del terreno. Este análisis determinó que una geometría cuadrada regular de $1.00 \times 1.00 \text{ m}$ proporciona el área de contacto inicial necesaria para transmitir los esfuerzos de forma segura. La anchura del altillo fue definida como 25 cm; esto asegurará que las zapatas cumplan con los estados límites de perforación punzo y corta directa en la conexión con la base de las columnas. El diseño estructural de las zanjas separadas se adaptó a las directrices del ACI 318-19. La práctica consistió en la resolución de las medidas iniciales, la valoración de los estados límites de resistencia y servicio y la planificación del refuerzo de hierro.

Ilustración 17. Secuencia metodológica empleada para el diseño de las cimentaciones



Fuente: Elaboración propia.

3.6 METODOLOGÍA O.E.2: MODELACIÓN NUMÉRICA DEL SISTEMA SUELO-ESTRUCTURA MEDIANTE ETABS

Para cumplir con el segundo objetivo específico, se realizó un modelo numérico tridimensional empleando el software ETABS. El método utilizado para realizar la modelación, fue el método de elemento finitos, en el cual se consideró dos escenarios de análisis: un modelo de base rígida y un modelo de base flexible que incorpora la interacción suelo-estructura mediante el modelo de Winkler. El procedimiento comprendió la definición de materiales, geometría estructural,

cargas, espectro sísmico de diseño, condiciones de apoyo y criterios de análisis requeridos para la evaluación dinámica de ambos modelos.

3.6.1. Construcción del modelo estructural en ETABS

El modelo numérico fue desarrollado en ETABS a partir de las dimensiones, propiedades mecánicas y refuerzo obtenidos durante el diseño estructural descrito en el apartado 3.5. Para la representación de la superestructura se emplearon elementos tipo Frame correspondientes a vigas y columnas de hormigón armado, mientras que la losa de cubierta no fue modelada mediante elementos de área. El propio peso y las cargas estructurales obtenidas se transformaron en cargas distribuidas aplicadas sobre las vigas laterales. También se implementaron factores de rigidez correctores de $0.35I_g$ para las vigas y $0.70I_g$ para las columnas, siguiendo el Academia Internacional de Cimentación (ACI) 318-19, para simular el desgaste agrietado de los elementos de hormigón armado al momento del cálculo.

Para determinar la influencia que ejerce la interacción suelo-estructura se han construido dos simulaciones numéricas. El primero correspondió a un modelo de base rígida, en el cual las columnas fueron consideradas empotradas en su base. El segundo correspondió a un modelo de base flexible, donde las columnas se conectaron a zapatas aisladas modeladas mediante elementos de área tipo Shell-Thick. Sobre estas zapatas se asignaron resortes de área equivalentes al coeficiente de balasto obtenido durante la caracterización geotécnica, siguiendo el modelo de Winkler para representar la deformabilidad del terreno.

Con el fin de garantizar la comparabilidad de los resultados, ambos modelos conservaron la misma geometría, propiedades mecánicas, cargas y condiciones de análisis, modificándose únicamente la condición de apoyo de la cimentación para evaluar la influencia de la interacción suelo-estructura sobre la respuesta estructural del pórtico.

3.6.2. Determinación de la acción sísmica según NEC-SE-DS-2015

Para el desarrollo del presente trabajo, se empleó la NEC-15, la cual establece los lineamientos para la evaluación de la peligrosidad sísmica, clasificación de suelo y la construcción del espectro de diseño.

Se tomó en consideración tanto el espectro elástico como el espectro inelástico. El espectro elástico interpreta la respuesta ideal del sistema sin considerar la disipación de energía, mientras que el espectro inelástico asume que la estructura sufre deformaciones y disipa energía.

3.6.2.1. Espectro elástico

Los parámetros utilizados en la elaboración del espectro elástico se detallan a continuación.

Tabla 9. Datos generales de la provincia de Santa Elena

Ciudad	Santa Elena
Provincia	Santa Elena
Zona sísmica	VI
Perfil de suelo	D

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 10. Parámetros para el diseño espectral según NEC-15

Z	0.5
η	1.80
r	1.00
F_a	1.12
F_d	1.11
F_s	1.4
T_0	0.14
T_c	0.76

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 11. Período aproximado de la estructura

Sistema Estructural	Hormigón (sin muros ni diagonales)
C_t	0.055
h_n	3 m
α	0.9
T	0.15
S_a	1.01

Fuente: Elaboración propia.

3.6.2.2. Espectro inelástico

Los parámetros utilizados en la elaboración del espectro inelástico se detallan a continuación.

Tabla 12. Datos generales de la provincia de Santa Elena

Ciudad	Santa Elena
Provincia	Santa Elena
Zona sísmica	VI
Perfil de suelo	D

Fuente: Elaboración propia.

El espectro inelástico se obtiene a partir del espectro elástico mediante la aplicación de un factor de reducción por ductilidad (R), el cual representa la capacidad de los sistemas para disipar energía.

Para el caso del presente estudio, el valor de R se aplica según a la NEC-2015 para pórticos resistentes a momento.

Tabla 13. *Parámetros para el diseño espectral según NEC-15*

R	3
Z	0.5
η	1.80
r	1.00
F_a	1.12
F_d	1.11
F_s	1.4
T_0	0.14
T_c	0.76

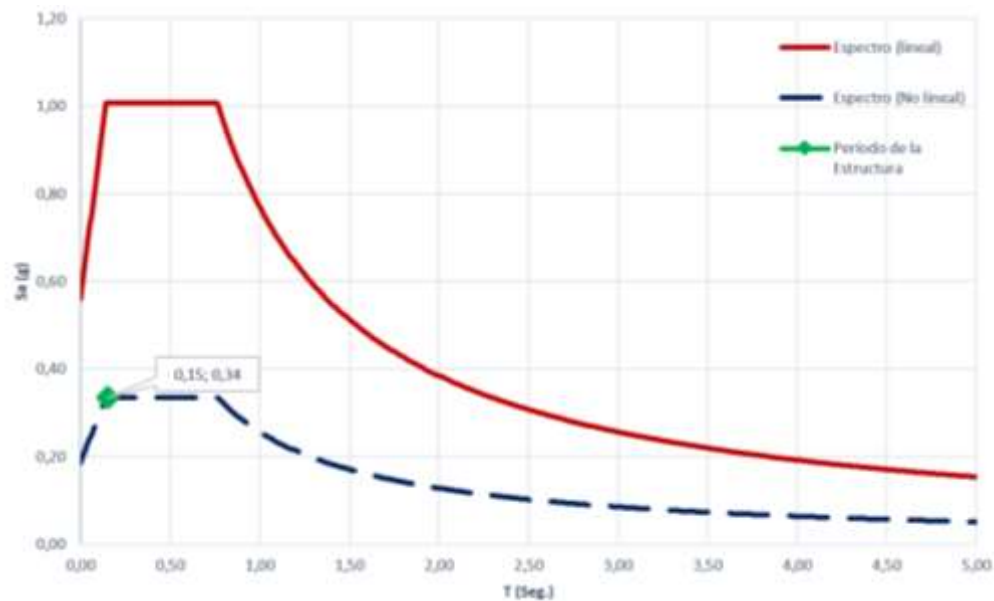
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 14. *Período aproximado de la estructura*

Sistema Estructural	Hormigón (sin muros ni diagonales)
C_t	0.055
h_n	3 m
α	0.9
T	0.15
S_a	0.34

Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 18. Espectros elástico e inelástico según NEC-15 para suelo tipo D en Santa Elena.

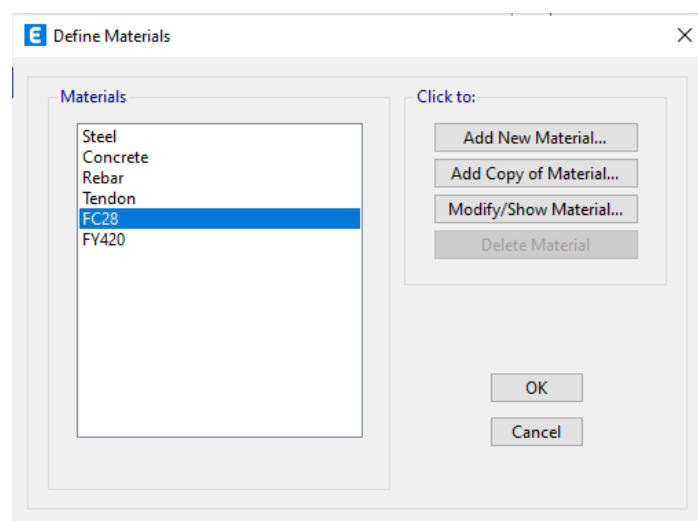


Fuente: Elaboración propia.

3.6.3. Incorporación de las propiedades mecánicas de los materiales

En cuanto a las propiedades de los materiales, se consideró un hormigón armado con una resistencia a la compresión $f'_c = 28 \text{ MPa}$ y acero de refuerzo con un límite de fluencia $f_y = 420 \text{ MPa}$.

Ilustración 19. Propiedades mecánicas de los materiales empleados en el modelo estructural



Fuente: Elaboración propia mediante el programa ETABS.

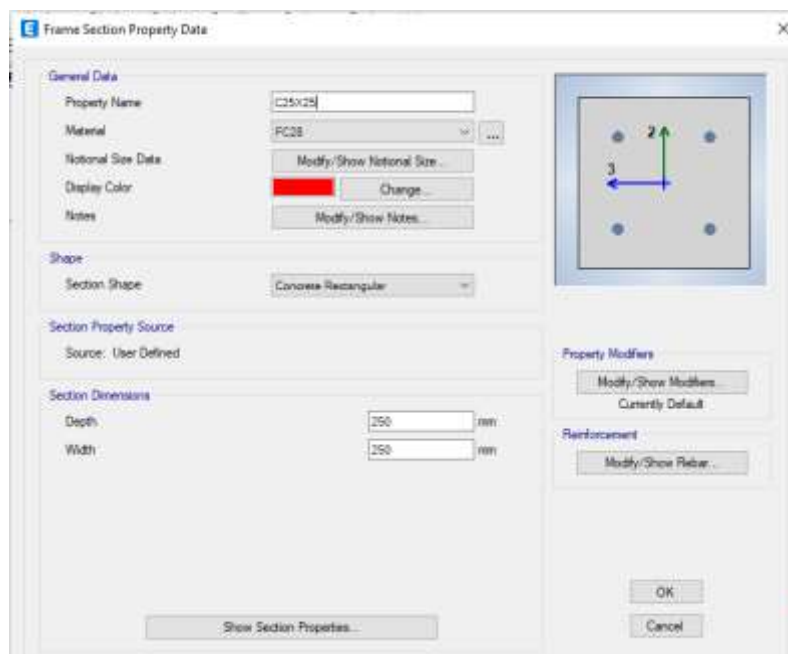
3.6.4. Incorporación de las secciones estructurales

Una vez concluido el diseño estructural de la superestructura, las dimensiones y el detallado del refuerzo obtenidos conforme al ACI 318-19 fueron incorporados al modelo numérico desarrollado en ETABS. Para ello, se definieron las propiedades de las secciones correspondientes a las vigas de $25 \times 45 \text{ cm}$ y a las columnas de $25 \times 25 \text{ cm}$, utilizando las características geométricas y mecánicas determinadas durante la etapa de diseño.

Además, se incorporaron los refuerzos longitudinales y transversales de cada elemento mediante la opción "Reinforcement to be Checked", facilitando la vinculación del modelo con las propiedades del refuerzo, que se había diseñado previamente de forma manual y ya contaba con toda la información necesaria para el diseño estructural.

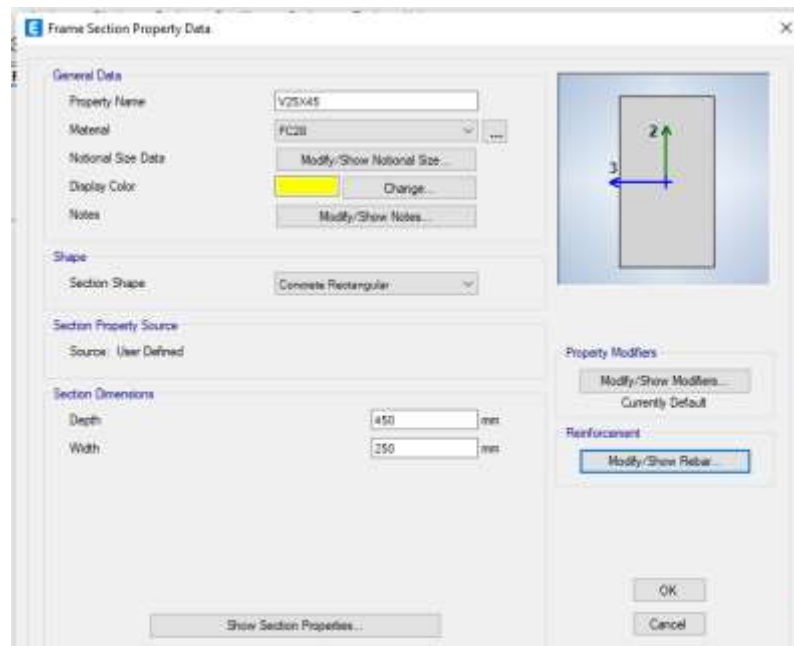
Se utilizó el modificador de rigidez para simular la deformación agrietada del hormigón armado en el análisis; se aplicaron modificadores de rigidez en las secciones para cubrir un 35 % de la sección bruta en las vigas y un 70 % en las columnas según el ACI 318-19. Estos valores se usaron en ambos modelos numéricos para mantener condiciones equivalentes en el análisis comparativo de la interacción suelo-estructura.

Ilustración 20. Sección estructural asignadas a columnas



Fuente: Elaboración propia mediante el programa ETABS.

Ilustración 21. *Sección estructural asignadas a vigas*



Fuente: Elaboración propia mediante el programa ETABS.

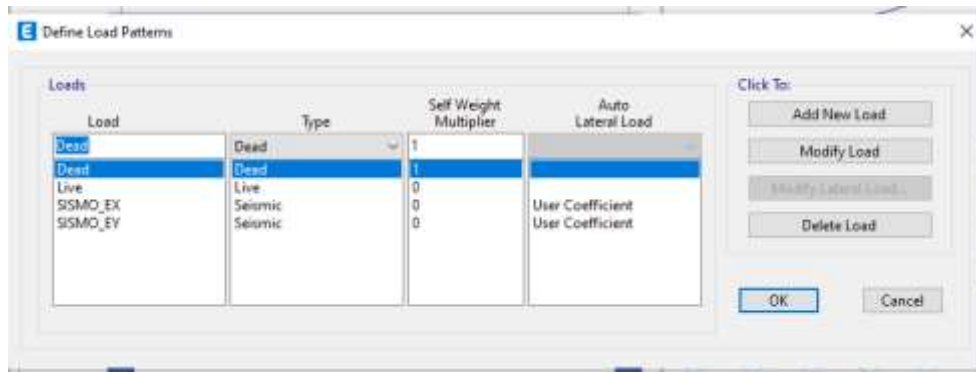
3.6.5. Asignación de las cargas al modelo

Las cargas consideradas en el análisis estructural fueron incorporadas al modelo numérico mediante los patrones de carga definidos en ETABS. El peso propio de los elementos estructurales se calculó automáticamente mediante el patrón de carga DEAD, aprovechando las propiedades geométricas y mecánicas previamente asignadas a las secciones.

Debido a que la losa de cubierta no fue modelada mediante elementos de área, las acciones gravitacionales obtenidas durante su diseño estructural fueron transformadas en cargas uniformemente distribuidas y aplicadas directamente sobre las vigas perimetrales, de acuerdo con las áreas tributarias correspondientes. De igual manera, la carga permanente asociada al tanque de almacenamiento de agua se representó mediante una carga distribuida equivalente de 0.80 ton/m aplicada sobre los tramos de las vigas que soportan su ubicación, reproduciendo la condición de carga excéntrica considerada en el diseño.

Para evaluar la respuesta sísmica se definieron los patrones de carga estática equivalente SISMO_EX y SISMO_EY, correspondientes a las direcciones principales de la estructura. También se configuraron los casos de carga dinámicos espectrales SISMO_DX y SISMO_DY, usando el espectro de diseño inelástico determinado según la NEC-SE-DS-2015. Estos casos de carga se usaron después para el análisis modal espectral y la evaluación comparativa de los modelos de base rígida y base flexible.

Ilustración 22. Definición de patrones de carga

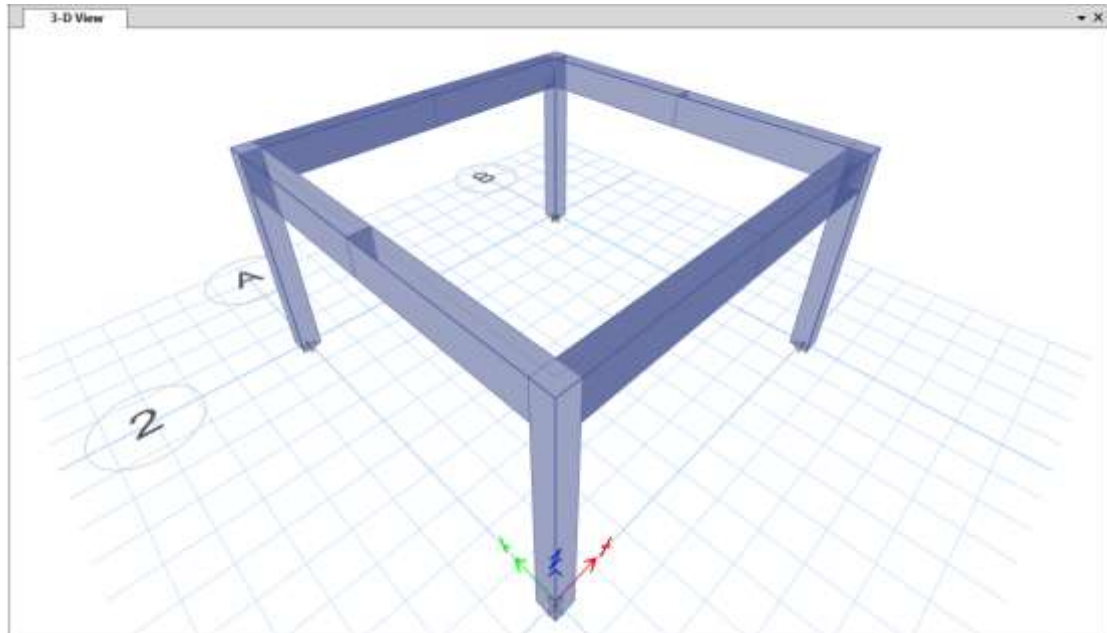


Fuente: Extraído de ETABS.

3.6.6. Modelo de base rígida

El modelo de base rígida se realizó considerando condiciones de apoyo totalmente restringidas en la base de las columnas, asumiendo un comportamiento idealizado de suelo indeformable. Para su modelado en el software se asignaron restricciones de empotramiento total, impidiendo desplazamientos y rotaciones en los nodos de cimentación.

Ilustración 23. Representación del modelo de base rígida



Fuente: Elaboración propia mediante el programa ETABS.

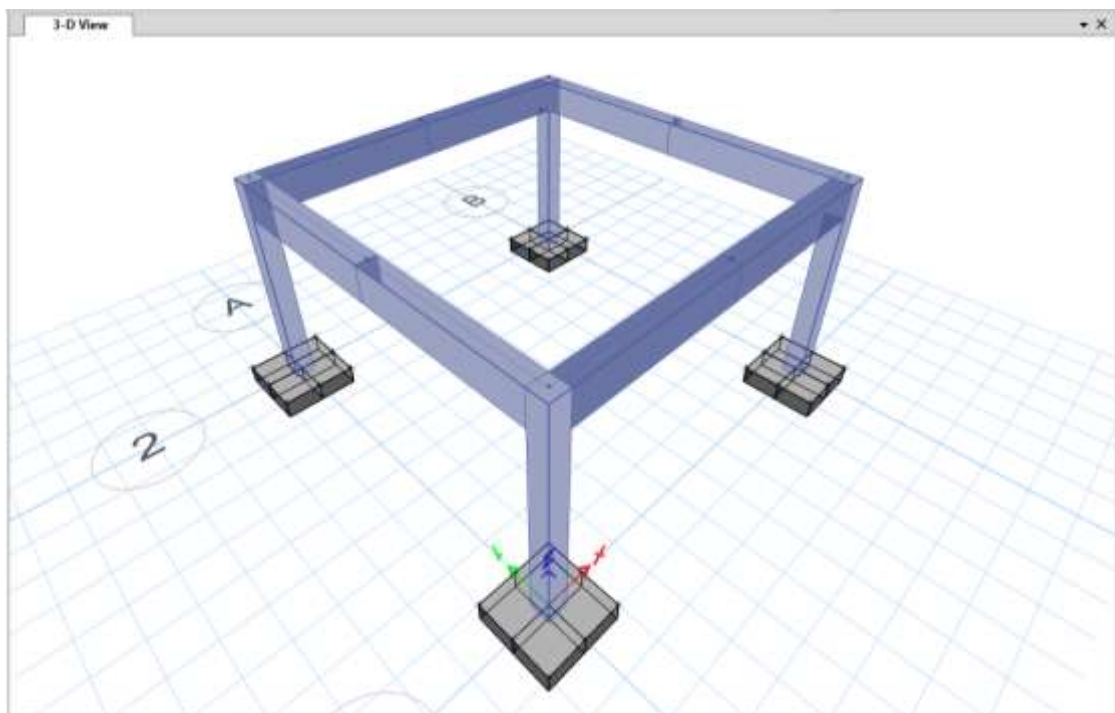
3.6.7. Modelo de base flexible mediante el modelo de Winkler

El modelo de base flexible se desarrolló mediante la incorporación de la interacción suelo-estructura utilizando el modelo de Winkler, el cual representa el comportamiento del suelo mediante resortes distribuidos equivalentes.

Para su implementación en ETABS, las cuatro zapatas aisladas se modelaron mediante elementos de área tipo Shell-Thick, con dimensiones de $1.00 \times 1.00 \text{ m}$ y un espesor de 0.25 m , de acuerdo con el diseño estructural previamente realizado. A estos elementos se les asignó la propiedad Area Springs, definiendo la rigidez vertical mediante el coeficiente de balasto obtenido en la caracterización geotécnica ($K_s = 30 \text{ MN/m}^3$), expresado en las unidades requeridas por el software.

Adicionalmente, se asignó una rigidez horizontal equivalente al 10 % del coeficiente de balasto vertical en las direcciones locales 1 y 2 de los resortes, con el propósito de representar la resistencia tangencial del terreno y proporcionar estabilidad al modelo durante el análisis sísmico. Esta configuración permitió que la cimentación desarrollara desplazamientos verticales y rotaciones compatibles con la deformabilidad del suelo, manteniendo al mismo tiempo la estabilidad numérica del modelo.

Ilustración 24. Configuración final del modelo con interacción suelo-estructura



Fuente: Elaboración propia mediante el programa ETABS.

3.6.8. Definición del análisis sísmico

El análisis modal se realizó mediante el método de eigenvectors, el cual permitió determinar los modos de vibración naturales de la estructura y sus respectivas formas modales. Este procedimiento nos permitió caracterizar la respuesta dinámica global del sistema estructural ante solicitaciones horizontales.

Este análisis se realizó para ambos modelos estructurales para posteriormente poder establecer comparaciones respecto a la influencia de la interacción suelo-estructura sobre el comportamiento dinámico.

3.6.8.1. Método estático equivalente

Como parte de la evaluación sísmica, se definieron los patrones de carga SISMO_EX y SISMO_EY, correspondientes a las direcciones principales de la estructura, de acuerdo con los lineamientos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS-2015.

Las fuerzas sísmicas laterales equivalentes se calcularon mediante un software que utiliza los coeficientes de diseño correctos: el coeficiente sísmico (C) y el coeficiente de distribución vertical (K). Cada uno se determinó utilizando NEC-SE-DS-2015, teniendo en cuenta los parámetros sísmicos de la ubicación donde se construirá la estructura, el tipo de terreno, el factor de pertinencia del edificio, el coeficiente de reducción sísmica y los condicionantes estructurales de desequilibrio.

Para el presente estudio se asumieron factores de irregularidad en planta y elevación iguales a $\phi_p = 1.0$ y $\phi_e = 1.0$.

Asimismo, se determinó el coeficiente de distribución vertical de fuerzas sísmicas K, empleado para la distribución de cargas laterales equivalentes sobre la estructura.

Tabla 15. Determinación de k

Parámetro	Valor
C_t	0.055
h_n	3 m
α	0.9
T	0.148
K	1.00

Fuente: Elaboración propia.

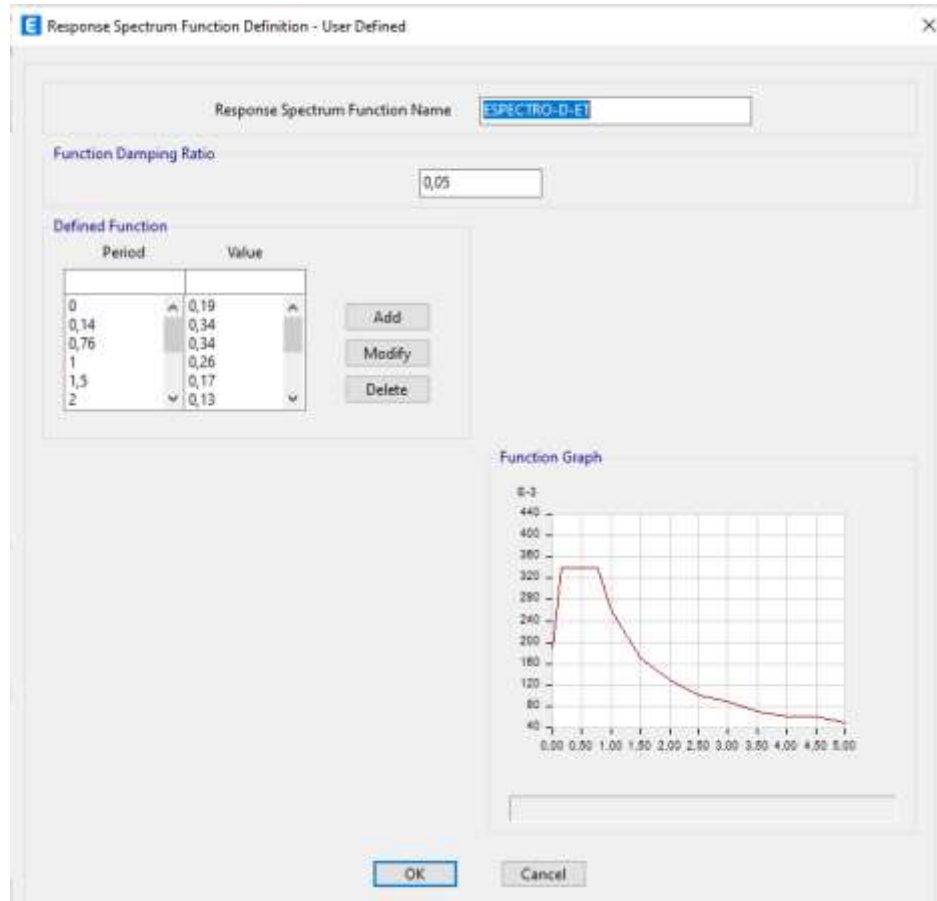
3.6.8.2. Método dinámico espectral

Seguidamente, se realizó un análisis dinámico espectral mediante el método de superposición modal, empleando un espectro de respuesta inelástico definido por usuario, desarrollado en base a los lineamientos de la NEC-2015 para la zona de estudio.

El análisis sísmico se aplicó en las dos direcciones horizontales principales de la estructura mediante la definición de casos de carga espectral independientes en los ejes X y Y. Para la combinación modal se empleó el método Complete Quadratic Combination (CQC),

considerando un amortiguamiento estructural del 5 %, acorde con estructuras de hormigón armado.

Ilustración 25. Espectro reducido para tipo de suelo D sector el Tambo en ETABS



Fuente: Elaboración propia mediante ETABS.

Ilustración 26. Definición de casos de carga espectral independientes en los ejes SISMO_DX y SISMO_DY.

Load Cases

Load Case Name	Load Case Type
Dead	Linear Static
Live	Linear Static
Modal	Modal - Eigen
SISMO_EX	Linear Static
SISMO_EY	Linear Static
SISMO_DX	Response Spectrum
SISMO_DY	Response Spectrum

Click to:

Buttons: Add New Case, Add Copy of Case, Modify/Show Case, Delete Case, Show Load Case Tree

Buttons: OK, Cancel

Fuente: Elaboración propia.

3.6.9. Combinaciones de carga

Con el propósito de evaluar la respuesta estructural bajo diferentes condiciones de carga, se definieron combinaciones gravitacionales y sísmicas según los criterios establecidos por la NEC-SE-DS-2015 y ACI 318-19.

En las combinaciones examinadas, se incluyeron efectos de la gravedad constante y variable, así como efectos sísmicos provenientes de evaluaciones en el estático equivalente y el espectral dinámico, en ambas direcciones principales de la estructura. Se consideraron también combinaciones con sísmicos positivos y negativos para identificar los casos más desfavorables en términos de la respuesta estructural.

Además, se utilizaron combinaciones evolutivas para determinar la respuesta máxima y mínima de la estructura en todas las situaciones estudiadas.

Tabla 16. *Combinaciones de carga empleadas en el análisis estructural*

Combo	Combinación de carga
1	1.4D
2	1.2D + 1.6L
3	0.9D + SX
4	0.9D – SX
5	0.9D + SY
6	0.9D – SY
7	0.9D + SISMO_X
8	0.9D – SISMO_X
9	0.9D + SISMO_Y
10	0.9D – SISMO_Y
11	1.2D + L + SX
12	1.2D + L – SX
13	1.2D + L + SY
14	1.2D + L – SY
15	1.2D + L + SISMO_X
16	1.2D + L – SISMO_X
17	1.2D + L + SISMO_Y
18	1.2D + L – SISMO_Y
19	ENVOLVENTE

Nota: Elaboración propia.

3.7 METODOLOGÍA O.E.3: EVALUACIÓN COMPARATIVA DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL

Para llevar a cabo el tercer objetivo específico, se estableció una metodología de evaluación comparativa entre los dos modelos, el de base rígida y el de base flexible desarrollados en ETABS. Esta comparación se realizó a partir de parámetros representativos del comportamiento dinámico y estructural del sistema estructural, obtenidos mediante el análisis modal espectral y análisis sísmico estático equivalente.

Los parámetros considerados para la evaluación comparativa se presentan en la Tabla 20. Los mismos, permitieron analizar la influencia de la interacción suelo-estructura sobre la respuesta sísmica del sistema, considerando aspectos relacionados con el comportamiento dinámico, la respuesta estructural y la interacción entre las cimentaciones y el suelo de fundación.

Los resultados obtenidos para cada parámetro fueron organizados mediante tablas, gráficos y figuras comparativas, complementados con un análisis porcentual de las variaciones observadas entre ambos modelos. Finalmente, la interpretación de los resultados permitió determinar la incidencia de la deformabilidad del suelo sobre el comportamiento global de la estructura y sobre el desempeño de las cimentaciones superficiales.

Tabla 17. *Parámetros considerados para la evaluación comparativa entre el modelo de base rígida y base flexible*

Parámetro de evaluación	Finalidad de la comparación
Períodos naturales de vibración	Evaluar el efecto de la deformabilidad del terreno en las propiedades dinámicas del sistema estructural.
2. Desplazamientos laterales máximos	Verificar las posibles variaciones de la respuesta global de la estructura frente a la acción sísmica.
3. Derivas de entrepiso	Verificar el cumplimiento de los límites de la NEC-SE-DS-2015 y evaluar el desempeño estructural.
4. Esfuerzos internos en vigas y columnas	Determinar las posibles alteraciones de la distribución de esfuerzos internos (momentos, cortantes y axial) derivadas de la interacción suelo-estructura.
5. Torsión estructural e irregularidad torsional	Evaluar el efecto producido por la deformabilidad del suelo en la respuesta torsional de la estructura y cotejar el cumplimiento de la normativa.
6. Cortante basal	Comparar las fuerzas sísmicas totales obtenidas en ambos modelos estructurales.

7. Presiones de contacto suelo-cimentación	Evaluar la distribución de los esfuerzos transferidos al terreno y la interacción entre zapatas y suelo.
8. Asentamientos de la cimentación	Evaluar las deformaciones verticales generadas como consecuencia de la flexibilidad del suelo de fundación.
9. Modos de vibración y deformada modal	Identificar posibles alteraciones tanto de las formas modales como del comportamiento dinámico global de la estructura.

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1 VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL Y DETALLADO DE ACERO DE ELEMENTOS DEL PORTICO

4.1.1. Diseño de losa maciza

El diseño de la losa maciza bidireccional de hormigón armado se realizó conforme a los criterios establecidos en el ACI 318-19, considerando las cargas gravitacionales correspondientes al peso propio y la carga viva de uso industrial. El método permite calcular el espesor de la cubierta y el forjado necesario para cumplir los limitantes mecánicos y funcionales.

Tabla 18. Resultados del diseño estructural de la losa maciza bidireccional

Parámetro	Valor obtenido
Tipo de losa	Maciza bidireccional
Dimensiones	5.0 × 5.0 m
Luz libre	4.50 m
Espesor adoptado	15 cm
$f'c$	28 MPa
fy	420 MPa
Momento positivo	1.13 ton · m
Momento negativo	0.0 ton · m
Acero por flexión	Ø10 mm @ 25 cm
Acero por temperatura	Ø10 mm @ 25 cm

Fuente: Elaboración propia.

El espesor de 15 cm es adecuado para cumplir con el espesor mínimo impuesto por ACI 318-19 para contener las deflexiones en cubiertas bidireccionales. Además, el análisis demostró que los momentos negativos no fueron críticos puesto que la cubierta se trata de un solo cuadro apoyado por vigas laterales, sin conexiones con otros cuadros adyacentes. Por esta razón, el diseño estuvo gobernado por los momentos positivos y por los requisitos mínimos de refuerzo establecidos en la normativa.

El refuerzo finalmente adoptado consistió en barras de $\varnothing 10 \text{ mm}$ espaciadas cada 25 cm en ambas direcciones, satisfaciendo tanto las exigencias de resistencia a flexión como los requisitos de acero mínimo por temperatura y retracción.

4.1.2. Diseño de vigas

El diseño de las vigas perimetrales se realizó conforme a los requisitos del ACI 318-19 mediante el método de diseño por resistencia. Se verificó la capacidad de los elementos frente a flexión, cortante y torsión, determinándose el refuerzo longitudinal y transversal necesario para satisfacer los estados límite de resistencia y los requisitos de detallado establecidos por la normativa.

Tabla 19. Resultados del diseño estructural de las vigas de hormigón armado

Parámetro	Valor obtenido
Sección transversal	$25 \times 45 \text{ cm}$
$f'c$	28 MPa
f_y	420 MPa
Momento último (M_u)	6.79 ton · m
Cortante último (V_u)	6.04 ton
Acero longitudinal	3 $\varnothing 14 \text{ mm}$
Área de acero provista	4.62 cm ²
Estribos en zona crítica	$\varnothing 10 \text{ mm @ } 10 \text{ cm}$
Estribos en zona central	$\varnothing 10 \text{ mm @ } 20 \text{ cm}$
Verificación a cortante	Cumple
Verificación a torsión	Cumple

Fuente: Elaboración propia

El diseño por flexión determinó un momento último de 6.79 ton · m, para el cual se requirió un área mínima de acero longitudinal de 3.998 cm². Como solución de diseño se adoptó un refuerzo constituido por tres barras de $\varnothing 14 \text{ mm}$, proporcionando un área de acero de 4.62 cm², superior a la requerida por cálculo, cumpliendo así con los requisitos establecidos por el ACI 318-19.

En la verificación a cortante, la resistencia del hormigón cumplió con los requerimientos de servicio. No obstante, el refuerzo transversal se instaló conforme a las disposiciones del ACI 318-19 para piezas sujetas a esfuerzos sísmicos: en las áreas críticas más próximas a los apoyos se utilizaron estribos de $\varnothing 10 \text{ mm}$ con una separación de 10 cm; mientras en la zona central de

la viga se usaron estribos de $\varnothing 10$ mm con una separación de 20 cm, asegurando la satisfacción de las normativas sobre resistencia a cortante y confinamiento.

4.1.3. Diseño de Columnas

El diseño de las columnas se realizó conforme a los criterios de diseño por resistencia establecidos en el ACI 318-19. La capacidad resistente de la sección fue evaluada mediante diagramas de interacción de flexocompresión, verificando el efecto combinado de la carga axial y el momento flector. Adicionalmente, se verificó la resistencia a cortante y se definió el refuerzo transversal de confinamiento requerido para satisfacer las disposiciones de detallado sísmico.

Tabla 20. Resultados del diseño estructural de las columnas de hormigón armado

Parámetro	Valor obtenido
Sección transversal	25×25 cm
f'_c	28 MPa
f_y	420 MPa
Carga axial de diseño (P_u)	12.67 ton
Momento último (M_u)	1.51 ton · m
Método de diseño	Diagrama de interacción P-M
Acero longitudinal	4 $\varnothing 16$ mm
Área de acero provista	8.04 cm ²
Estribos en zona de confinamiento	$\varnothing 10$ mm @ 5 cm
Longitud de confinamiento (l_o)	45 cm
Estribos en zona central	$\varnothing 10$ mm @ 10 cm
Longitud de zona central (l_m)	210 cm
Verificación a cortante	Cumple

Fuente: Elaboración propia

El diseño por flexocompresión demostró que la sección cuadrada de 25×25 cm cumple con los requisitos de diseño, siendo capaz de soportar una carga axial de 12.67 ton y un momento flector de 1.51 ton · m dentro de la capacidad resuelta por el ACI 318-19.

Como consecuencia del diseño se aplicó un refuerzo longitudinal formado por cuatro barras de diámetro $\varnothing 16$ mm, contando un área de acero de 8.04 cm². De esta manera la estructura cumplió con los estándares de resistencia para dicha sección.

Al realizar la verificación cortante, la resistencia del hormigón fue mayor que el cortante, lo que implicó que el refuerzo transversal fue dirigido conforme a los estándares de los materiales

sísmicos. Así se montaron espirales, con diámetros de Ø10 mm a intervalos de 5 cm, en las áreas de confinamiento desde las esquinas hasta 45 cm de distancia, y de Ø10 mm a intervalos de 10 cm en la parte central, conforme a los requerimientos del ACI 318.

4.1.4. Diseño de zapatas aisladas

Como parte del cumplimiento de uno de los objetivos del presente trabajo de titulación, se realizó el diseño estructural de las cimentaciones superficiales aisladas del pórtico siguiendo los criterios establecidos en el ACI 318-19, verificando resistencia al corte, flexión, aplastamiento y adherencia del refuerzo.

Inicialmente, se obtuvo los parámetros geotécnicos necesarios para el diseño.

4.1.4.1. Capacidad de carga última

Debido a que el perfil estratigráfico muestra como predominante a los suelos cohesivos, arcillas de baja plasticidad, este análisis se realiza bajo condiciones no drenadas, es decir, $\phi = 0$. Por lo mismo, mediante correlaciones con el ensayo SPT se obtiene la resistencia al corte no drenado del suelo (c_u) y se adopta en reemplazo de la cohesión. Para ello se adoptó la correlación de Bowles,

Ecuación 34. Resistencia al corte no drenado del suelo (c_u)

$$c_u = 0.12N$$

Reemplazando,

$$c_u = 0.29 \times (27) = 3.24 \text{ KSF}$$

$$c_u \approx 155 \text{ kN/m}^2$$

Tabla 21. Factores de capacidad de carga

ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00

Fuente: Adaptado de Kumbhojkar (1993).

$$q_u = 1.3 \times (155 \text{ kN/m}^2) \times (5.70) + (18 \text{ kN/m}^3) \times (1.0 \text{ m}) \times (1.0)$$

$$q_u = 1166.55 \text{ kN/m}^2$$

4.1.4.2. Capacidad de carga admisible

Se procede a determinar la capacidad de carga admisible, la cual representa el esfuerzo máximo que puede soportar el suelo sin generar fallas por capacidad portante.

Para ello, se adoptó un factor de seguridad igual de $FS = 3$. Entonces,

Ecuación 35. Capacidad de carga admisible

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Reemplazando,

$$q_{adm} = \frac{1166.55 \text{ kN/m}^2}{3}$$

$$q_{adm} = 388.85 \text{ kN/m}^2$$

4.1.4.3. Datos de diseño de la zapata aislada

Para el diseño se adoptaron los siguientes parámetros

Tabla 22. Parámetros de diseño de la zapata aislada

Parámetro	Valor
Resistencia del hormigón (f'_c)	28 MPa
Esfuerzo de fluencia del acero (f_y)	420 MPa
Peso específico del hormigón	24 kN/m ³
Presión admisible del suelo (q_{adm})	388.85 kN/m ²
Dimensiones en planta de la zapata	1.0 × 1.0 m
Espesor preliminar	0.25 m
Carga axial mayorada (N_u)	124.25 kN

Fuente: Elaboración propia

4.1.4.2. Verificación de transferencia de esfuerzos al suelo

La verificación de transferencia de esfuerzos al suelo se realizó con el propósito de comprobar que la presión transmitida por la cimentación no exceda la capacidad admisible del terreno, garantizando condiciones adecuadas de servicio y evitando asentamientos excesivos.

Para ello, se consideró la carga axial factorizada transmitida por la columna a la zapata, asumiendo una distribución uniforme de esfuerzos sobre el área de contacto suelo–cimentación, debido a que la carga actúa concéntricamente respecto al centro geométrico de la zapata.

La presión de contacto se determinó mediante la Ecuación 12:

$$\sigma_u = \frac{124.25 \text{ kN}}{1.0 * 1.0} = 124.25 \text{ kN/m}^2$$

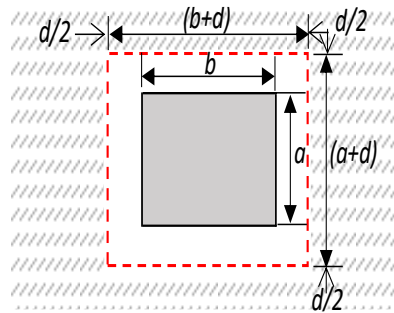
Verificándose que la presión de contacto σ_u es menor a la presión admisible del terreno q_{adm} . En consecuencia, la dimensión en planta inicialmente adoptada de 1.0 × 1.0 m resulta adecuada para transmitir las cargas estructurales al terreno sin superar la capacidad portante admisible del suelo, evidenciando además un margen amplio de seguridad frente a falla por capacidad de soporte.

4.1.4.3. Verificación al corte por punzonamiento

Seguidamente, se procedió a calcular el espesor estructural mínimo requerido de la zapata mediante la verificación de resistencia al corte por punzonamiento, el cual es considerado como uno de los estados límites más importantes en cimentaciones superficiales sometidas a cargas concentradas provenientes de columnas.

Este análisis se realizó acorde a los lineamientos del ACI 318-19, considerando una sección crítica ubicada a una distancia equivalente a $d/2$ desde las caras de la columna. Esta sección define el perímetro crítico de punzonamiento, es decir, sobre el cual se evalúa la capacidad del hormigón para resistir los esfuerzos cortantes generados por la carga transmitida por la columna hacia la cimentación.

Ilustración 27. *Perímetro crítico considerado para la verificación por punzonamiento*



Fuente: Elaboración propia

Considerando una sección de columna de $0.25 \times 0.25 \text{ m}$ el área crítica de punzonamiento se definió mediante la Ecuación 13:

$$A_0 = (0.25 + d)^2$$

Asimismo, el perímetro crítico de verificación se determinó mediante la Ecuación 14.

$$b_0 = 1.0 + 4d$$

El cortante último actuante ϕV_c transmitido al perímetro crítico se calculó mediante la Ecuación 15.

$$V_{up} = 124.25 - 124.25 (0.25 + d^2)$$

Posteriormente, se evaluó la resistencia nominal del hormigón frente al punzonamiento mediante las expresiones establecidas en el ACI 318-19, considerando los criterios normativos aplicables para columnas exteriores y cimentaciones superficiales.

La condición de diseño exigida por normativa corresponde a $\phi V_c \geq V_{up}$

Ilustración 28. *Cálculo del peralte mínimo por punzonamiento*

$$\text{I.- } \phi V_c = 1000 * \phi_c * b_o * d * (0.33 * \sqrt{f'c})$$

$$\phi V_c = 1000 * 0.75 * (1 + 4d) * d * (0.33 * \sqrt{28})$$

$$\phi V_c \geq V_{up}$$

d1	=	0,067	m
----	---	-------	---

$$\text{II.- } \phi V_c = 1000 * \phi_c * b_o * d * \left(0.17 * \left(1 + \frac{2}{\beta_{L/B}} \right) * \sqrt{f'c} \right)$$

$$\beta_{L/B} = 1$$

$$\phi V_c = 1000 * 0.75 * (1 + 4d) * d * \left(0.17 * \left(1 + \frac{2}{1} \right) * \sqrt{28} \right)$$

$$\phi V_c \geq V_{up}$$

d2	=	0,047	m
----	---	-------	---

$$\text{III.- } \phi V_c = 1000 * \phi_c * b_o * d * \left(0.083 * \left(2 + \frac{\alpha_x * d}{b_o} \right) * \sqrt{f'c} \right)$$

$$\phi V_c = 1000 * 0.75 * (1 + 4d) * d * \left(0.083 * \left(2 + \frac{20 * d}{(1 + 4d)} \right) * \sqrt{28} \right)$$

$$\phi V_c \geq V_{up}$$

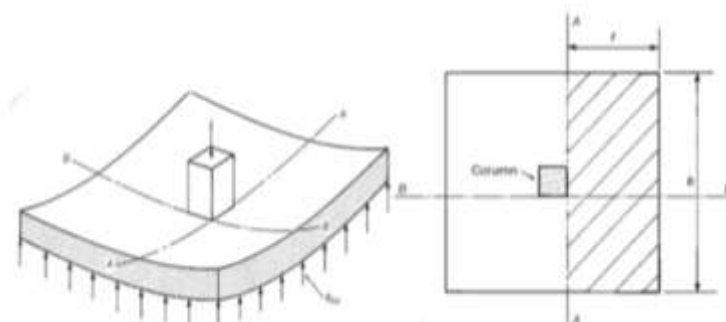
d3	=	0,079	m
----	---	-------	---

Nota: Elaboración propia

4.1.4.4. Verificación por flexión

Una vez verificadas las condiciones de resistencia al punzonamiento, se continuó evaluando la capacidad de la zapata frente a los esfuerzos de flexión generados por la reacción uniforme del suelo. De acuerdo con el ACI 318-19, la sección crítica para flexión se localiza en la cara de la columna, considerando el comportamiento de la zapata como un voladizo sometido a la presión de contacto transmitida por el terreno.

Ilustración 29. Secciones críticas consideradas para la verificación por flexión de la zapata.



Fuente: Adaptado de Pablex (2022).

Para cada dirección principal se determinó inicialmente la longitud efectiva del voladizo. Sin embargo, al ser una zapata cuadrada el cálculo se simplifica ya que $m_L = m_B$. Por lo mismo, sustituyendo los valores de diseño nos queda:

$$m_L = m_B = 0.375$$

Posteriormente se calcularon los momentos flectores actuantes producidos por la presión uniforme transmitida por el suelo. De la misma manera $M_L = M_B$. Resultando del cálculo:

$$M_L = M_B = 8.736 \text{ [kN * m]}$$

A continuación, se determinó la resistencia a flexión de la sección mediante la condición establecida por el ACI 318-19 que dice que $M_x \leq \phi M_c$.

Ilustración 30. Cálculo del peralte mínimo por flexión

Sentido L

$$\phi M_c = \phi_f * \rho * d * B * f_y * 1000 * \left(d - \frac{\rho * d * f_y}{2 * 0.85 * f'_c} \right)$$

$$\phi M_c = 0.9 * 0.0018 * d * 1.0 * 420 * 1000 * \left(d - \frac{0.0018 * d * 420}{2 * 0.85 * 28} \right)$$

$$M_x \leq \phi M_c$$

d4	=	0,114	m
----	---	-------	---

Sentido B

$$\phi M_c = \phi_f * \rho * d * L * f_y * 1000 * \left(d - \frac{\rho * d * f_y}{2 * 0.85 * f'_c} \right)$$

$$\phi M_c = 0.9 * 0.0018 * d * 1.0 * 420 * 1000 * \left(d - \frac{0.0018 * d * 420}{2 * 0.85 * 28} \right)$$

$$M_x \leq \phi M_c$$

d4	=	0,114	m
----	---	-------	---

Fuente: Elaboración propia

4.1.4.5. Peralte mínimo “d” y altura mínima de la cimentación

Los resultados evidenciaron que la flexión constituyó la condición más exigente para la determinación del espesor mínimo de la zapata, ya que los peraltes obtenidos fueron superiores a los calculados mediante las verificaciones de punzonamiento.

Considerando el peralte efectivo requerido, el recubrimiento del refuerzo y criterios constructivos relacionados con la colocación del acero y la rigidez de la cimentación, se adoptó finalmente una altura total de 0.25 m.

4.1.4.6. Diseño del refuerzo de acero

Posteriormente, se continuó con los cálculos del refuerzo de acero requerido para resistir los esfuerzos de tracción generados por la flexión.

El área de acero requerida se determinó a partir del momento último obtenido en la sección crítica ubicada en la cara de la columna, empleando las expresiones establecidas por el ACI 318-19 para elementos sometidos a flexión.

Sustituyendo los valores obtenidos en el análisis en la Ecuación 24 se determinó un área de acero requerida de,

$$A_s = \frac{0.85 * 28 * 1.0}{420} * \left[0.2 - \sqrt{(0.2)^2 - \frac{2(8.736)}{0.9 * 0.85 * 28 * 1.0 * 1000}} \right]$$

$$A_s = 1.16 \text{ cm}^2$$

Además, el código exige un refuerzo mínimo para controlar fisuración y garantizar comportamiento dúctil, para ello utilizamos la Ecuación 36

$$A_{s,min} = 0.0018 * \frac{420}{420} * 1.0 * 0.25$$

$$A_{s,min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

Como se observa en el cálculo $A_{s, req} < A_{s,min}$, por lo tanto, gobierna el acero mínimo, no el acero por resistencia.

Por consiguiente, se adoptó una disposición de refuerzo que proporcionara un área igual o superior a 4.5 cm^2 , garantizando el cumplimiento de los requisitos establecidos por el ACI 318-19.

Tabla 23. Refuerzo adoptado para la zapata aislada

Dirección	Longitud de distribución (m)	A_s requerido (cm^2)	Diámetro (mm)	Área por barra (cm^2)	N.º barras adoptado
Eje L	1.00	4.5	12	1.131	4
Eje B	1.00	4.5	12	1.131	4

Fuente: Elaboración propia

Considerando una longitud de distribución de 1.00 m, se adoptaron cuatro barras de diámetro 12 mm en cada dirección, obteniéndose una separación aproximada de 30 cm entre barras.

4.1.4.7. Verificación por aplastamiento

El esfuerzo de compresión actuante se determinó mediante la Ecuación 28, obteniéndose:

$$f_{au} = \frac{124.25 \text{ kN}}{0.25 \text{ m} \times 0.25 \text{ m}}$$

$$f_{au} = 1988 \text{ kPa}$$

Por otra parte, la resistencia admisible del concreto frente al aplastamiento se evaluó mediante la Ecuación 29,

$$f_{ac} = 0.65 \times 0.85 \times 28 \text{ MPa}$$

$$f_{ac} = 15.47 \text{ MPa} \approx 15470 \text{ kPa}$$

Al comparar ambos valores se verifica que $f_{ac} \geq f_{au}$ por lo que la zapata cumple satisfactoriamente la verificación por aplastamiento, garantizando una adecuada transmisión de cargas entre la columna y la cimentación.

4.1.4.8. Verificación por adherencia

La verificación por adherencia se realizó con el objetivo de garantizar una adecuada transferencia de esfuerzos entre el acero de refuerzo y el concreto que conforma la zapata.

A partir de la Ecuación 31 establecida por el ACI 318-19 se determinó inicialmente la longitud de desarrollo requerida para las barras de refuerzo, obteniéndose:

$$l_d = 0.454 \text{ m}$$

Seguidamente, se evaluó la longitud recta disponible para el anclaje de las barras en ambas direcciones de la zapata, obteniéndose:

$$l_{du} = 0.325 \text{ m}$$

En comparación con el tiempo necesario para el desarrollo, se observó que $l_{du} < l_d$, por lo que la longitud recta no ofrecía suficiente espacio para desempeñar el papel de anclaje mediante adherencia. Para cumplir con los requisitos de anclaje exigidos por la normativa, se añadió un gancho estándar $l_g = 0.13 \text{ m}$ en los extremos de las tiras de refuerzo.

La incorporación de este gancho facilitó la adherencia adecuada entre el acero y el hormigón, garantizando el adecuado desarrollo de los esfuerzos de tensión y que los requisitos establecidos por el ACI 318-19 sean satisfechos.

Tabla 24. Resumen del refuerzo adoptado para la zapata aislada

Dirección	Longitud de distribución (m)	A_s provisto (cm^2)	Refuerzo adoptado	Longitud con ganchos (m)
Eje L	1.00	4.52	4Ø12 @ 30cm	1.16
Eje B	1.00	4.52	4Ø12 @ 30cm	1.16

Fuente: Elaboración propia

En consecuencia, el refuerzo final de la zapata quedó conformado por cuatro barras de diámetro 12 mm distribuidas en ambas direcciones con una separación aproximada de 30cm y ganchos de anclaje de 13 cm en sus extremos, cumpliendo los requisitos de resistencia, cuantía mínima y adherencia establecidos por el ACI 318-19.

4.2 COMPARACIÓN DE PERÍODOS NATURALES

Como indicador principal del comportamiento dinámico de una estructura están los períodos naturales de vibración debido a que reflejan la relación existente entre su masa y rigidez.

La incorporación de la interacción suelo-estructura modifica la rigidez global del sistema debido a la deformabilidad del terreno, dando como resultado variaciones en los períodos de vibración respecto al modelo convencional de base rígida.

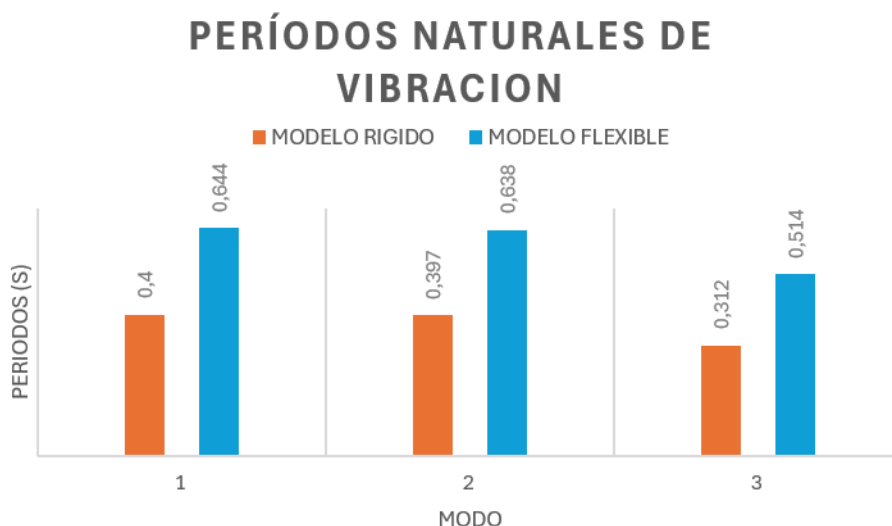
Con el propósito de evaluar esta influencia, se compararon los períodos naturales obtenidos mediante el análisis modal espectral de los dos casos de modelado desarrollados en ETABS.

Tabla 25. Comparación de períodos naturales de vibración

Modo	Base rígida (sec)	Base flexible (sec)	Variación (%)
1	0.4	0.644	61.00
2	0.397	0.639	60.71
3	0.312	0.514	64.74

Fuente: Elaboración propia

Ilustración 31. Comparación de períodos naturales de vibración entre el modelo de base rígida y base flexible



Fuente: Elaboración propia

Como se detalla en la Tabla 31, la incorporación de la Interacción Suelo-Estructura mediante resortes de balasto provocó un incremento generalizado en los períodos naturales de los tres primeros modos de vibración del pórtico industrial.

El Período Fundamental del Modo 1 experimentó un alargamiento del 61.00 %, pasando de 0.400 segundos en la condición idealizada de base rígida a 0.644 segundos en la condición de

base flexible. De igual manera, el Modo 2 y el Modo 3 registraron incrementos del 60.71 % y 64.74 %, alcanzando valores de 0.639 s y 0.514 s, respectivamente.

Este comportamiento responde directamente a las leyes de la dinámica estructural al sustituir el empotramiento infinito rígido por el apoyo elástico del terreno, el sistema global pierde rigidez lateral, volviéndose más elástico y lento. Científicamente, este alargamiento del período es sumamente beneficioso para el edificio, ya que desplaza a la estructura hacia la zona de menores aceleraciones del espectro de diseño de la NEC-15, reduciendo las fuerzas sísmicas globales que ingresan al pórtico.

4.3 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Los desplazamientos laterales constituyen un indicador del comportamiento global de la estructura frente a la acción sísmica ya que reflejan la magnitud de la deformación experimentada por el sistema durante el análisis.

Con el objetivo de evaluar la influencia de la interacción suelo-estructura, se compararon los desplazamientos laterales máximos obtenidos para los modelos de base rígida y base flexible mediante análisis modal espectral.

Tabla 26. Comparación de desplazamientos laterales máximos

Dirección	Modelo	Desplazamiento Máximo (mm)	Variación (%)
Sentido X (UX)	Base Rígida	15.719	+143.04
	Base Flexible	38.203	
Sentido Y (UY)	Base Rígida	15.719	+143.04
	Base Flexible	38.203	

Fuente: Elaboración propia

Como se detalla en la Tabla 26, la flexibilización de los apoyos mediante el módulo de balasto provocó un incremento uniforme y significativo en los desplazamientos horizontales de la cubierta del pórtico industrial.

En el modelo idealizado de base rígida, la estructura mostró un desplazamiento máximo equivalente de 15.719 mm en ambas direcciones ortogonales (UX y UY) en consecuencia con las restricciones infinitas del agarre. Cuando se introdujo la Interacción Suelo-Estructura, el desplazamiento máximo absoluto en la condición de base flexible aumentó a 38.203 mm en ambos lados, equivalente a un aumento exacto de 143.04%. Este comportamiento es perfectamente adecuado según los principios de la ingeniería estructural y geotécnica. El permitir al pie de los pilares rotar y deformarse sobre los resúmenes

elásticos de suelo resulta en una pequeña inclinación del cuerpo de rígido. La pequeña inclinación del pie de las columnas se propaga a través de 3.00 metros de altura, lo que causa una gran elevación en el desplazamiento lateral en la mitad superior, con lo que se cumple con esta idea, pero significativamente.

Esto muestra cuantificablemente que los modelos típicos de base rígida subestiman de modo peligroso las deformaciones laterales reales que soportará la construcción durante un sismo

4.4 COMPARACIÓN DE DERIVAS DE ENTREPISO

La deriva de entrepiso es uno de los principios de control clave establecidos por la NEC-2015 para determinar la resistencia sísmica de una edificación. Este concepto es útil para medir la diferencia lateral en deformación entre plantas contiguas y asegurar que las deformaciones no excedan valores aceptables para respaldar un comportamiento adecuado ante desastres sísmicos.

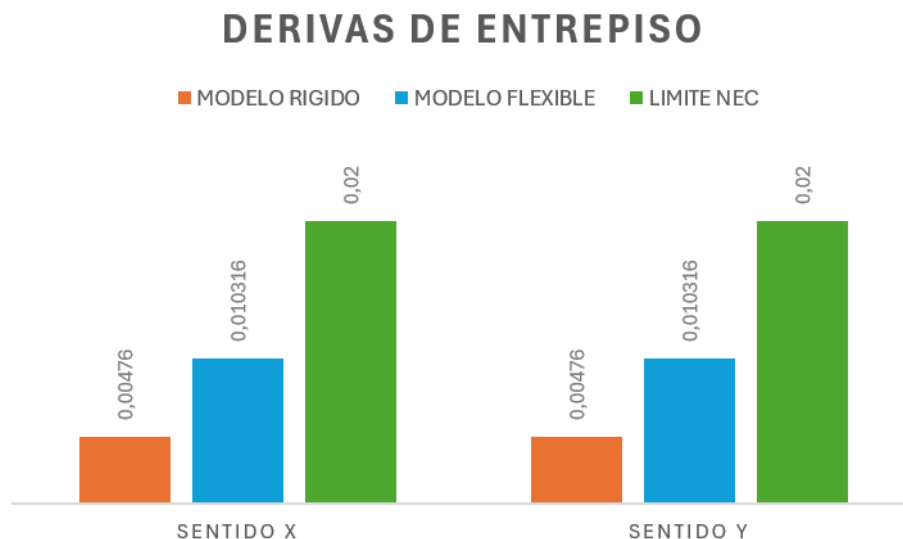
Con el propósito de evaluar la influencia de la interacción suelo-estructura, se compararon las derivas máximas obtenidas mediante análisis modal espectral para los modelos de base rígida y base flexible desarrollados en ETABS.

Tabla 27. Comparación de derivas máximas de entrepiso entre el modelo de base rígida y base flexible

Dirección	Modelo	$\Delta_{MÁX}$ inelástica (Δ_M)	$\Delta_{MÁX}$ Permisible	Cumple	Variación (%)
Sentido X	Base Rígida	0.0048	0.02	SI	+116.72
	Base Flexible	0.0103	0.02	SI	
Sentido Y	Base Rígida	0.0048	0.02	SI	+116.72
	Base Flexible	0.0103	0.02	SI	

Fuente: Elaboración propia.

Ilustración 32. Comparación de derivas máximas de entrepiso entre el modelo de base rígida y base flexible



Fuente: Elaboración propia

En concordancia con los desplazamientos analizados, la Tabla 27 expone el comportamiento de las derivas inelásticas máximas de entrepiso (Δ_M) bajo la combinación sísmica envolvente. En la condición idealizada de base rígida, el pórtico industrial presenta una deriva de 0.0048 en ambos ejes ortogonales. Al incorporar el modelo de Interacción Suelo-Estructura con las propiedades reales del terreno, la deriva máxima absoluta en la condición de base flexible se eleva uniformemente hasta un valor de 0.0103, lo que representa un incremento del 116.72 %. Este incremento confirma que permitir el giro elástico en la base de las columnas flexibiliza el sistema global, aumentando las deformaciones relativas de la superestructura. Sin embargo, el hallazgo más importante para la seguridad del proyecto radica en que, a pesar de duplicarse el valor por el efecto del suelo, la deriva real 0.0103 se mantiene holgadamente por debajo del límite estricto del 0.020 establecido por la norma sismorresistente ecuatoriana. Por consiguiente, se ratifica científicamente que el diseño provisto con columnas de $25 \times 25 \text{ cm}$ y acero longitudinal real es totalmente seguro y competente ante terremotos bajo ambas condiciones de apoyo.

4.5 COMPARACIÓN DE ESFUERZOS INTERNOS

4.5.1. Vigas

Otro parámetro fundamental en la evaluación del comportamiento estructural frente a las acciones sísmicas son los esfuerzos internos ya que representan las solicitaciones que deben ser resistida por los elementos estructurales. Con el fin de identificar la influencia de la interacción

suelo-estructura sobre la respuesta resistente del pórtico analizado, se realizó la comparación entre los momentos flectores y cortantes máximos obtenidos para las vigas de ambos modelos.

Tabla 28. Comparación de momentos flectores máximos en vigas

Viga	Tipo de Momento	Base Rígida ($kN \cdot m$)	Base Flexible ($kN \cdot m$)	Variación (%)
B1	M- Izquierdo	54.19	62.07	+14.54
	M+ Central	56.56	62.78	+11.00
	M- Derecho	54.20	63.43	+17.03
B2	M- Izquierdo	43.02	50.25	+16.81
	M+ Central	48.48	54.22	+11.84
	M- Derecho	43.83	50.42	+15.04
B3	M- Izquierdo	43.02	50.25	+16.81
	M+ Central	48.48	54.22	+11.84
	M- Derecho	43.83	50.42	+15.04
B4	M- Izquierdo	54.19	62.07	+14.54
	M+ Central	56.56	62.78	+11.00
	M- Derecho	54.20	63.43	+17.03

Fuente: Elaboración propia

Tabla 29. Comparación de cortantes máximos en vigas

Viga	$V_{m\acute{a}x}$ Rígido (kN)	$V_{m\acute{a}x}$ Flexible (kN)	Variación (%)
B1	74.88	80.30	7.24
B2	56.34	60.61	7.58
B3	56.34	60.61	7.58
B4	74.88	80.30	7.24

Fuente: Elaboración propia

Las Tablas 28 y 29 exponen la redistribución y el incremento de momentos flectores y fuerzas cortantes generados por la incorporación del modelo flexible bajo la combinación sísmica envolvente.

A diferencia de los modelos con restricciones rígidas que alteran artificialmente la respuesta del pórtico, el modelo de Winkler perfectamente calibrado permitió representar adecuadamente la deformabilidad del suelo, sin alterar el comportamiento estructural global del pórtico analizado, manteniendo una respuesta regular frente a las cargas aplicadas. Las vigas perimetrales cargadas con el tanque de reserva (B1 y B4) absorben las mayores demandas debido a efectos combinados de gravedad e inercia. Al flexibilizarse los apoyos mediante el módulo de balasto, se registra una amplificación generalizada de esfuerzos: el momento positivo central en el eje del tanque se incrementa en un 11.00 %, alcanzando $62.78 kN \cdot m$,

mientras que en las vigas normales del eje sin tanque (B2 y B3) el momento positivo central se eleva un 11.84 %, situándose en $54.22 \text{ kN} \cdot \text{m}$.

Por su parte, la fuerza cortante máxima expuesta en la Tabla 29 experimenta un aumento proporcional del 7.24 % en las luces del tanque y del 7.58 % en las luces normales, localizándose de forma estricta en las conexiones extremas con las columnas. Estos resultados demuestran científicamente que la flexibilidad real del suelo incrementa la demanda de flexión y corte en la superestructura de hormigón armado, confirmando que la hipótesis tradicional de base rígida subestima las fuerzas de diseño longitudinales e inferiores en las luces de vigas continuas industriales.

4.5.2. Columnas

Asimismo, para evaluar la influencia de este fenómeno sobre las solicitaciones internas de los elementos verticales, se compararon las fuerzas axiales y momentos flectores máximos obtenidos de las columnas, en ambos modelos. Estos parámetros permiten analizar la redistribución de esfuerzos generada por la influencia de la deformabilidad del suelo en el sistema estructural.

Tabla 30. Comparación de fuerzas axiales máximas en columnas

Columna	$P_{m\acute{a}x}$ Rígido (kN)	$P_{m\acute{a}x}$ Flexible (kN)	Variación (%)
C1	127.76	128.17	0.32
C2	122.67	122.4	-0.22
C3	158.23	157.66	-0.36
C4	127.76	128.17	0.32

Fuente: Elaboración propia

Tabla 31. Comparación de momentos máximos en columnas

Columna	$M_{m\acute{a}x}$ Rígido ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	$M_{m\acute{a}x}$ Flexible ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	Variación (%)
C1	57.75	56.5	-2.16
C2	46.88	46.08	-1.71
C3	57.44	56.46	-1.71
C4	57.75	56.5	-2.16

Fuente: Elaboración propia

Las Tablas 30 y 31 exponen el comportamiento cinemático y la redistribución de esfuerzos inducidos por la Interacción Suelo-Estructura sobre los elementos de soporte vertical de $25 \times 25 \text{ cm}$ del pórtico industrial bajo la combinación de sismo envolvente.

En cuanto a las fuerzas axiales de compresión, la Tabla 30 demuestra que los valores permanecen sumamente estables entre ambos modelos, registrándose variaciones marginales que no superan el 0.36 %. Esto confirma de forma científica que el peso de la losa y del tanque de reserva baja de forma directa y vertical hacia el terreno, sin verse afectado por la rigidez del apoyo.

Por el contrario, la Tabla 31 evidencia el beneficio estructural de la flexibilidad de la cimentación sobre los momentos flectores máximos biaxiales. Al sustituir el empotramiento rígido convencional por los resortes elásticos del modelo de Winkler, las zapatas pueden experimentar rotaciones y giros milimétricos reales. Este movimiento actúa como un mecanismo natural de liberación de energía que amortigua las fuerzas sísmicas horizontales, provocando una disminución generalizada de los momentos en todas las columnas, con un alivio máximo del -2.16 % en los apoyos críticos C1 y C4, donde el momento se redujo de $57.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$ a $56.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$.

Estos resultados confirman que incorporar la SSI en edificaciones industriales de una sola planta optimiza el comportamiento de las columnas de la planta baja, permitiendo que el acero longitudinal diseñado trabaje bajo menores exigencias de flexocompresión en comparación con las hipótesis rígidas tradicionales.

4.6 COMPARACIÓN DE CORTANTE BASAL

El cortante basal es una de las principales respuestas globales de una estructura sometida a acciones sísmicas, debido a que representa la fuerza horizontal total transmitida a la base del sistema. Se realizó una evaluación de la influencia de la interacción suelo-estructura con el objetivo de comparar los resultados obtenidos con los análisis estáticos de cargas equivalentes y el análisis modal espectral, aplicados a los modelos de base rígida y flexible.

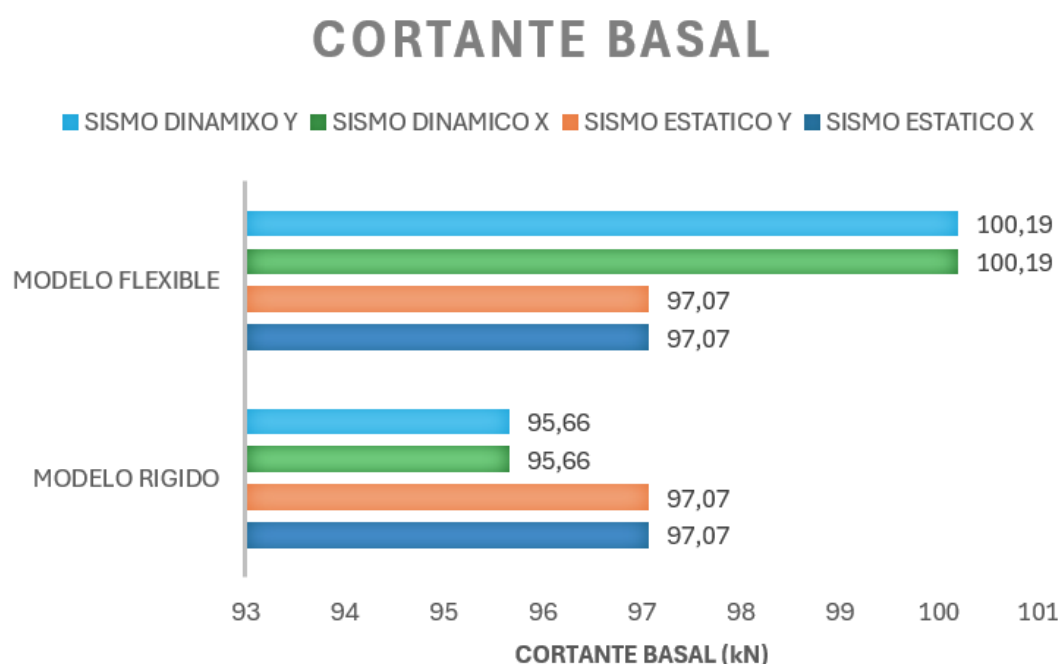
Tabla 32. Comparación del cortante basal

Dirección	Tipo de Análisis Sísmico	Base Rígida (kN)	Base Flexible (kN)	Variación %	Cortante Mínimo $V_d \geq 0.80V_e$
Sentido X	Estático Equivalente (V_e)	97.07	97.07	0.0	Si cumple (Supera el 80% de V_e)
	Dinámico Espectral (V_d)	95.66	100.19	+4.74	

Sentido Y	Estático Equivalente (V_e)	97.07	97.07	0.0	Si cumple (Supera el 80% de V_e)
	Dinámico Espectral (V_d)	95.66	100.19	+4.74	

Fuente: Elaboración propia

Ilustración 33. Comparación del cortante basal obtenido mediante análisis estatico equivalente y análisis modal espectral.



Fuente: Elaboración propia

La Tabla 32 muestra el equilibrio general de las fuerzas cortantes en la base para demandas estáticas equivalentes y dinámicas espectrales en ambos modelos.

Los datos indican que el cortante está en 97.07 kN en ambas condiciones de apoyo, lo cual es correcto ya que esta fuerza depende únicamente del peso total de la edificación industrial. Por otra parte, al incorporar el modelo de base flexible el cortante dinámico espectral experimentó un ligero incremento del 4.74 %, pasando de 95.66 kN en la base rígida a 100.19 kN en la base flexible. Este comportamiento es típico en estructuras de una sola planta sometidas a cargas asimétricas pesadas, donde la elasticidad de los resortes del suelo permite un leve balanceo que activa la inercia del tanque de agua superior, incrementando de forma segura las fuerzas cortantes globales en la base de la edificación.

En estricto cumplimiento con las regulaciones de la NEC-15, se verificó que el cortante dinámico represente al menos el 80 % del cortante estático (cuyo límite mínimo se fija en 77.66

kN). Como el cortante dinámico real obtenido en el modelo flexible es de 100.19 kN, se constata que la estructura supera holgadamente el umbral mínimo de seguridad legal. Así, se demuestra que el pórtico industrial diseñado es completamente seguro contra terremotos en Ecuador, eliminándose así la necesidad de emplear factores de escala artificiales y siendo confirmada la exactitud del modelo numérico.

4.7 DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES DE CONTACTO SUELO-CIMENTACIÓN

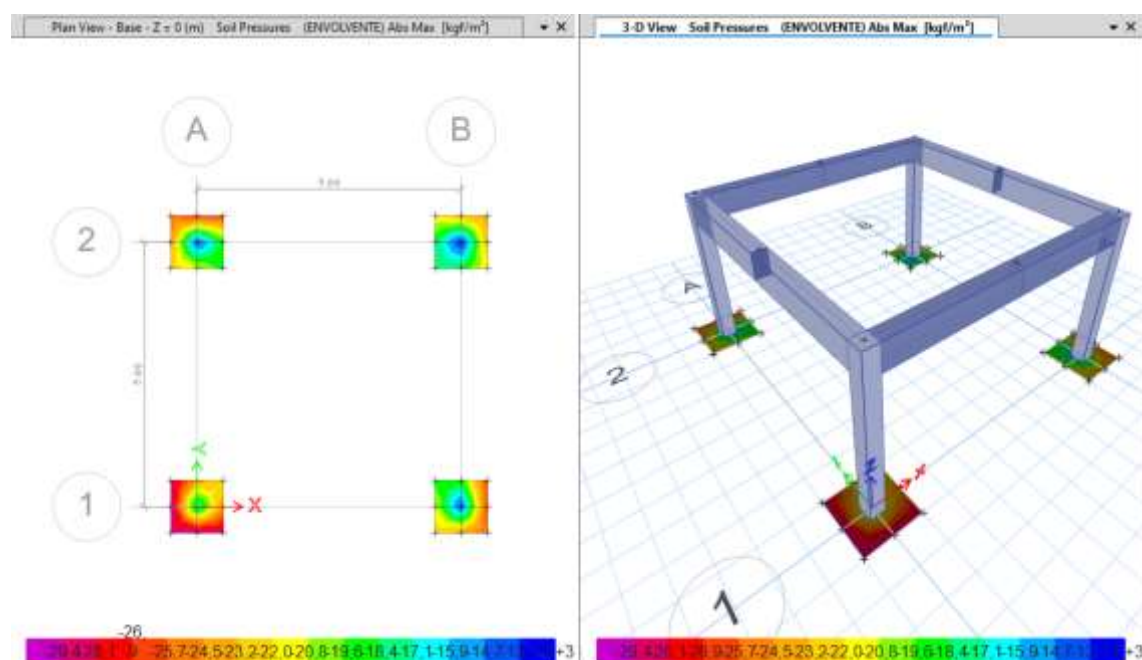
Un parámetro que está principalmente relacionado con la interacción suelo-estructura es la distribución de presiones de contacto, esta nos permite evaluar la forma en que las cargas transmitidas por la estructura son distribuidas sobre el terreno de fundación. Por lo mismo, para el presente estudio, las presiones de contacto fueron obtenidas mediante el modelo de Winkler implementado en ETABS a través de resortes distribuidos bajo las zapatas aisladas.

Tabla 33. Presiones de contacto obtenidas mediante el modelo de Winkler

Parámetro	Valor (kPa)
Presión máxima $q_{m\acute{a}x}$	290.53
Presión mínima $q_{m\acute{i}n}$	130.22
Capacidad admisible del suelo q_{adm}	388.85
Relación $q_{m\acute{a}x}/q_{adm}$	74.71%

Fuente: Elaboración propia

Ilustración 34. Distribución de presiones de contacto suelo-cimentación obtenida mediante el modelo de Winkler en ETABS



Fuente: Extraído de ETABS

La Tabla 33 y la Ilustración 34 muestran las presiones reales que las zapatas transmiten hacia el suelo, calculadas con el modelo de Interacción Suelo-Estructura bajo la combinación de sismo envolvente.

Al aplicar las fuerzas del sismo dinámico que exige la NEC-2015, la presión máxima sobre el terreno alcanzó un valor de 290.53 kPa, que, en comparación con la capacidad admisible del suelo (388.85 kPa), se comprueba que la presión real se encuentra dentro del rango seguro, alcanzando un porcentaje de trabajo del 74.71 %.

Por otro lado, la presión mínima dio 130.22 kPa en compresión, lo que demuestra que todas las zapatas permanecen completamente asentadas sobre el terreno elástico sin experimentar ninguna tendencia al levantamiento o despegue.

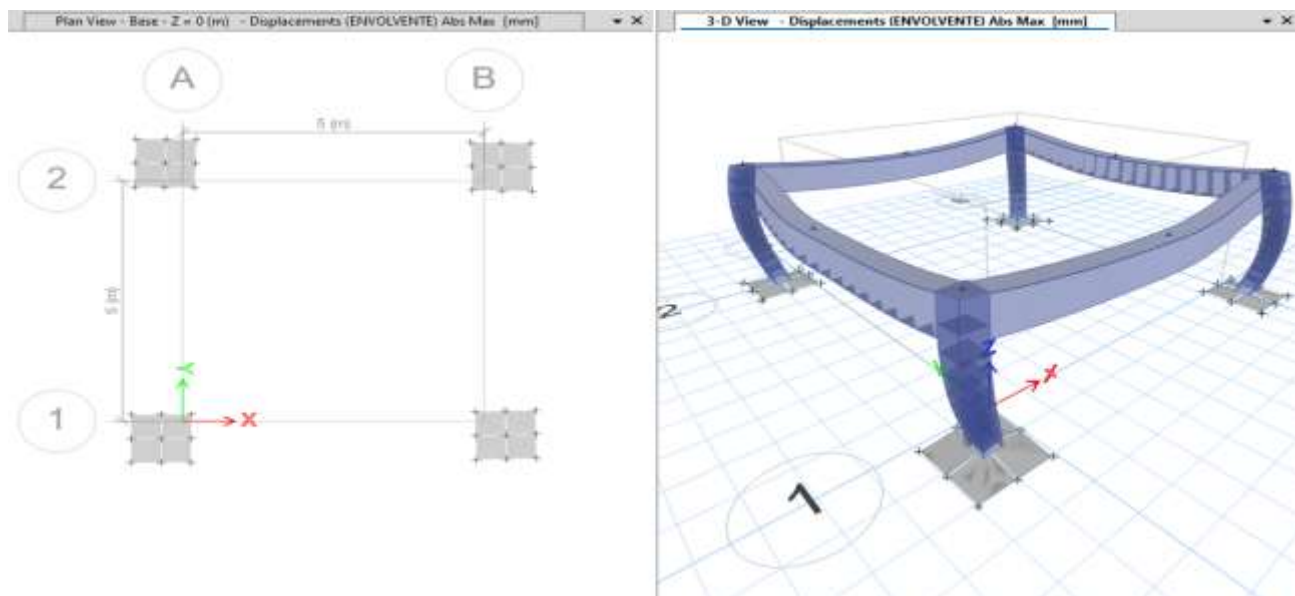
Estos resultados demuestran científicamente que las dimensiones provistas en el diseño son totalmente estables, seguras y correctas. La cimentación tiene el área en planta suficiente para disipar los momentos biaxiales y las cargas industriales de la superestructura, cumpliendo rigurosamente con los límites de seguridad exigidos por la normativa ecuatoriana.

4.8 ASENTAMIENTOS DE LA CIMENTACIÓN

Los asentamientos constituyen otra respuesta principal asociada a la interacción suelo-estructura, estos reflejan la deformación experimentada por el terreno como consecuencia de las cargas transmitidas por la cimentación. Para su evaluación se analizaron los desplazamientos verticales obtenidos mediante el modelo de Winkler implementado en ETABS, considerando la combinación de carga envolvente, debido a que permite evaluar las deformaciones máximas que experimenta el suelo bajo el peso de la estructura combinado con el sismo dinámico.

Como se observa en la Ilustración 35, la cimentación presentó un asentamiento máximo de 38.203 mm, localizado en la zona de mayor concentración de cargas. Por otro lado, los desplazamientos ascendentes alcanzaron un valor máximo de 12.239 mm, lo que evidencia el balanceo elástico de la estructura ante las fuerzas sísmicas y demuestra un comportamiento estable y flexible del sistema suelo–cimentación.

Ilustración 35. Distribución de desplazamientos verticales (UZ) en la cimentación obtenida mediante el modelo de interacción suelo-estructura



Fuente: Extraído de ETABS

La concentración de las deformaciones en el terreno coincide perfectamente con el mapa de presiones estudiado en la sección anterior, confirmando que las zonas del suelo que reciben las cargas más severas de la superestructura son las que experimentan los mayores hundimientos verticales.

A pesar de los balanceos generados por la acción sísmica, los rangos de deformación medidos se mantienen controlados y se adaptan a las exigencias operativas de esta planta industrial. En conclusión, el análisis elástico demostró que la cimentación trabaja de manera segura y equilibrada, descartando hundimientos exagerados que pongan en riesgo la estabilidad global o el correcto funcionamiento de la edificación.

4.9 MODOS DE VIBRACIÓN Y DEFROMADA MODAL

Los modos de vibración son las formas características con las que una estructura responde dinámicamente ante una excitación sísmica. Su análisis permite identificar la distribución de masas, rigideces y la influencia de la interacción suelo-estructura sobre el comportamiento global del sistema. Aquí se comparan las deformadas modales del modo fundamental de vibración obtenida para los modelos de base rígida y base flexible.

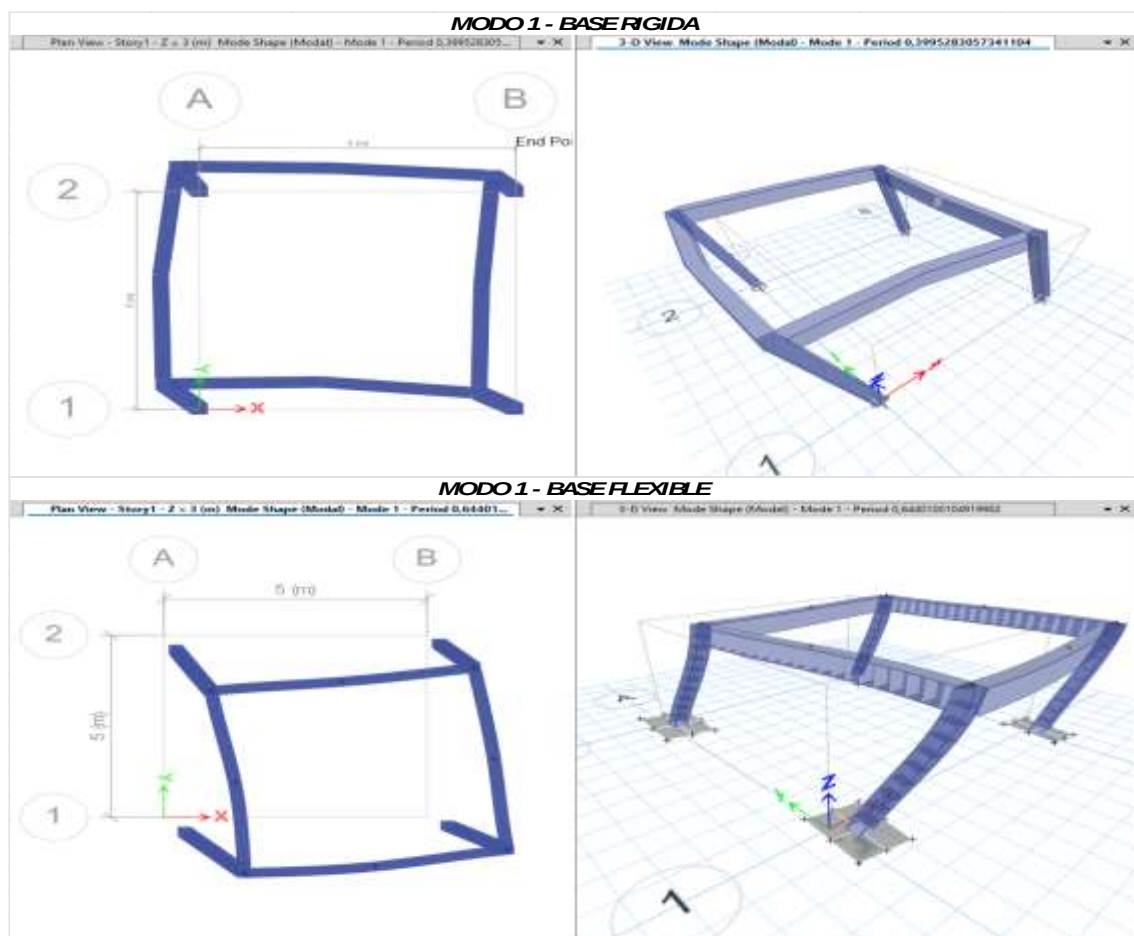
Las Ilustraciones 36, 37 y 38 muestran las deformadas de los tres primeros modos de vibración obtenidos para ambos modelos. En la condición de base rígida, los modos 1 y 2 tienen un

comportamiento predominantemente traslacional en línea recta, debido a las restricciones infinitas del empotramiento, mientras que la torsión se concentra en el modo 3.

En el modelo de estructura flexible, por otro lado, se aprecia visualmente el efecto cinemático de la interacción suelo-estructura. El modo 1 admite la condición elástica de la cimentación, permitiendo que el pórtico mueva más de manera flexible y curva, con las columnas asociadas al cabeceo y giro de los clavos del modelo Winkler sobre el suelo, lo que permite que la estructura amortice mejor la energía lateral. Los módulos 2 y 3 conservan la consistencia mecánica de la instalación y la componente torsional se asegura de manera efectiva en el tercer módulo para todos los casos presentados.

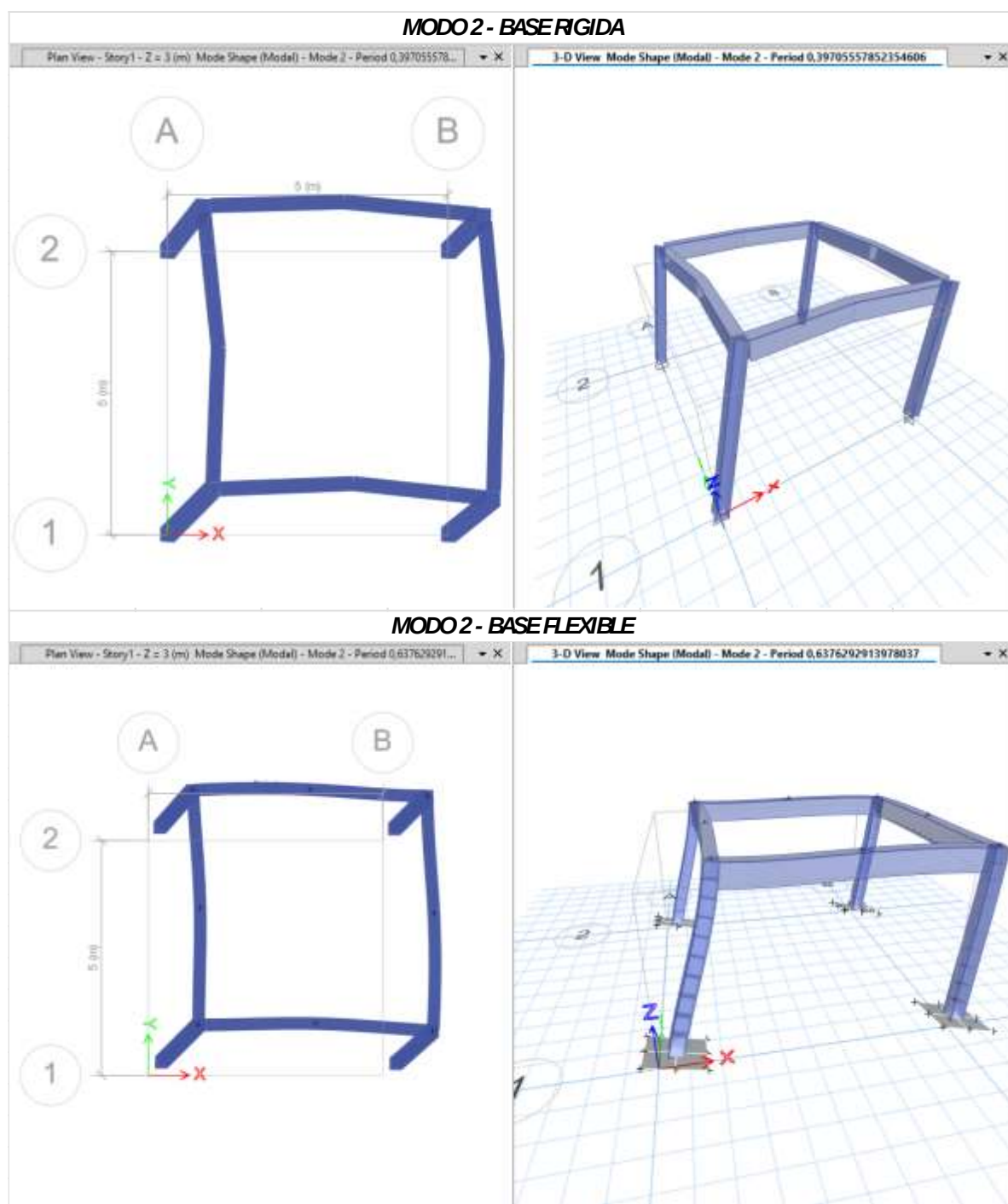
Esta concordancia visual y numérica muestra que la cimentación elástica flexibiliza las deformadas de la estructura sin inducir inestabilidades dinámicas ni comportamientos asimétricos caóticos, lo que sugiere un desempeño estructural confiable bajo las acciones sísmicas de la NEC-15.

Ilustración 36. Comparación del modo de vibración 1 entre el modelo de base rígida y el modelo de base flexible



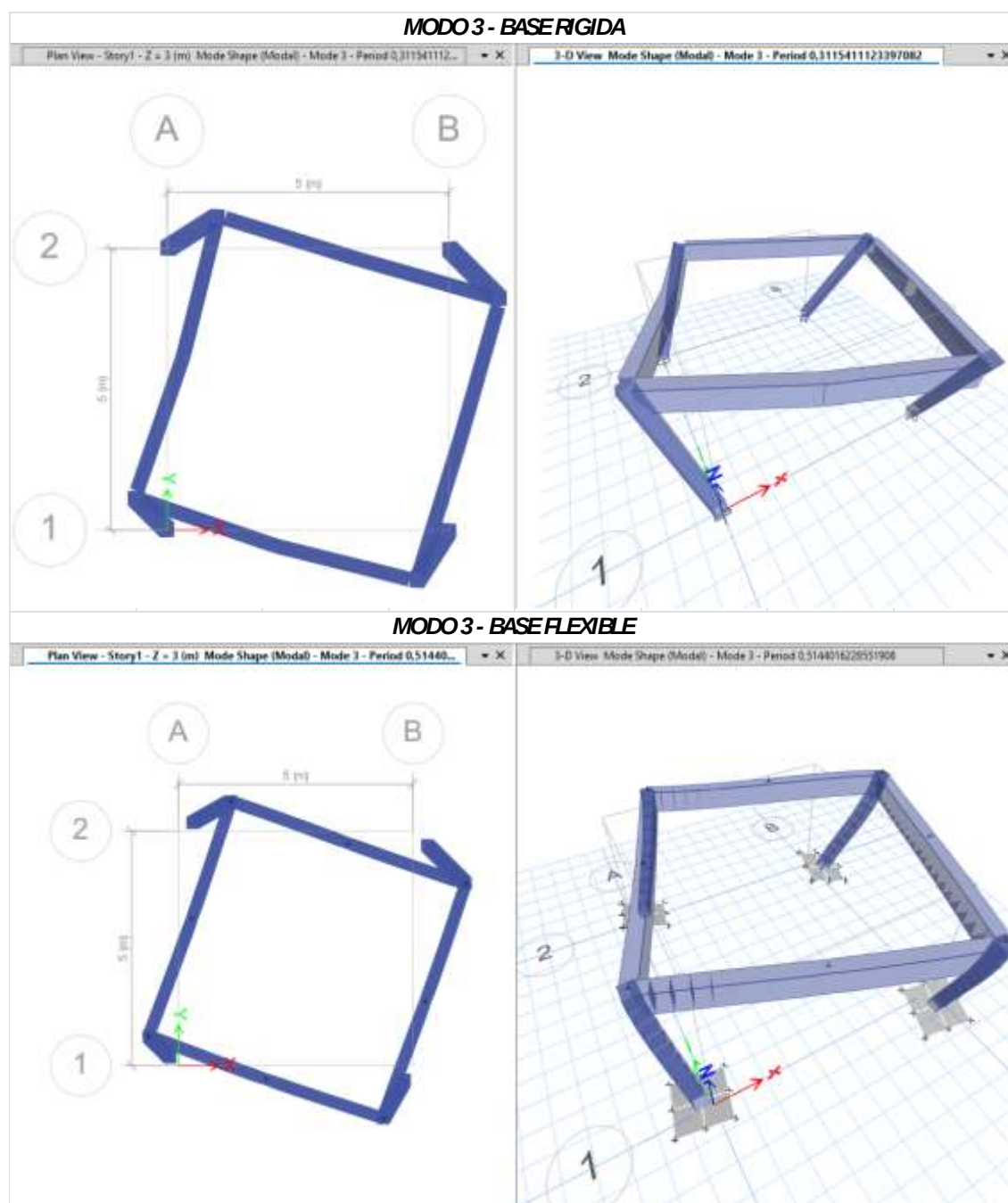
Fuente: Extraído de ETABS

Ilustración 37. Comparación del modo de vibración 2 entre el modelo de base rígida y el modelo de base flexible



Fuente: Extraído de ETABS

Ilustración 38. Comparación del modo de vibración 3 entre el modelo de base rígida y el modelo de base flexible



Fuente: Extraído de ETABS

Con el propósito de complementar la interpretación de las deformadas modales, en la Tabla 34 se presenta la participación modal traslacional correspondiente a los tres primeros modos de vibración.

Tabla 34. Participación modal traslacional de los tres primeros modos de vibración

Modelo	Modo	UX	UY
Base rígida	1	0.4803	0.4803
	2	0.4921	0.4921
	3	0.0137	0.0137
Base flexible	1	0.4522	0.4522
	2	0.4721	0.4721
	3	0.021	0.021

Fuente: Elaboración propia

Como se observa en la Tabla 34, en el modelo de base rígida los modos 1 y 2 concentran prácticamente la totalidad de la participación de la masa con 0.4803 y 0.4921, mientras que el modo 3 presenta una contribución muy baja con 0.0137.

Al pasar al modelo de base flexible, se mantiene esta misma tendencia ordenada y simétrica: los modos 1 y 2 siguen acumulando la mayor parte de la energía con 0.4522 y 0.4721, experimentando apenas una sutil disminución, mientras que el modo 3 eleva ligeramente su participación a 0.021. Esta alta concordancia entre ambos modelos confirma que el lecho elástico del suelo permite que el edificio vibre de forma flexible pero completamente estable. Asimismo, la incorporación de la interacción suelo-estructura produjo un incremento notable del período fundamental de vibración, pasando de 0.400 s en el modelo de base rígida a 0.644 s en el modelo de base flexible, lo que representa un aumento exacto del 61.00 %. Este comportamiento se debe directamente a la disminución de la rigidez global del sistema ocasionada por la deformabilidad elástica del suelo de fundación.

Los resultados obtenidos evidencian que la interacción suelo-estructura modifica de forma segura los períodos naturales de vibración y mantiene una distribución equilibrada de la masa, generando una respuesta más elástica y real respecto al modelo convencional de base rígida.

4.10 EVALUACIÓN DE LA TORSIÓN ESTRUCTURAL

Con el propósito de verificar la presencia de irregularidades torsionales en la estructura, se evaluó la relación entre la deriva máxima y la deriva promedio del nivel analizado, conforme a los criterios establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

Tabla 35. *Verificación de irregularidad torsional.*

Dir.	Deriva máxima (mm)	Deriva promedio (mm)	Relación $\Delta_{max}/\Delta_{prom}$	Cumple
X	30.948	26.644	1.162	Sí
Y	30.948	26.644	1.162	Sí

Fuente: Elaboración propia

Como se observa en la Tabla 35, la deriva máxima es mayor a la deriva promedio en ambas direcciones analizadas. Por lo tanto, la estructura no presenta irregularidad torsional de acuerdo con los criterios establecidos en la NEC.

Estos resultados demuestran con fuerza que, aunque el almacenamiento industrial de las cargas internas provoque irregularidades debido al tanque de reserva en un cuadrante, y aunque el soporte de terreno es ligeramente elástico, los desplazamientos rotacionales del pórtico se distribuyen de forma equitativa y eficazmente en toda la arquitectura. Por lo tanto, puede afirmarse que el modelo Winkler simplificado no produce concentraciones alarmantes de distorsiones que pongan en peligro la coherencia estructural o la estabilidad global de la estructura. Esta conclusión reafirma el éxito del diseño final y su adecuación estructural.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- El diseño estructural del pórtico y de las cimentaciones superficiales aisladas se desarrolló conforme a los criterios del ACI 318-19. Esto permitió especificar una configuración estructural adecuada que se utilizó para el análisis comparativo entre dos modelos: uno de base rígida y otro que incluye la interacción terreno-estructura. Como resultado, se logró establecer una base sólida para examinar cómo la rigidez del suelo afecta la respuesta sísmica de la construcción.
- La modelación numérica tridimensional desarrollada en ETABS permitió incorporar la interacción suelo-estructura mediante el modelo de Winkler, empleando un módulo de balasto de $30 \text{ MN}/\text{m}^3$. Esta metodología permitió representar la deformabilidad del terreno mediante resortes distribuidos, obteniendo una simulación más realista del comportamiento conjunto entre la cimentación y el suelo durante la acción sísmica.
- La comparación entre el modelo de base rígida y el modelo con interacción suelo-estructura evidenció que la rigidez del terreno influye en la respuesta dinámica del pórtico analizado. La consideración de la deformabilidad del suelo produjo un incremento del período fundamental de vibración del 61.00 %, pasando de 0.400 s a 0.644 s. Asimismo, los desplazamientos laterales y las derivas de entrepiso aumentaron en un 143.04 % y 116.72 %, respectivamente. No obstante, la deriva inelástica máxima obtenida (0.0103) permaneció por debajo del límite de 0.02 establecido por la NEC-2015, mientras que la relación de torsión estructural de 1.162 indicó que la estructura mantiene un comportamiento regular.
- La inclinación del suelo afectó la configuración de los esfuerzos de la estructura. Se observó un pequeño descenso en los esfuerzos de compresión transversal de las columnas y una cierta alza de los momentos positivos en las vías perimetrales, evidenciando que la deformabilidad del suelo cambia el mecanismo mediante el cual las cargas sísmicas son recibidas en la base y posteriormente transmitidas hacia la parte superior de la estructura.

- Desde el punto de vista geotécnico, la presión máxima de contacto obtenida fue de 290.53 kPa, valor inferior a la capacidad portante admisible del terreno de 388.85 kPa, alcanzando un aprovechamiento aproximado del 74.71 %. Estos resultados indican que las cimentaciones diseñadas satisfacen las condiciones de capacidad portante y que la incorporación de la interacción suelo-estructura permite representar de manera más realista el comportamiento de la cimentación frente a acciones sísmicas.

5.2 RECOMENDACIONES

- Se debe tener en cuenta la interacción suelo-estructura en el análisis y diseño de edificaciones apoyadas sobre suelos deformables, principalmente en caso de aplicarse cargas intensas o concentradas, lo cual altera considerablemente la respuesta dinámica y la distribución de esfuerzos que afecta a la estructura.
- Para estructuras idénticas al ejemplo analizado, se recomienda revisar la incorporación de vigas de apoyo entre zapatas para reducir la diferencia de elevación de la fundación, mejorando así el comportamiento de la cimentación, especialmente en lugares que presentan grandes cargas constantes, tales como depósitos de almacenamiento.
- Se recomienda que, durante la modelación numérica en programas de análisis estructural como ETABS, los parámetros geotécnicos utilizados para definir el modelo de Winkler sean obtenidos a partir de estudios geotécnicos confiables y correctamente calibrados, ya que la precisión del coeficiente de balasto influye directamente en la respuesta estructural obtenida.
- Como trabajo futuro, se recomienda ampliar esta investigación considerando edificaciones de varios niveles, diferentes configuraciones estructurales y modelos más avanzados de interacción suelo-estructura, con el propósito de comparar los resultados obtenidos mediante el modelo simplificado de Winkler con otros modelos numéricos de mayor complejidad.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI 318-19. (2019). *Requisitos del Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19) y Comentarios (ACI 318R-19)*. American Concrete Institute.
- Bapir, B., Abrahamczyk, L., Wichtmann, T., & Prada-Sarmiento, L. F. (2023). Soil-structure interaction: A state-of-the-art review of modeling techniques and studies on seismic response of building structures. *Frontiers in Built Environment*.
<https://doi.org/https://doi.org/10.3389/fbuil.2023.1120351>
- Bazaios, K., Bouckovalas, G. D., Gerolymos, N., & Chaloulos, Y. K. (2022). SSI effects on seismic settlements of shallow foundations on sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.
- Botero, C., Jaramillo, D., & Rochel, R. (2004). Evaluación de los efectos inerciales de interacción dinámica suelo-estructura para edificaciones ubicadas en Medellín. *Revista Universidad EAFIT*, 90–104.
- Bowles, J. E. (1996). *Foundation analysis and design*. McGraw-Hill.
- Calla Apaza, E. (2025). *Evaluación del esfuerzo de preconsolidación inestables para el calculo de asentamientos en cimentaciones de viviendas autoconstruidas en el sector chilla de la ciudad de Juliaca 2024*. Juliaca .
- Cardoso, D., Aguiar, C., Lanna, R., Coelho, T., Viana, H., Costa, R., & Campos, A. (2023). Influencia del modelado de la interacción suelo-estructura en el comportamiento de pórticos de acero planos de varios pisos con cimentaciones superficiales. *Research, Society and Development*, 1-17. <https://doi.org/https://doi.org/10.33448/rsd-v12i1.39320>
- Castro, G. A., & Gómez, C. T. (2021). Soil-structure interaction and its influence on the seismic response of rc buildings. *Revista internacional de ingeniería de estructuras*.
<https://doi.org/https://doi.org/10.24133/riie.v26i3.2336>
- Chávez-García, F. J., & A., M. G. (2014). Efectos de sitio para Ingenieros Geotécnicos, estudio del valle Parkway. *Obras y proyectos*, 6-30.
- Choinière, M., Paultre, P., & Léger, P. (2019). Influencia de la interacción suelo-estructura en las demandas sísmicas en pórticos de carga gravitatoria de edificios con muros de corte. *Estructuras de ingeniería*.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.05.100>
- Chopra, A. K. (2017). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Pearson.
- Christian, V., & José, M. (2014). *INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELOESTRUCTURA EN LA REDUCCIÓN DE ESFUERZOS DE UNA EDIFICACIÓN APORTICADA CON ZAPATAS AISLADAS*. Lima: Universidad peruana de ciencias aplicadas.

- Clough, R. W., & Penzien, J. (2003). *Dynamics of Structures (3rd ed.)*. California: Computers & Structures.
- Colunga, A. T. (2019). SOIL-STRUCTURE INTERACTION. REFLECTIONS. *Revista Internacional De Ingeniería De Estructuras*, 141-165.
- Corratgé, Z., Martínez, J., & Cobelo, W. (2021). Influencia de la interacción dinámica suelo-estructura en el mecanismo de colapso y nivel de desempeño de edificaciones de hormigón armado. *Hormigon y acero*, 1-13.
- Crespo Villalaz, C. (2004). *Mecánica de suelos y cimentaciones*. Limusa.
- CSI. (2023). *ETABS User's Guide*. California: Computers and Structures, Inc.
- Das, B. M. (2011). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. México: Cengage Learning.
- Das, B. M., & Sivakugan, N. (2019). *Principles of Foundation Engineering (9th ed.)*. Boston: Cengage Learning.
- Díaz, F., Espinoza, F., Sánchez, R., & Huerta, C. I. (2012). *Respuesta dinámica de un edificio considerando el efecto de interaccion suelo-estructura*.
- Duque, G., & Escobar, C. E. (2023). *Mecánica de los suelos*. Universidad Nacional de Colombia. <https://repositorio.unal.edu.co/handle/unal/3375>
- Espíndola, J., & Jiménez, Z. (1994). *Terremotos y ondas sísmicas*. UNAM.
- Esteban Nieto, N. T. (2018). *TIPOS DE INVESTIGACION*. Repositorio institucional – USDG: <https://pdfs.semanticscholar.org/00d1/21cf6c19329f5063fbfb335d5a2b19f42cd4.pdf>
- Falconez, k, Loor, J, & Oleas, M. (2021). *Capacidad portante del suelo con y sin uso del malacate en el ensayo SPT*. Manta: Aula 24.
- Frau, C. D. (2018). CLASIFICACIÓN SÍSMICA DE SITIOS. *ENCUENTRO DE INVESTIGADORES Y PROFESIONALES DE LA CONSTRUCCIÓN. CEIPAC 2017*, (pág. 20). Jujuy.
- García, I. C., Lozoya, H. E., Sola, L. R., & Reyes, T. D. (2015). INFLUENCIA DEL EFECTO DE SITIO E INTERACCIÓN DINAMICA SUELO ESTRUCTURA (IDSE) EN LA RESPUESTA SISMICA DE MARCOS DE ACERO. *XX Mexican congress of earthquake engineering* (pág. 40). Acapulco: Sociecdad mexicana de ingenieria sismica A. C.
- García, J. A. (2006). Interacción suelo-estructura en el análisis y diseño sísmico de estructuras de mampostería no reforzada. *XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. Jalisco, Mexico.
- García, T. (2006). Propuesta de clasificación geotécnica del “Efecto Sitio” (Amplificación Sísmica) de las formaciones geológicas de la Región de Murcia. *Geogaceta*.
- Geoengineer. (2024). *Geotechnical Business Directory*. Texas: ARGO-E Group.

- Guiral, D. S., Therán, R. R., & Arboleda, G. M. (2016). *Ondas Sísmicas*. Documento académico:
https://dlwqtxts1xzle7.cloudfront.net/45312614/Trabajo_2.ONDAS_SISMICAS-libre.pdf
- Güllü, & Jaf. (2016). *Full 3D nonlinear time history analysis of dynamic soil–structure interaction for a historical masonry arch bridge*. Heidelberg: Environmental Earth Sciences.
- Haeri, S. M., & Fathi, A. (2018). Modelado numérico del balanceo de cimentaciones superficiales sometidas a cargas cíclicas lentas, considerando la interacción suelo-estructura. *arXiv*. <https://doi.org/10.48550/arXiv.1808.04492>
- Hernandez, R., Collado, C., & Baptista, M. d. (2014). *Metodología de la investigación*. McGraw-Hill.
- Hewitt, P. G. (2007). *Física conceptual*. Pearson Educación.
- Izquierdo, F. L., & Guerrero, C. J. (2023). Efectos de la interacción suelo estructura (ISE) en una edificación de 5 pisos tipo pórtico en concreto reforzado sobre suelo blando (arcilla) típico en la ciudad de Montería – Córdoba. *Ciencia Latina Revista Multidisciplinar*. https://doi.org/https://doi.org/10.37811/cl_rcm.v7i4.7293
- Jaramillo, F. A., & Viscarra, K. R. (2024). Análisis interacción suelo-estructura en una zona de riesgo con cimentación de zapatas aisladas. Manabí, Ecuador. *Dominio De Las Ciencias*. <https://doi.org/https://doi.org/10.23857/dc.v10i2.3797>
- Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A. (1992). *Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos*. Limusa.
- Kausel, E. (2010). *Fundamental Solutions in Elastodynamics*. Cambridge University Press.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall.
- Krishnan, R., & Sivakumar, V. L. (2024). Effect of soil-structure interaction on structural stability. *Engineering Structures*.
- Kumbhojkar, A. S. (1993). Numerical Evaluation of Terzaghi's N_γ . *Journal of Geotechnical Engineering*, 598–607.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS: Peligro sísmico y diseño sismorresistente*.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: NEC-SE-CG, Cargas no sísmicas*.
- Moehle, J. P. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. New York: McGraw-Hill Education.
- Molina, S., Giner, J. J., & Jáuregui, P. (2004). Tamaño de los terremotos: intensidad y magnitud. *Enseñanza de las Ciencias de la Tierra*.
- Moradi, M., Rezaei, S., & khotbehsara, S. S. (2026). The effect of considering soil-structure interaction on the seismic performance, sensitivity, and fragility of high-rise structures

- under near-fault records. *Structures*.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.istruc.2026.111548>
- Mosquera, C. C. (2024). *Respuesta inelástica de CNEs considerando el efecto de sitio*. Medellin, Antioquia, Colombia.
- Mylonakis, & Gazetas, G. (2000). *Seismic soil-structure interaction: Beneficial or detrimental*. Londres: Journal of Earthquake Engineering.
- Ocrospoma, F., & Rocha, C. (2024). Capacidad Portante de los Suelos para Establecer la Zonificación. *Ciencia Latina Revista Científica Multidisciplinar*, 2702-2720.
https://doi.org/https://doi.org/10.37811/cl_rcm.v8i5.13734
- Olivera, R., & Villarreal, G. (2023). Interacción Suelo-Estructura para edificaciones con platea de cimentación por los modelos estático y dinámico. *Memoria investig. ing. (Facultad Ing., Univ. Montev.)*.
- Ortega Valarezo, A. M., & Condolo Ramos, R. G. (2023). *Analogía del perfil estratigráfico obtenidos por métodos geofísicos y exploración con percusión y lavado en el proyecto UPSE*. La Libertad: Universidad Estatal Península de Santa Elena.
- Pablex, G. b. (Dirección). (2022). *DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS CENTRICAS ACI 318-19 | FUNDACIONES SUPERFICIALES* [Película].
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York: John Wiley & Sons.
- Rivera Fernandez, J. K. (2024). *Concretos modificados empleado en la construcción de cimentaciones superciliales para edificaciones con alto nivel freático*. Universidad Peruana Los Andes. <https://repositorio.upla.edu.pe/handle/20.500.12848/8016>
- Robert, P., & Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. New York: Wiley.
- Saad, G., Saddik, F., & Najjar, S. S. (2012). Impact of Soil Structure Interaction on the Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings with Underground Stories. *15th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Santos, Y. R., Silva, D. d., & Silva, J. D. (2025). Soil-structure interaction influence on the design of spread footing foundations in a reinforced concrete building. *Discover Civil Engineering*. <https://doi.org/10.1007/s44290-025-00251-7>
- Stewart, J. P. (2012). *Soil-structure interaction for building structures*. Gaithersburg.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. McGraw-Hill.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., & Gholamreza, M. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. Wiley-Interscience.
- Torabi, & Rayhani. (2014). *Three-dimensional Finite Element modeling of seismic soil-structure interaction in soft soil*. Oxford: Computers and Geotechnics.
- Tupia Soto, J. A. (2021). *Incidencia en el análisis estructural al modelar considerando la flexibilidad del suelo y no un apoyo de base rígida*. Universidad privada del norte.

- Valdivia Ruiz, L. A. (2021). *EVALUACIÓN DE LA INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELOESTRUCTURA EN EL MARGEN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN PÓRTICO 2D SOBRE ZAPATAS SUPERFICIALES EN ARENAS*.
<http://hdl.handle.net/20.500.12404/20199>
- Vesic, A. S. (1963). Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*.
- Wolf, J. P. (1985). *Dynamic Soil-Structure Interaction*. Prentice-Hall.
- Wolf, J. P. (1994). *Foundation vibration analysis using simple physical models*. Prentice Hall.
- Yang, K., Cai, P., Zhang, Z., Hou, Q., Zheng, R., Hao, B., & Wang, B. (2024). Efectos de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de estructuras de edificios de pórticos de hormigón armado con muros de corte ante movimientos sísmicos de largo período en campo lejano. *Buildings (MDPI)*.
<https://doi.org/https://doi.org/10.3390/buildings14123796>
- Zafra Otero, D. (2017). *Ondas sísmicas: su importancia para la geofísica y la humanidad*. ResearchGate: https://www.researchgate.net/profile/Diego-Zafra-Otero/publication/322747134_Ondas_sismicas_su_importancia_para_la_geofisica_y_la_humanidad/links/5a6cef890f7e9bd4ca6c080c/Ondas-sismicas-su-importancia-para-la-geofisica-y-la-humanidad.pdf
- Zambrano Pareja, C. A. (2022). *DISEÑO ÓPTIMO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES PARA ESTRUCTURAS DE ACERO LIGERAS*. Quito: Universidad Politécnica Salesiana.
- Zeevaert, L. (1980). *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*. Van Nostrand Reinhold.

ANEXOS

Anexo 1. Memoria de cálculo del diseño de losa maciza

LOSAS MACIZA BIDIRECCIONAL METODO 2-ACI

1. ESPESOR DE LA LOSA e

Ancho	5,00	m	f'c	285,52
Largo	5,00	m	f'y	4282,81
Columnas	25	x		25
In	4,50	m		
h _{min}	136,36	mm		
h _{min}	13,64	cm		
e	15	cm	d	12

2. PESO PROPIO DE LA LOSA

Y _{ORMIGÓN}	2400	kg/m ³
PP	360	kg/m ²
CV	611,83	kg/m ²
CM	360	kg/m ²
3. CARGA DISTRIBUIDA MAYORADA		
W _u	1,55	ton/m ²
4. VERIFICAR CASO DE LOSA		
CASO:	1	PANEL INTERIOR

5. CALCULO DE MOMENTOS Mu EN LAS DOS DIRECCIONES

Mu negativo	0	
Mu x	0,0305	ω2
Mu y	0,0305	ω3
p1	0	
p2	0,00207	
p3	0,00207	
A _{s1}	0	cm ²
A _{s2}	2,484	cm ²
A _{s3}	2,484	cm ²

6. CALCULO DE ACERO A COLOCAR PARA CADA MOMENTO

Mu negativo	0	ω1
Mu x	0,0305	ω2
Mu y	0,0305	ω3
p1	0	
p2	0,00207	
p3	0,00207	
A _{s1}	0	cm ²
A _{s2}	2,484	cm ²
A _{s3}	2,484	cm ²

7. HALLAR EL ESPACIAMIENTO ENTRE BARRAS

S	29,1	cm
S _{min}	10	cm
S _{max}	30	cm
S	25	cm

8. REVISAR CORTANTE

Vc	10746,7064	kg
Vu	2325,00	kg

CUMPLE

9. MALLA SUPERIOR (ACERO POR TEMPERATURA)

Ø	10	mm	@	25	cm
---	----	----	---	----	----

10. MALLA INFERIOR (ACERO POR FLEXION)

Ø	10	mm	@	25	cm
---	----	----	---	----	----

1. ESPESOR DE LA LOSA e

Ancho: 5,00 m, f'c: 285,52

Largo: 5,00 m, f'y: 4282,81

Columnas: 25 x, 25

In: 4,50 m

h_{min}: 136,36 mm

h_{min}: 13,64 cm

e: 15 cm, d: 12

2. PESO PROPIO DE LA LOSA

Y_{ORMIGÓN}: 2400 kg/m³

PP: 360 kg/m²

CV: 611,83 kg/m²

CM: 360 kg/m²

3. CARGA DISTRIBUIDA MAYORADA

W_u: 1,55 ton/m²

4. VERIFICAR CASO DE LOSA

CASO: 1, PANEL INTERIOR

5. CALCULO DE MOMENTOS Mu EN LAS DOS DIRECCIONES

Mu negativo: 0

Mu x: 0,0305 ω2

Mu y: 0,0305 ω3

p1: 0

p2: 0,00207

p3: 0,00207

A_{s1}: 0 cm²

A_{s2}: 2,484 cm²

A_{s3}: 2,484 cm²

6. CALCULO DE ACERO A COLOCAR PARA CADA MOMENTO

Mu negativo: 0 ω1

Mu x: 0,0305 ω2

Mu y: 0,0305 ω3

p1: 0

p2: 0,00207

p3: 0,00207

A_{s1}: 0 cm²

A_{s2}: 2,484 cm²

A_{s3}: 2,484 cm²

7. HALLAR EL ESPACIAMIENTO ENTRE BARRAS

S: 29,1 cm

S_{min}: 10 cm

S_{max}: 30 cm

S: 25 cm

8. REVISAR CORTANTE

Vc: 10746,7064 kg

Vu: 2325,00 kg

CUMPLE

9. MALLA SUPERIOR (ACERO POR TEMPERATURA)

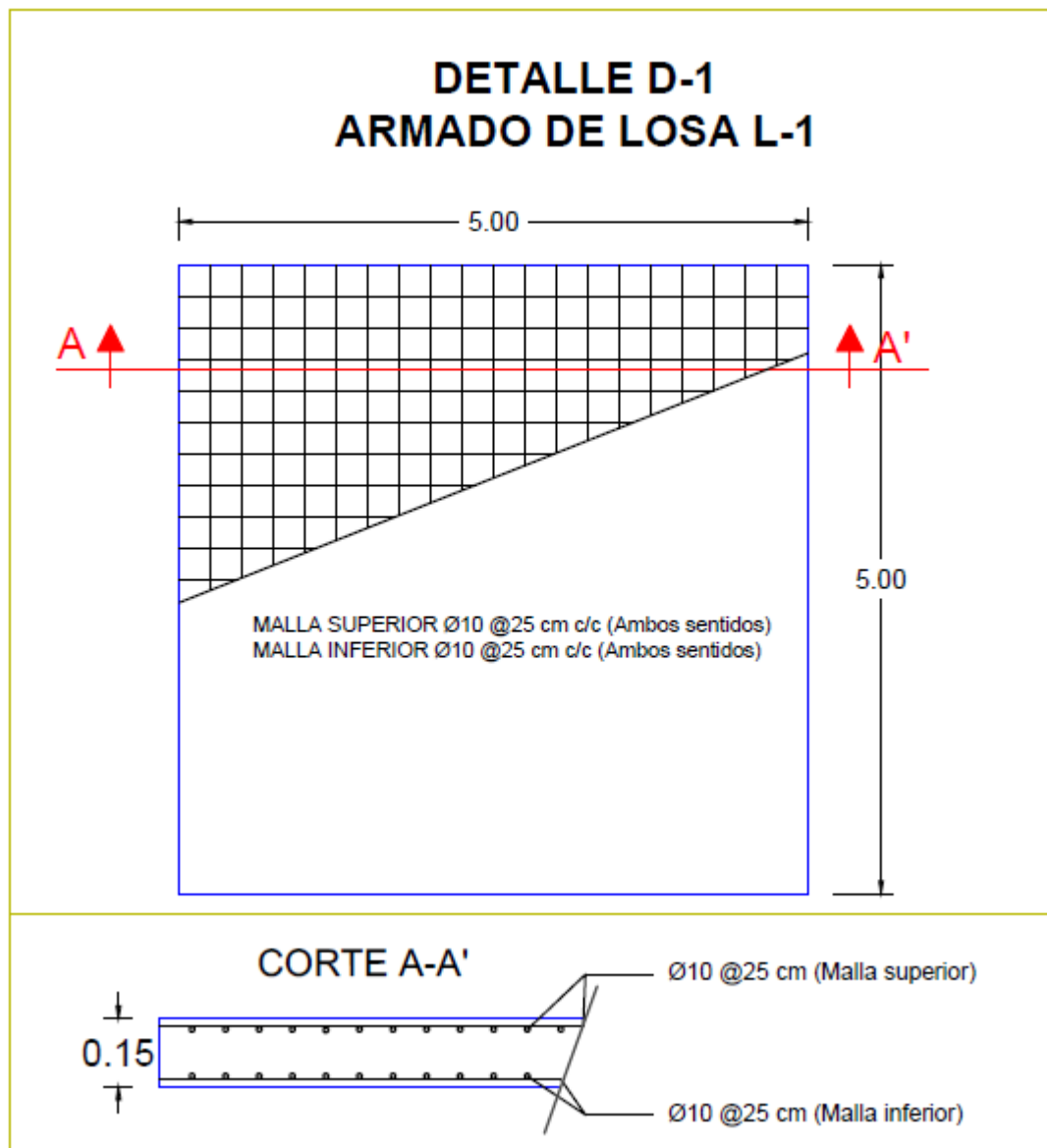
Ø: 10 mm @ 25 cm

10. MALLA INFERIOR (ACERO POR FLEXION)

Ø: 10 mm @ 25 cm

Fuente: Elaborado por autor

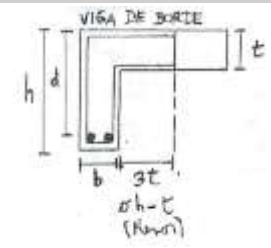
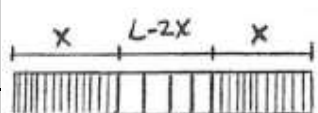
Anexo 2. Detalle D-1. Armado de Losa



Fuente: *Elaborado por autor*

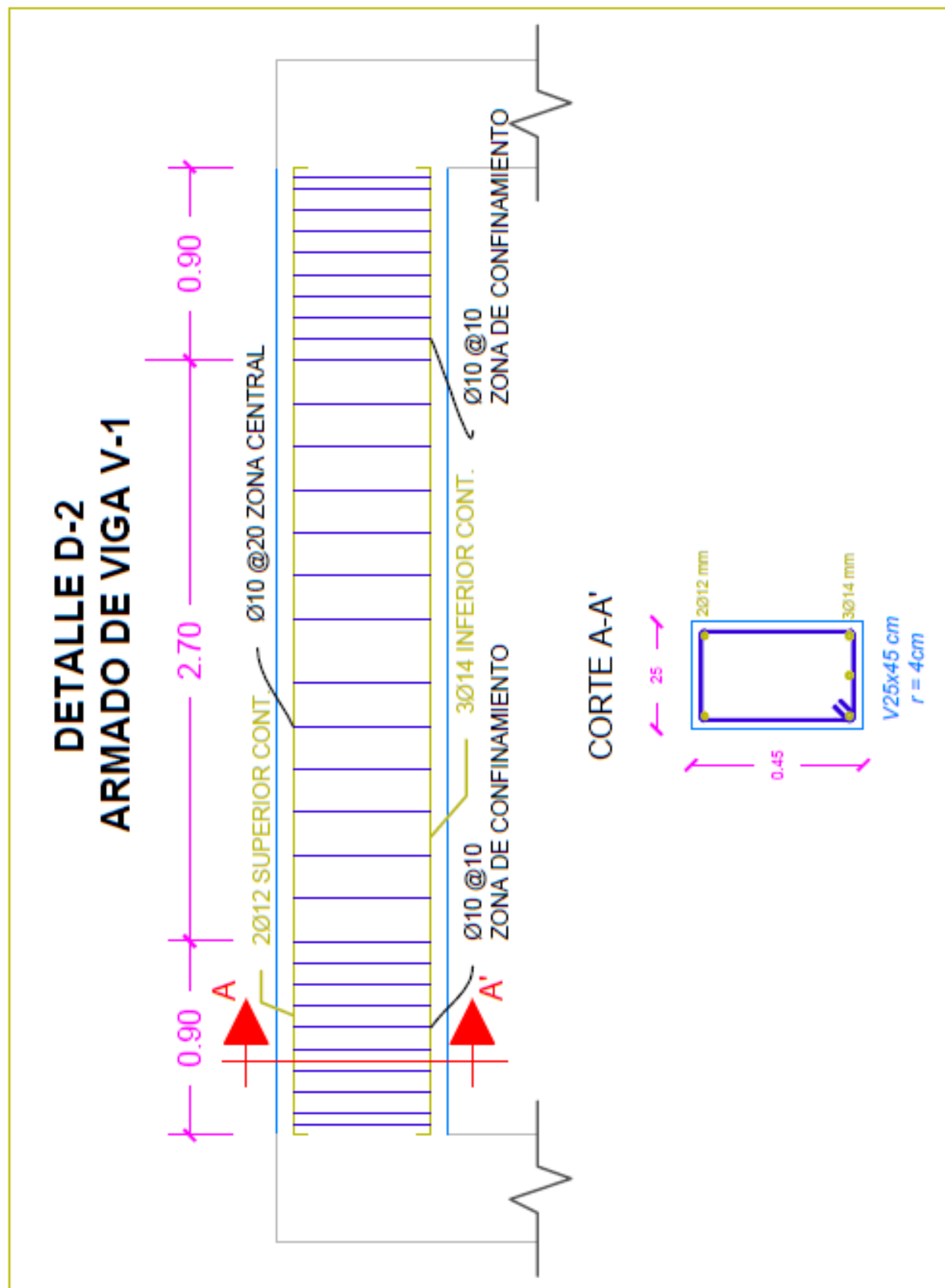
Anexo 3. Memoria de cálculo del diseño de vigas

DISEÑO DE VIGAS

DISEÑO POR FLEXION		DISEÑO A CORTANTE		
W_u	2,325 tn/m	$\gamma_{HORMIGÓN}$	2400 Kg/m ³	2,65 ton/m ³
$P_{p,viga}$	0,358 tn/m	L	4,50 m	rec. (cm) 4
$W_{u,total}$	2,683 tn/m	viga	25 x	45 cm
A. MOMENTO MAXIMO		B. CORTANTE MAXIMO		41 cm
M_u	6,79 tn.m	V_u	6,04 tn/m	
1. DESPEJAMOS w		1. HALLAMOS V_c		
ω	0,0591	V_c	9179,48 Kg	
2. HALLAMOS LA CUANTIA DE ACERO				
ρ	0,0039 CUMPLE			
3. HALLAMOS EL AREA DE ACERO		2. HALLAMOS EL CORTANTE ULTIMO DE DISEÑO		
A_s	3,998 cm ²	V_u^d	4480,93 kg	
$A_{s,min}$	3,235 cm ²			
$A_{s,min}$	3,351 cm ²			
A_s	3,998 cm²			
4. ESCOGEMOS EL NUMERO DE VARILLAS		3. DESPEJAR V_s		Av, min
n	3	V_s	-3204,91 kg	
ϕ	13,03 mm	VERIFICAR	36371,52 kg	CUMPLE
ϕ	14 mm	5. LIMITES GEOMETRICOS DE ZONA SISMICA		
β_1	0,85 0.65-0.85	$d/4$	10,25 cm	
ρ_b	0,0281	$3/8 \cdot h$	16,88 cm	
ρ_{max}	0,0211 ZONA NORMAL		15 cm	
ρ_{max}	0,0141 ZONA SISMICA	S	10,25 cm	
		S	10 cm	
DISEÑO A TORSION		6. ESPACIAMIENTO PARA ZONA CENTRAL (Menor cortante)		
		ϕ	10 mm	
		ramas	2	
		A_v	157,08 mm ²	
		A_v	1,57 cm ²	
		S	79,59 cm	
		S	76,85 cm	
		NO MAYOR	20,5 cm	
		A	30 cm	
		S	20 cm	
		7. DETALLE		
				
1. CALCULAR A_{cp} y P_{cp}		ZONA CRITICA TEORICA		
A_{cp}		x	0,3653 m	
P_{cp}		x	36,53 cm	
2. CALCULAR LA "TORSION UMBRAL"		$x_{min,sismo}$	90 cm	
Limite		x	90 cm	
		ZONA LIBRE CENTRAL		
		L-2x	270 cm	

Fuente: Elaborado por autor

Anexo 4. Detalle D-2. Armado de viga V-1



Fuente: Elaborado por autor

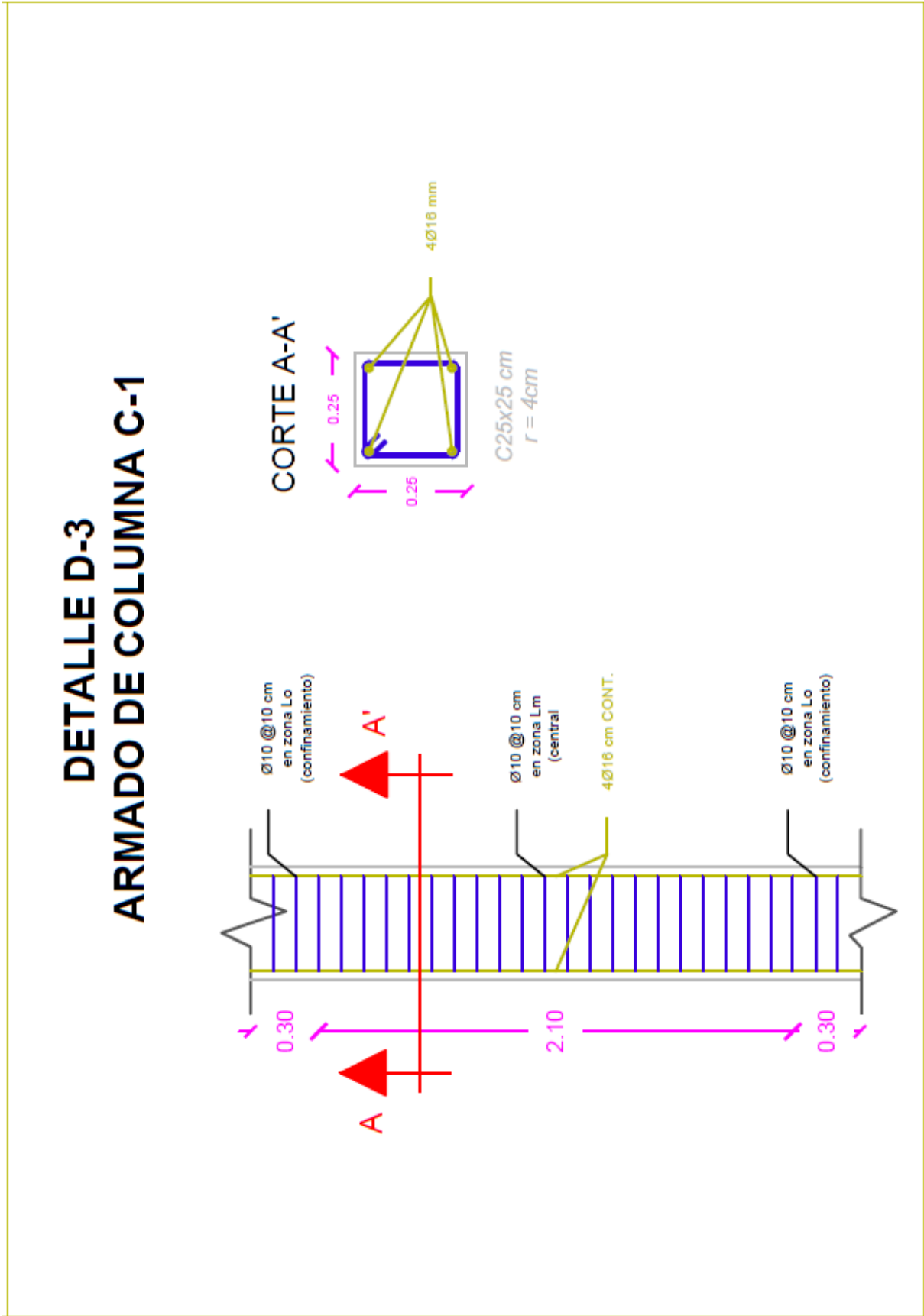
Anexo 5. Memoria de cálculo del diseño de columnas

COLUMNAS										DISEÑO A FLEXO-COMPRESION				DISEÑO A CORTANTE							
										25	x	25	cm	r	4	cm					
Columnas		25								x	cm	r	cm	1. HALLAMOS Vc							
d		21	cm										Vc		5315,59	kg	2. CALCULAR Vu				
Altura		3	m										Mpr		963606,55	kg.cm	3. DESPEJAR Vs				
f'c			28	mpa									Vu		3778,85	kg	Vs		-277,12	kg	Av, min
f'c			0,2855	tn/cm2													VERIFICAR		18629,31	kg	CUMPLE
Pu = Nu			12,67	ton													4. ESPACIAMIENTO EN ZONA CONFINADA (S)				
FR			0,7	S/C													d/4		5,25	cm	
FR			0,8	C/C													3/8*h		9,38	cm	
e			12,5	cm													S		15	cm	
Mu			1,51	ton.m													S		5,25	cm	
d/h			0,84														S		5	cm	
K			0,089														5. ESPACIAMIENTO EN ZONA CENTRAL (Av min)				
R			0,042														φ		10	mm	
ρg			0,01														ramas		2		
ρ			0,0005														Av		157,08	mm2	
ρ			0,01														Av		1,57	cm2	
As			6,25	cm2													S		79,59	cm	
n			4														S		76,85	cm	
φ			14,1	mm													NO MAYOR		10,5	cm	
φ			16	mm													A		30	cm	
														S		10	cm				

ACERO LONGITUDINAL	4	φ	16	mm
ESTRIBOS EN ZONA DE CONFINAMIENTO	φ	10	mm	@
EN ZONA DE CENTRAL	φ	10	mm	@

Fuente: Elaborado por autor

Anexo 6. Detalle D-3. Armado de columna C-1



Fuente: Elaborado por autor

Anexo 7. Memoria de cálculo del diseño de zapatas

DISEÑO DE ZAPATAS SEGÚN ACI 318-19

1. DATOS

f'c	28 Mpa	fy	420 Mpa
qadm	388.85 kN/m2	Nu	12.67 ton
B	1 m	σu =	124.25 kN/m2
L	1 m		
h	0.25 m		
Nu	124.25 kN		

2. Cálculo de la transferencia de esfuerzos al suelo

3. Cálculo del peralte mínimo y la altura mínima de la cimentación

a) Verificación al corte por punzonamiento

Area critica
a 0.25 m
b 0.25 m
 $A_0 = (0.25 + d)^2$

Perímetro crítico
 $b_0 = 2(0.5 + 2d)$
 $b_0 = 1 + 4d$

b) Verificación corte por flexión

Para el Lado L, "m"
 $r_2 = \frac{L-d}{2} = 0.375$
Para el Lado B, "m"
 $r_2 = \frac{B-b}{2} = 0.375$
 $M_2 = \frac{\sigma_u \cdot B \cdot (r_2)^2}{2} [kN \cdot m]$
 $M_2 = \frac{\sigma_u \cdot L \cdot (r_2)^2}{2}$
ML = 8,736 kN*m MB = 8,736 kN*m

Momento resistente del concreto φMc

Sentido L

$\phi M_c = \phi_f \cdot \rho \cdot d \cdot B \cdot f_y \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c}\right)$
 $\phi M_c = 0.9 \cdot 0.0018 \cdot d \cdot 1.0 \cdot 420 \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{0.0018 \cdot d \cdot 420}{2 \cdot 0.85 \cdot 28}\right)$

$M_x \leq \phi M_c$

d4 = 0.114 m

Sentido B

$\phi M_c = \phi_f \cdot \rho \cdot d \cdot L \cdot f_y \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c}\right)$
 $\phi M_c = 0.9 \cdot 0.0018 \cdot d \cdot 1.0 \cdot 420 \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{0.0018 \cdot d \cdot 420}{2 \cdot 0.85 \cdot 28}\right)$

$M_x \leq \phi M_c$

d4 = 0.114 m

2. Cálculo de la transferencia de esfuerzos al suelo

$A_0 = (a + d)(b + d)$
0.25 m
0.25 m
 $A_0 = (0.25 + d)^2$

Perímetro crítico
 $b_0 = 2(0.5 + 2d)$
 $b_0 = 1 + 4d$

b) Verificación corte por flexión

Para el Lado L, "m"
 $r_2 = \frac{L-d}{2} = 0.375$
Para el Lado B, "m"
 $r_2 = \frac{B-b}{2} = 0.375$
 $M_2 = \frac{\sigma_u \cdot B \cdot (r_2)^2}{2} [kN \cdot m]$
 $M_2 = \frac{\sigma_u \cdot L \cdot (r_2)^2}{2}$
ML = 8,736 kN*m MB = 8,736 kN*m

Momento resistente del concreto φMc

Sentido L

$\phi M_c = \phi_f \cdot \rho \cdot d \cdot B \cdot f_y \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c}\right)$
 $\phi M_c = 0.9 \cdot 0.0018 \cdot d \cdot 1.0 \cdot 420 \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{0.0018 \cdot d \cdot 420}{2 \cdot 0.85 \cdot 28}\right)$

$M_x \leq \phi M_c$

d4 = 0.114 m

Sentido B

$\phi M_c = \phi_f \cdot \rho \cdot d \cdot L \cdot f_y \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c}\right)$
 $\phi M_c = 0.9 \cdot 0.0018 \cdot d \cdot 1.0 \cdot 420 \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{0.0018 \cdot d \cdot 420}{2 \cdot 0.85 \cdot 28}\right)$

$M_x \leq \phi M_c$

d4 = 0.114 m

3. Cálculo del peralte mínimo y la altura mínima de la cimentación

f'c	28 Mpa	fy	420 Mpa
qadm	388.85 kN/m2	Nu	12.67 ton
B	1 m	σu =	124.25 kN/m2
L	1 m		
h	0.25 m		
Nu	124.25 kN		

4. Cálculo del peralte mínimo y la altura mínima de la cimentación

a) Verificación al corte por punzonamiento

Area critica
a 0.25 m
b 0.25 m
 $A_0 = (0.25 + d)^2$

Perímetro crítico
 $b_0 = 2(0.5 + 2d)$
 $b_0 = 1 + 4d$

b) Verificación corte por flexión

Para el Lado L, "m"
 $r_2 = \frac{L-d}{2} = 0.375$
Para el Lado B, "m"
 $r_2 = \frac{B-b}{2} = 0.375$
 $M_2 = \frac{\sigma_u \cdot B \cdot (r_2)^2}{2} [kN \cdot m]$
 $M_2 = \frac{\sigma_u \cdot L \cdot (r_2)^2}{2}$
ML = 8,736 kN*m MB = 8,736 kN*m

Momento resistente del concreto φMc

Sentido L

$\phi M_c = \phi_f \cdot \rho \cdot d \cdot B \cdot f_y \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c}\right)$
 $\phi M_c = 0.9 \cdot 0.0018 \cdot d \cdot 1.0 \cdot 420 \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{0.0018 \cdot d \cdot 420}{2 \cdot 0.85 \cdot 28}\right)$

$M_x \leq \phi M_c$

d4 = 0.114 m

Sentido B

$\phi M_c = \phi_f \cdot \rho \cdot d \cdot L \cdot f_y \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c}\right)$
 $\phi M_c = 0.9 \cdot 0.0018 \cdot d \cdot 1.0 \cdot 420 \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{0.0018 \cdot d \cdot 420}{2 \cdot 0.85 \cdot 28}\right)$

$M_x \leq \phi M_c$

d4 = 0.114 m

1. DATOS

f'c	28 Mpa	fy	420 Mpa
qadm	388.85 kN/m2	Nu	12.67 ton
B	1 m	σu =	124.25 kN/m2
L	1 m		
h	0.25 m		
Nu	124.25 kN		

2. Cálculo de la transferencia de esfuerzos al suelo

3. Cálculo del peralte mínimo y la altura mínima de la cimentación

a) Verificación al corte por punzonamiento

Area critica
a 0.25 m
b 0.25 m
 $A_0 = (0.25 + d)^2$

Perímetro crítico
 $b_0 = 2(0.5 + 2d)$
 $b_0 = 1 + 4d$

b) Verificación corte por flexión

Para el Lado L, "m"
 $r_2 = \frac{L-d}{2} = 0.375$
Para el Lado B, "m"
 $r_2 = \frac{B-b}{2} = 0.375$
 $M_2 = \frac{\sigma_u \cdot B \cdot (r_2)^2}{2} [kN \cdot m]$
 $M_2 = \frac{\sigma_u \cdot L \cdot (r_2)^2}{2}$
ML = 8,736 kN*m MB = 8,736 kN*m

Momento resistente del concreto φMc

Sentido L

$\phi M_c = \phi_f \cdot \rho \cdot d \cdot B \cdot f_y \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c}\right)$
 $\phi M_c = 0.9 \cdot 0.0018 \cdot d \cdot 1.0 \cdot 420 \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{0.0018 \cdot d \cdot 420}{2 \cdot 0.85 \cdot 28}\right)$

$M_x \leq \phi M_c$

d4 = 0.114 m

Sentido B

$\phi M_c = \phi_f \cdot \rho \cdot d \cdot L \cdot f_y \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c}\right)$
 $\phi M_c = 0.9 \cdot 0.0018 \cdot d \cdot 1.0 \cdot 420 \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{0.0018 \cdot d \cdot 420}{2 \cdot 0.85 \cdot 28}\right)$

$M_x \leq \phi M_c$

d4 = 0.114 m

1. DATOS

f'c	28 Mpa	fy	420 Mpa
qadm	388.85 kN/m2	Nu	12.67 ton
B	1 m	σu =	124.25 kN/m2
L	1 m		
h	0.25 m		
Nu	124.25 kN		

2. Cálculo de la transferencia de esfuerzos al suelo

3. Cálculo del peralte mínimo y la altura mínima de la cimentación

a) Verificación al corte por punzonamiento

Area critica
a 0.25 m
b 0.25 m
 $A_0 = (0.25 + d)^2$

Perímetro crítico
 $b_0 = 2(0.5 + 2d)$
 $b_0 = 1 + 4d$

b) Verificación corte por flexión

Para el Lado L, "m"
 $r_2 = \frac{L-d}{2} = 0.375$
Para el Lado B, "m"
 $r_2 = \frac{B-b}{2} = 0.375$
 $M_2 = \frac{\sigma_u \cdot B \cdot (r_2)^2}{2} [kN \cdot m]$
 $M_2 = \frac{\sigma_u \cdot L \cdot (r_2)^2}{2}$
ML = 8,736 kN*m MB = 8,736 kN*m

Momento resistente del concreto φMc

Sentido L

$\phi M_c = \phi_f \cdot \rho \cdot d \cdot B \cdot f_y \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c}\right)$
 $\phi M_c = 0.9 \cdot 0.0018 \cdot d \cdot 1.0 \cdot 420 \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{0.0018 \cdot d \cdot 420}{2 \cdot 0.85 \cdot 28}\right)$

$M_x \leq \phi M_c$

d4 = 0.114 m

Sentido B

$\phi M_c = \phi_f \cdot \rho \cdot d \cdot L \cdot f_y \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c}\right)$
 $\phi M_c = 0.9 \cdot 0.0018 \cdot d \cdot 1.0 \cdot 420 \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{0.0018 \cdot d \cdot 420}{2 \cdot 0.85 \cdot 28}\right)$

$M_x \leq \phi M_c$

d4 = 0.114 m

1. DATOS

f'c	28 Mpa	fy	420 Mpa
qadm	388.85 kN/m2	Nu	12.67 ton
B	1 m	σu =	124.25 kN/m2
L	1 m		
h	0.25 m		
Nu	124.25 kN		

2. Cálculo de la transferencia de esfuerzos al suelo

3. Cálculo del peralte mínimo y la altura mínima de la cimentación

a) Verificación al corte por punzonamiento

Area critica
a 0.25 m
b 0.25 m
 $A_0 = (0.25 + d)^2$

Perímetro crítico
 $b_0 = 2(0.5 + 2d)$
 $b_0 = 1 + 4d$

b) Verificación corte por flexión

Para el Lado L, "m"
 $r_2 = \frac{L-d}{2} = 0.375$
Para el Lado B, "m"
 $r_2 = \frac{B-b}{2} = 0.375$
 $M_2 = \frac{\sigma_u \cdot B \cdot (r_2)^2}{2} [kN \cdot m]$
 $M_2 = \frac{\sigma_u \cdot L \cdot (r_2)^2}{2}$
ML = 8,736 kN*m MB = 8,736 kN*m

Momento resistente del concreto φMc

Sentido L

$\phi M_c = \phi_f \cdot \rho \cdot d \cdot B \cdot f_y \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c}\right)$
 $\phi M_c = 0.9 \cdot 0.0018 \cdot d \cdot 1.0 \cdot 420 \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{0.0018 \cdot d \cdot 420}{2 \cdot 0.85 \cdot 28}\right)$

$M_x \leq \phi M_c$

d4 = 0.114 m

Sentido B

$\phi M_c = \phi_f \cdot \rho \cdot d \cdot L \cdot f_y \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c}\right)$
 $\phi M_c = 0.9 \cdot 0.0018 \cdot d \cdot 1.0 \cdot 420 \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{0.0018 \cdot d \cdot 420}{2 \cdot 0.85 \cdot 28}\right)$

$M_x \leq \phi M_c$

d4 = 0.114 m

1. DATOS

f'c	28 Mpa	fy	420 Mpa
qadm	388.85 kN/m2	Nu	12.67 ton
B	1 m	σu =	124.25 kN/m2
L	1 m		
h	0.25 m		
Nu	124.25 kN		

2. Cálculo de la transferencia de esfuerzos al suelo

3. Cálculo del peralte mínimo y la altura mínima de la cimentación

a) Verificación al corte por punzonamiento

Area critica
a 0.25 m
b 0.25 m
 $A_0 = (0.25 + d)^2$

Perímetro crítico
 $b_0 = 2(0.5 + 2d)$
 $b_0 = 1 + 4d$

b) Verificación corte por flexión

Para el Lado L, "m"
 $r_2 = \frac{L-d}{2} = 0.375$
Para el Lado B, "m"
 $r_2 = \frac{B-b}{2} = 0.375$
 $M_2 = \frac{\sigma_u \cdot B \cdot (r_2)^2}{2} [kN \cdot m]$
 $M_2 = \frac{\sigma_u \cdot L \cdot (r_2)^2}{2}$
ML = 8,736 kN*m MB = 8,736 kN*m

Momento resistente del concreto φMc

Sentido L

$\phi M_c = \phi_f \cdot \rho \cdot d \cdot B \cdot f_y \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c}\right)$
 $\phi M_c = 0.9 \cdot 0.0018 \cdot d \cdot 1.0 \cdot 420 \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{0.0018 \cdot d \cdot 420}{2 \cdot 0.85 \cdot 28}\right)$

$M_x \leq \phi M_c$

d4 = 0.114 m

Sentido B

$\phi M_c = \phi_f \cdot \rho \cdot d \cdot L \cdot f_y \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c}\right)$
 $\phi M_c = 0.9 \cdot 0.0018 \cdot d \cdot 1.0 \cdot 420 \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{0.0018 \cdot d \cdot 420}{2 \cdot 0.85 \cdot 28}\right)$

$M_x \leq \phi M_c$

d4 = 0.114 m

1. DATOS

f'c	28 Mpa	fy	420 Mpa
qadm	388.85 kN/m2	Nu	12.67 ton
B	1 m	σu =	124.25 kN/m2
L	1 m		
h	0.25 m		
Nu	124.25 kN		

2. Cálculo de la transferencia de esfuerzos al suelo

3. Cálculo del peralte mínimo y la altura mínima de la cimentación

a) Verificación al corte por punzonamiento

Area critica
a 0.25 m
b 0.25 m
 $A_0 = (0.25 + d)^2$

Perímetro crítico
 $b_0 = 2(0.5 + 2d)$
 $b_0 = 1 + 4d$

b) Verificación corte por flexión

Para el Lado L, "m"
 $r_2 = \frac{L-d}{2} = 0.375$
Para el Lado B, "m"
 $r_2 = \frac{B-b}{2} = 0.375$
 $M_2 = \frac{\sigma_u \cdot B \cdot (r_2)^2}{2} [kN \cdot m]$
 $M_2 = \frac{\sigma_u \cdot L \cdot (r_2)^2}{2}$
ML = 8,736 kN*m MB = 8,736 kN*m

Momento resistente del concreto φMc

Sentido L

$\phi M_c = \phi_f \cdot \rho \cdot d \cdot B \cdot f_y \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c}\right)$
 $\phi M_c = 0.9 \cdot 0.0018 \cdot d \cdot 1.0 \cdot 420 \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{0.0018 \cdot d \cdot 420}{2 \cdot 0.85 \cdot 28}\right)$

$M_x \leq \phi M_c$

d4 = 0.114 m

Sentido B

$\phi M_c = \phi_f \cdot \rho \cdot d \cdot L \cdot f_y \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c}\right)$
 $\phi M_c = 0.9 \cdot 0.0018 \cdot d \cdot 1.0 \cdot 420 \cdot 1000 \cdot \left(d - \frac{0.0018 \cdot d \cdot 420}{2 \cdot 0$

Fuente: Elaborado por autor

(CONTINUACION ANEXO 7)

4. Refuerzo de Acero

$$A_{s1,2} = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi_f \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d}} \right]$$

$$A_{s1,2} = \frac{0.85 \cdot 0.0011615 \cdot 1.0 \cdot 1.0}{0.00045} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.00045}{0.00045 \cdot 0.85 \cdot 0.0011615 \cdot 1.0 \cdot 1.0}} \right]$$

As L,B	=	0,00011615	m ²	1,16	cm ²
As min	=	0,00045	m ²	4,5	cm ²

DIRECCION	LONGITUD DISTRIBUCION	As (cm ²)	φ (mm)	AREA DE φ (cm ²)	N. BARRAS TEORICO	REDONDEAD O	SEPARACION (cm)	LONGITUD (m)
EJEL	B = 1.0 m	4,5	12	1,131	3,98	4,00	0,3	0,9
EJEB	L = 1.0 m	4,5	12	1,131	3,98	4,00	0,3	0,9

5. Verificación por aplastamiento

$$f_{u3} = \frac{N_u}{a \cdot b} = 1988 \text{ kPa}$$

$$f_{ac} = \phi_g \cdot 0.85 \cdot f'_c = 15.47 \text{ Mpa}$$

$$f_{ac} = 15470 \text{ kPa}$$

CUMPLE

6. Verificación por adherencia

$$l_{duB,L} \geq l_{dH,L}$$

$$l_{dH,L} = \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_s \cdot \psi_g}{2.1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b$$

$$l_{dH,L} = \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_s \cdot \psi_g}{1.4 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b$$

$$l_{duL} = m_i - r_{EC}$$

$$l_{duB} = n_B - r_{EC}$$

Factor de Modificación λ	Condición	Valor de Factor
Peso del Concreto	Concreto de peso normal	1.0
Grado del Refuerzo, φ _f	Grado 280 o Grado 420	1.0
	Grado 550	1.15
	Grado 680	1.3
	(polvo y Recubrimiento ≤ 3 db)	1.5
Epóxico, φ _{ep}	Distancia entre barras ≤ 6 db	1.2
	Recubrimiento Epóxico o Zinc	1.0
Ubicación, φ _l	Sin Recubrimiento	1.0
	Más de 300 mm de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal	1.8
	Cera	1.0

Factor	Valor
λ	1,00
ψ _g	1,00
ψ _e	1,00
ψ _t	1,00
l _d	0,454 m
l _{duL}	0,325 m
l _{duB}	0,325 m

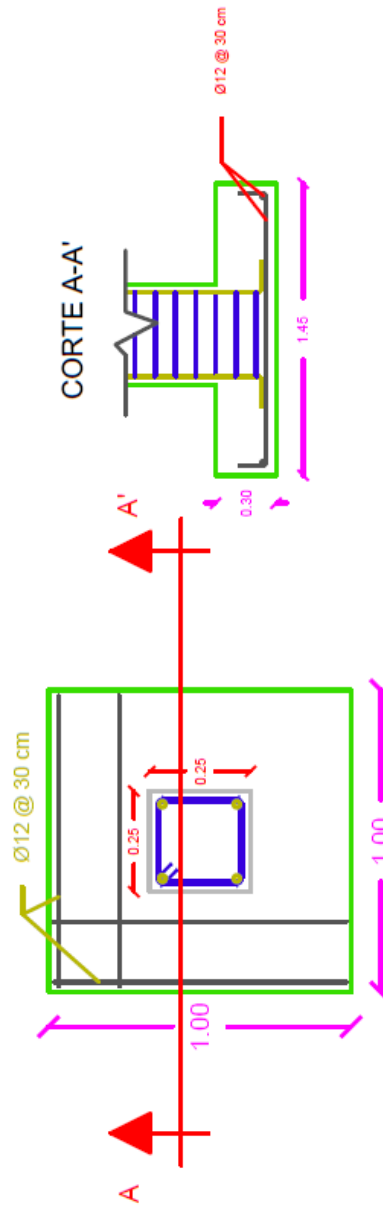
NO CUMPLE
NO CUMPLE

LONGITUD DEL GANCHO 0,13 m

DIRECCION	LONGITUD DISTRIBUCION	As (cm ²)	φ (mm)	AREA DE φ (cm ²)	N. BARRAS TEORICO	REDONDEAD O	SEPARACION (cm)	LONGITUD (m)	LONGITUD CON GANCHOS (m)
EJEL	B = 1.0 m	4,5	12	1,131	3,98	4,00	0,3	0,9	1,16
EJEB	L = 1.0 m	4,5	12	1,131	3,98	4,00	0,3	0,9	1,16

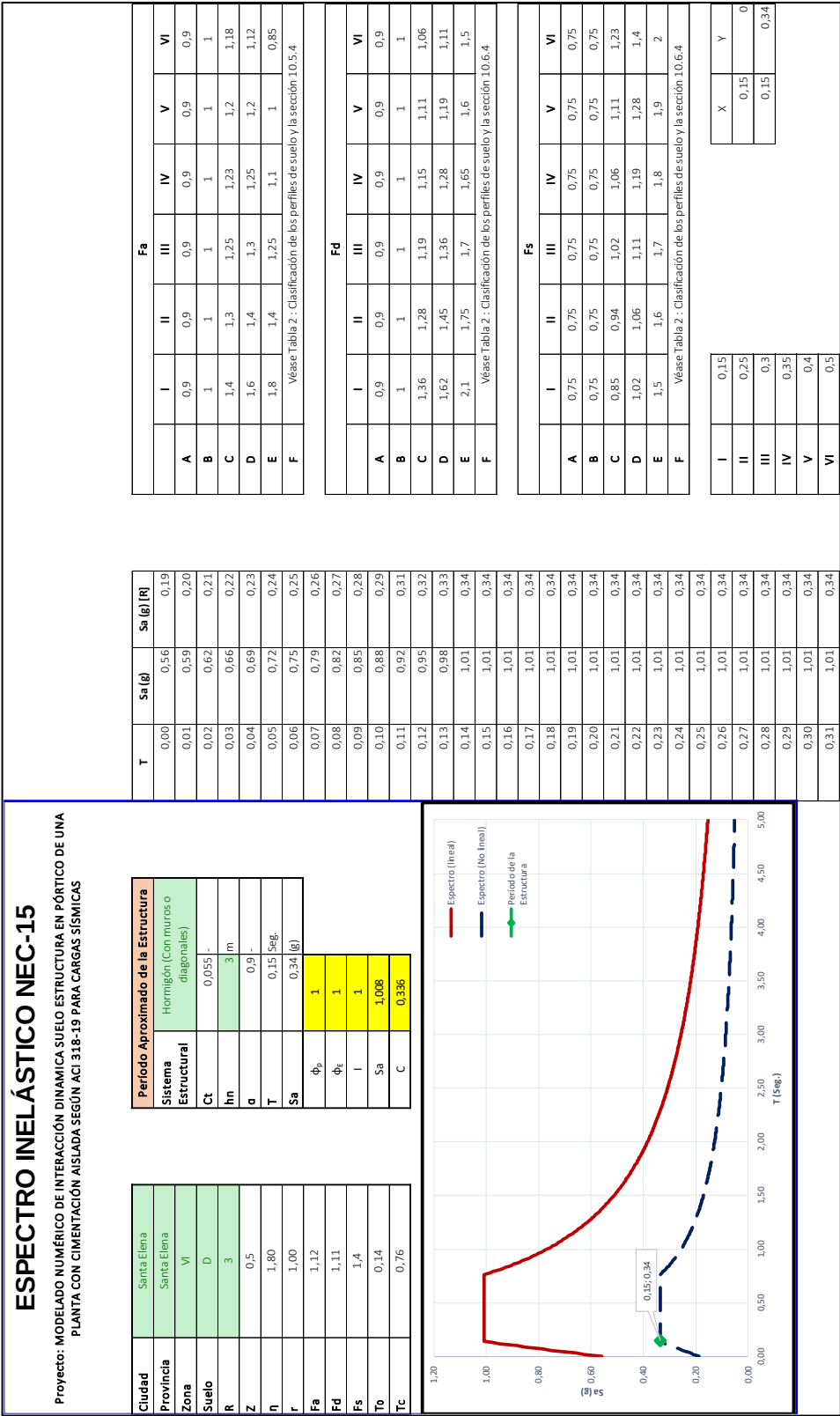
Anexo 8. Detalle D-4. Armado de zapata Z-1

**DETALLE D-4
ARMADO DE ZAPATA Z-1**



Fuente: Elaborado por autor

Anexo 9. Cálculo del espectro elástico NEC-15



Fuente: Elaborado por autor

(CONTINUACION ANEXO 9)

0,36	1,01	0,34
0,37	1,01	0,34
0,38	1,01	0,34
0,39	1,01	0,34
0,40	1,01	0,34
0,41	1,01	0,34
0,42	1,01	0,34
0,43	1,01	0,34
0,44	1,01	0,34
0,45	1,01	0,34
0,46	1,01	0,34
0,47	1,01	0,34
0,48	1,01	0,34
0,49	1,01	0,34
0,50	1,01	0,34
0,51	1,01	0,34
0,52	1,01	0,34
0,53	1,01	0,34
0,54	1,01	0,34
0,55	1,01	0,34
0,56	1,01	0,34
0,57	1,01	0,34
0,58	1,01	0,34
0,59	1,01	0,34
0,60	1,01	0,34
0,61	1,01	0,34
0,62	1,01	0,34
0,63	1,01	0,34
0,64	1,01	0,34
0,65	1,01	0,34
0,66	1,01	0,34
0,67	1,01	0,34
0,68	1,01	0,34
0,69	1,01	0,34
0,70	1,01	0,34
0,71	1,01	0,34
0,72	1,01	0,34
0,73	1,01	0,34
0,74	1,01	0,34
0,75	1,01	0,34
0,76	1,01	0,34
0,77	1,00	0,33
0,78	0,99	0,33
0,79	0,97	0,32
0,80	0,96	0,32
0,81	0,95	0,32
0,82	0,94	0,31
0,83	0,93	0,31
0,84	0,92	0,31
0,85	0,90	0,30
0,86	0,89	0,30
0,87	0,88	0,29
0,88	0,87	0,29
0,89	0,86	0,29
0,90	0,85	0,28
0,91	0,85	0,28
0,92	0,84	0,28
0,93	0,83	0,28
0,94	0,82	0,27
0,95	0,81	0,27
0,96	0,80	0,27
0,97	0,79	0,26
0,98	0,78	0,26
0,99	0,78	0,26
1,00	0,77	0,26
1,01	0,76	0,25
1,02	0,75	0,25
1,03	0,75	0,25
1,04	0,74	0,25
1,05	0,73	0,24
1,06	0,73	0,24
1,07	0,72	0,24
1,08	0,71	0,24
1,09	0,71	0,24
1,10	0,70	0,23
1,11	0,69	0,23
1,12	0,69	0,23

1,13	0,68	0,23
1,14	0,67	0,22
1,15	0,67	0,22
1,16	0,66	0,22
1,17	0,66	0,22
1,18	0,65	0,22
1,19	0,65	0,22
1,20	0,64	0,21
1,21	0,64	0,21
1,22	0,63	0,21
1,23	0,63	0,21
1,24	0,62	0,21
1,25	0,62	0,21
1,26	0,61	0,20
1,27	0,61	0,20
1,28	0,60	0,20
1,29	0,60	0,20
1,30	0,59	0,20
1,31	0,59	0,20
1,32	0,58	0,19
1,33	0,58	0,19
1,34	0,57	0,19
1,35	0,57	0,19
1,36	0,57	0,19
1,37	0,56	0,19
1,38	0,56	0,19
1,39	0,55	0,18
1,40	0,55	0,18
1,41	0,55	0,18
1,42	0,54	0,18
1,43	0,54	0,18
1,44	0,53	0,18
1,45	0,53	0,18
1,46	0,53	0,18
1,47	0,52	0,17
1,48	0,52	0,17
1,49	0,52	0,17
1,50	0,51	0,17
1,51	0,51	0,17
1,52	0,51	0,17
1,53	0,50	0,17
1,54	0,50	0,17
1,55	0,50	0,17
1,56	0,49	0,16
1,57	0,49	0,16
1,58	0,49	0,16
1,59	0,48	0,16
1,60	0,48	0,16
1,61	0,48	0,16
1,62	0,47	0,16
1,63	0,47	0,16
1,64	0,47	0,16
1,65	0,47	0,16
1,66	0,46	0,15
1,67	0,46	0,15
1,68	0,46	0,15
1,69	0,46	0,15
1,70	0,45	0,15
1,71	0,45	0,15
1,72	0,45	0,15
1,73	0,44	0,15
1,74	0,44	0,15
1,75	0,44	0,15
1,76	0,44	0,15
1,77	0,43	0,14
1,78	0,43	0,14
1,79	0,43	0,14
1,80	0,43	0,14
1,81	0,42	0,14
1,82	0,42	0,14
1,83	0,42	0,14
1,84	0,42	0,14
1,85	0,42	0,14
1,86	0,41	0,14
1,87	0,41	0,14
1,88	0,41	0,14
1,89	0,41	0,14

1,90	0,40	0,13
1,91	0,40	0,13
1,92	0,40	0,13
1,93	0,40	0,13
1,94	0,40	0,13
1,95	0,39	0,13
1,96	0,39	0,13
1,97	0,39	0,13
1,98	0,39	0,13
1,99	0,39	0,13
2,00	0,38	0,13
2,01	0,38	0,13
2,02	0,38	0,13
2,03	0,38	0,13
2,04	0,38	0,13
2,05	0,38	0,13
2,06	0,37	0,12
2,07	0,37	0,12
2,08	0,37	0,12
2,09	0,37	0,12
2,10	0,37	0,12
2,11	0,36	0,12
2,12	0,36	0,12
2,13	0,36	0,12
2,14	0,36	0,12
2,15	0,36	0,12
2,16	0,36	0,12
2,17	0,35	0,12
2,18	0,35	0,12
2,19	0,35	0,12
2,20	0,35	0,12
2,21	0,35	0,12
2,22	0,35	0,12
2,23	0,34	0,11
2,24	0,34	0,11
2,25	0,34	0,11
2,26	0,34	0,11
2,27	0,34	0,11
2,28	0,34	0,11
2,29	0,34	0,11
2,30	0,33	0,11
2,31	0,33	0,11
2,32	0,33	0,11
2,33	0,33	0,11
2,34	0,33	0,11
2,35	0,33	0,11
2,36	0,33	0,11
2,37	0,32	0,11
2,38	0,32	0,11
2,39	0,32	0,11
2,40	0,32	0,11
2,41	0,32	0,11
2,42	0,32	0,11
2,43	0,32	0,11
2,44	0,32	0,11
2,45	0,31	0,10
2,46	0,31	0,10
2,47	0,31	0,10
2,48	0,31	0,10
2,49	0,31	0,10
2,50	0,31	0,10
2,51	0,31	0,10
2,52	0,31	0,10
2,53	0,30	0,10
2,54	0,30	0,10
2,55	0,30	0,10
2,56	0,30	0,10
2,57	0,30	0,10
2,58	0,30	0,10
2,59	0,30	0,10
2,60	0,30	0,10
2,61	0,29	0,10
2,62	0,29	0,10
2,63	0,29	0,10
2,64	0,29	0,10
2,65	0,29	0,10
2,66	0,29	0,10

2,67	0,29	0,10
2,68	0,29	0,10
2,69	0,29	0,10
2,70	0,28	0,09
2,71	0,28	0,09
2,72	0,28	0,09
2,73	0,28	0,09
2,74	0,28	0,09
2,75	0,28	0,09
2,76	0,28	0,09
2,77	0,28	0,09
2,78	0,28	0,09
2,79	0,28	0,09
2,80	0,27	0,09
2,81	0,27	0,09
2,82	0,27	0,09
2,83	0,27	0,09
2,84	0,27	0,09
2,85	0,27	0,09
2,86	0,27	0,09
2,87	0,27	0,09
2,88	0,27	0,09
2,89	0,27	0,09
2,90	0,27	0,09
2,91	0,26	0,09
2,92	0,26	0,09
2,93	0,26	0,09
2,94	0,26	0,09
2,95	0,26	0,09
2,96	0,26	0,09
2,97	0,26	0,09
2,98	0,26	0,09
2,99	0,26	0,09
3,00	0,26	0,09
3,01	0,26	0,09
3,02	0,25	0,08
3,03	0,25	0,08
3,04	0,25	0,08
3,05	0,25	0,08
3,06	0,25	0,08
3,07	0,25	0,08
3,08	0,25	0,08
3,09	0,25	0,08
3,10	0,25	0,08
3,11	0,25	0,08
3,12	0,25	0,08
3,13	0,25	0,08
3,14	0,24	0,08
3,15	0,24	0,08
3,16	0,24	0,08
3,17	0,24	0,08
3,18	0,24	0,08
3,19	0,24	0,08
3,20	0,24	0,08
3,21	0,24	0,08
3,22	0,24	0,08
3,23	0,24	0,08
3,24	0,24	0,08
3,25	0,24	0,08
3,26	0,24	0,08
3,27	0,24	0,08
3,28	0,23	0,08
3,29	0,23	0,08
3,30	0,23	0,08
3,31	0,23	0,08
3,32	0,23	0,08
3,33	0,23	0,08
3,34	0,23	0,08
3,35	0,23	0,08
3,36	0,23	0,08
3,37	0,23	0,08
3,38	0,23	0,08
3,39	0,23	0,08
3,40	0,23	0,08
3,41	0,23	0,08
3,42	0,22	0,07
3,43	0,22	0,07

Fuente: Elaborado por autor

(CONTINUACION ANEXO 9)

3,44	0,22	0,07	4,23	0,18	0,06
3,45	0,22	0,07	4,24	0,18	0,06
3,46	0,22	0,07	4,25	0,18	0,06
3,47	0,22	0,07	4,26	0,18	0,06
3,48	0,22	0,07	4,27	0,18	0,06
3,49	0,22	0,07	4,28	0,18	0,06
3,50	0,22	0,07	4,29	0,18	0,06
3,51	0,22	0,07	4,30	0,18	0,06
3,52	0,22	0,07	4,31	0,18	0,06
3,53	0,22	0,07	4,32	0,18	0,06
3,54	0,22	0,07	4,33	0,18	0,06
3,55	0,22	0,07	4,34	0,18	0,06
3,56	0,22	0,07	4,35	0,18	0,06
3,57	0,22	0,07	4,36	0,18	0,06
3,58	0,21	0,07	4,37	0,18	0,06
3,59	0,21	0,07	4,38	0,18	0,06
3,60	0,21	0,07	4,39	0,18	0,06
3,61	0,21	0,07	4,40	0,17	0,06
3,62	0,21	0,07	4,41	0,17	0,06
3,63	0,21	0,07	4,42	0,17	0,06
3,64	0,21	0,07	4,43	0,17	0,06
3,65	0,21	0,07	4,44	0,17	0,06
3,66	0,21	0,07	4,45	0,17	0,06
3,67	0,21	0,07	4,46	0,17	0,06
3,68	0,21	0,07	4,47	0,17	0,06
3,69	0,21	0,07	4,48	0,17	0,06
3,70	0,21	0,07	4,49	0,17	0,06
3,71	0,21	0,07	4,50	0,17	0,06
3,72	0,21	0,07	4,51	0,17	0,06
3,73	0,21	0,07	4,52	0,17	0,06
3,74	0,21	0,07	4,53	0,17	0,06
3,75	0,21	0,07	4,54	0,17	0,06
3,76	0,20	0,07	4,55	0,17	0,06
3,77	0,20	0,07	4,56	0,17	0,06
3,78	0,20	0,07	4,57	0,17	0,06
3,79	0,20	0,07	4,58	0,17	0,06
3,80	0,20	0,07	4,59	0,17	0,06
3,81	0,20	0,07	4,60	0,17	0,06
3,82	0,20	0,07	4,61	0,17	0,06
3,83	0,20	0,07	4,62	0,17	0,06
3,84	0,20	0,07	4,63	0,17	0,06
3,85	0,20	0,07	4,64	0,17	0,06
3,86	0,20	0,07	4,65	0,17	0,06
3,87	0,20	0,07	4,66	0,17	0,06
3,88	0,20	0,07	4,67	0,16	0,05
3,89	0,20	0,07	4,68	0,16	0,05
3,90	0,20	0,07	4,69	0,16	0,05
3,91	0,20	0,07	4,70	0,16	0,05
3,92	0,20	0,07	4,71	0,16	0,05
3,93	0,20	0,07	4,72	0,16	0,05
3,94	0,20	0,07	4,73	0,16	0,05
3,95	0,19	0,06	4,74	0,16	0,05
3,96	0,19	0,06	4,75	0,16	0,05
3,97	0,19	0,06	4,76	0,16	0,05
3,98	0,19	0,06	4,77	0,16	0,05
3,99	0,19	0,06	4,78	0,16	0,05
4,00	0,19	0,06	4,79	0,16	0,05
4,01	0,19	0,06	4,80	0,16	0,05
4,02	0,19	0,06	4,81	0,16	0,05
4,03	0,19	0,06	4,82	0,16	0,05
4,04	0,19	0,06	4,83	0,16	0,05
4,05	0,19	0,06	4,84	0,16	0,05
4,06	0,19	0,06	4,85	0,16	0,05
4,07	0,19	0,06	4,86	0,16	0,05
4,08	0,19	0,06	4,87	0,16	0,05
4,09	0,19	0,06	4,88	0,16	0,05
4,10	0,19	0,06	4,89	0,16	0,05
4,11	0,19	0,06	4,90	0,16	0,05
4,12	0,19	0,06	4,91	0,16	0,05
4,13	0,19	0,06	4,92	0,16	0,05
4,14	0,19	0,06	4,93	0,16	0,05
4,15	0,19	0,06	4,94	0,16	0,05
4,16	0,18	0,06	4,95	0,16	0,05
4,17	0,18	0,06	4,96	0,16	0,05
4,18	0,18	0,06	4,97	0,15	0,05
4,19	0,18	0,06	4,98	0,15	0,05
4,20	0,18	0,06	4,99	0,15	0,05
4,21	0,18	0,06	5,00	0,15	0,05
4,22	0,18	0,06			

Fuente: Elaborado por autor

Anexo 10. Asignación del refuerzo y modificadores de rigidez

Frame Section Property Data

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

- ☒ P-M2-M3 Design (Column)
- ☐ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: FY420

Confinement Bars (Ties): FY420

Reinforcement Configuration

- ☒ Rectangular
- ☐ Circular

Confinement Bars

- ☒ Ties
- ☐ Spirals

Check/Design

- ☒ Reinforcement to be Checked
- ☐ Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 40 mm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 2

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 2

Longitudinal Bar Size and Area: 16 mm, 201 mm²

Corner Bar Size and Area: 16 mm, 201 mm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: 10 mm, 79 mm²

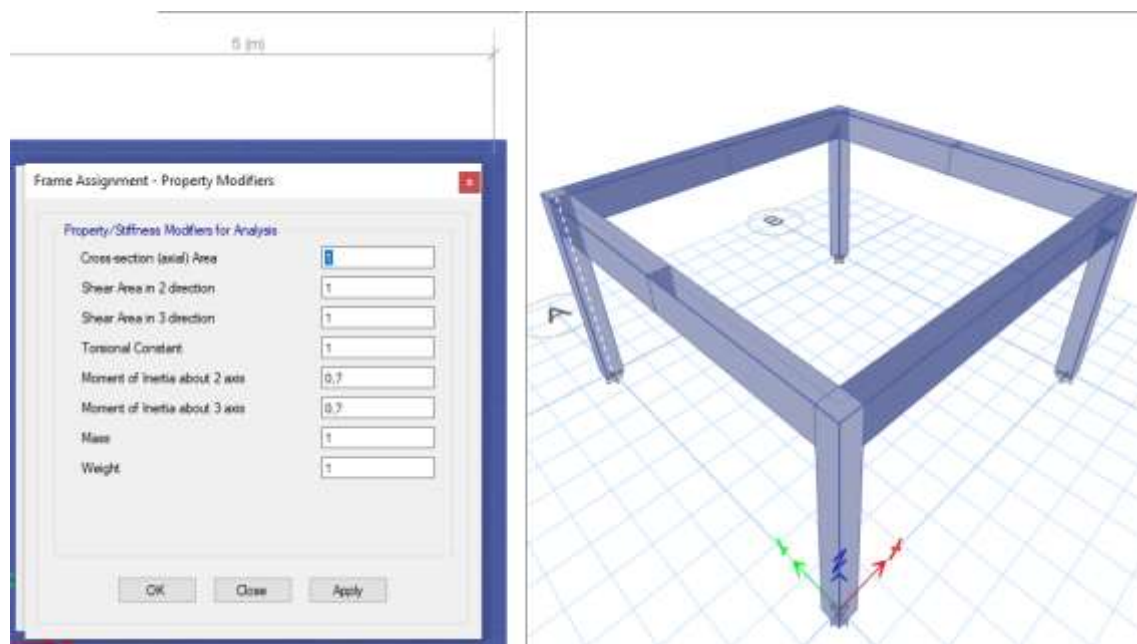
Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 100 mm

Number of Confinement Bars in 3-dir: 2

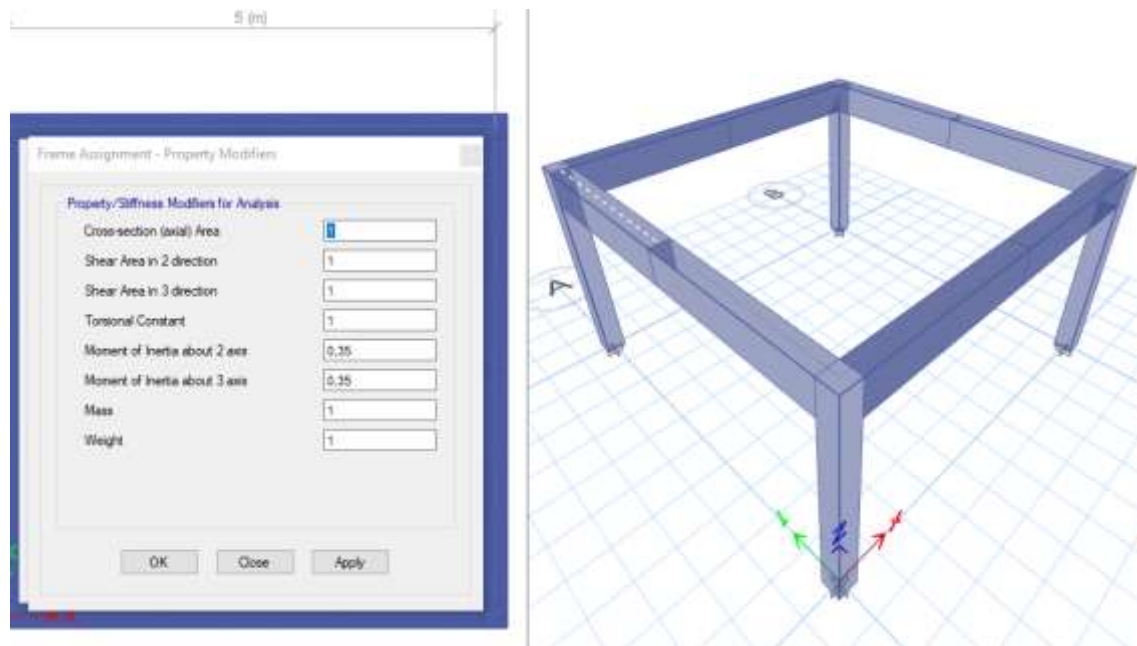
Number of Confinement Bars in 2-dir: 2

OK Cancel

Fuente: Elaborado por autor

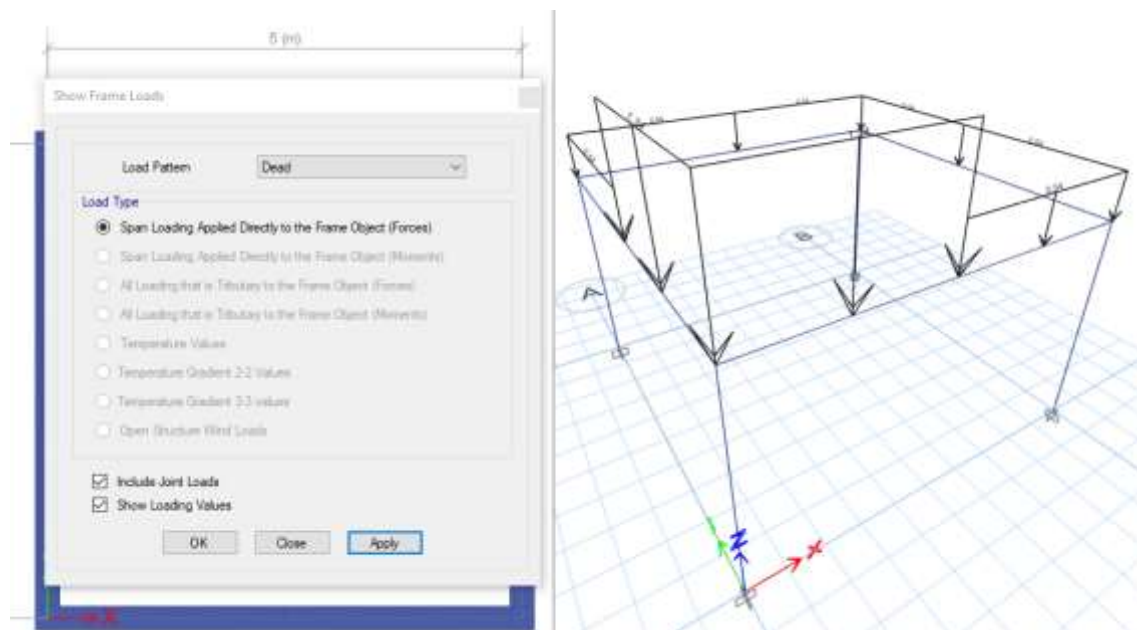


Fuente: Elaborado por autor

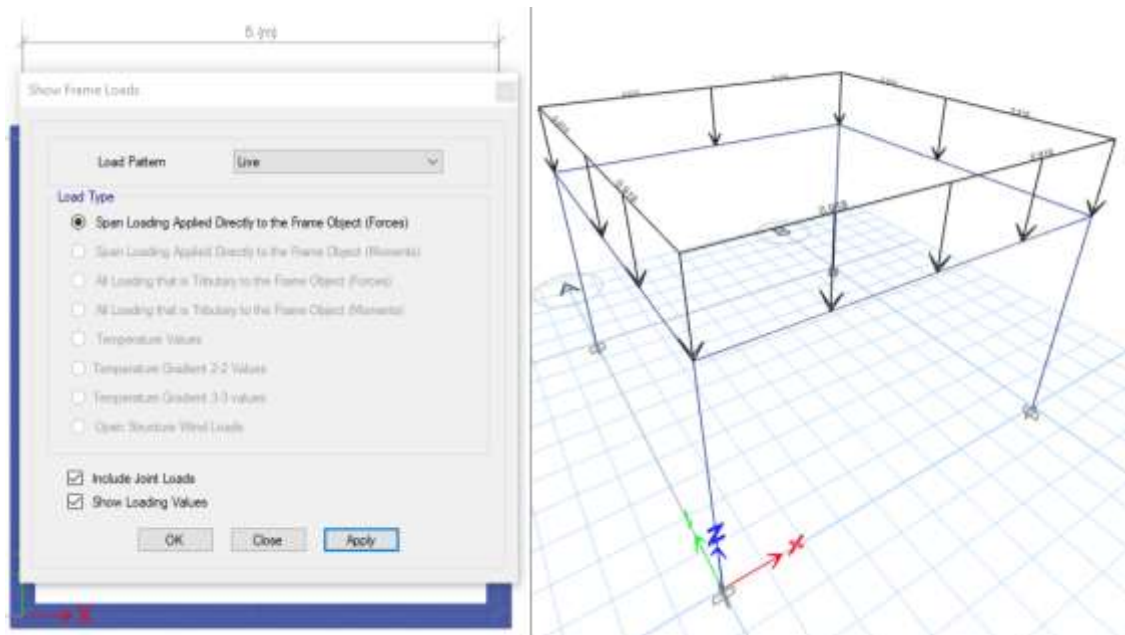


Fuente: Elaborado por autor

Anexo 11. Asignación de las cargas gravitacionales

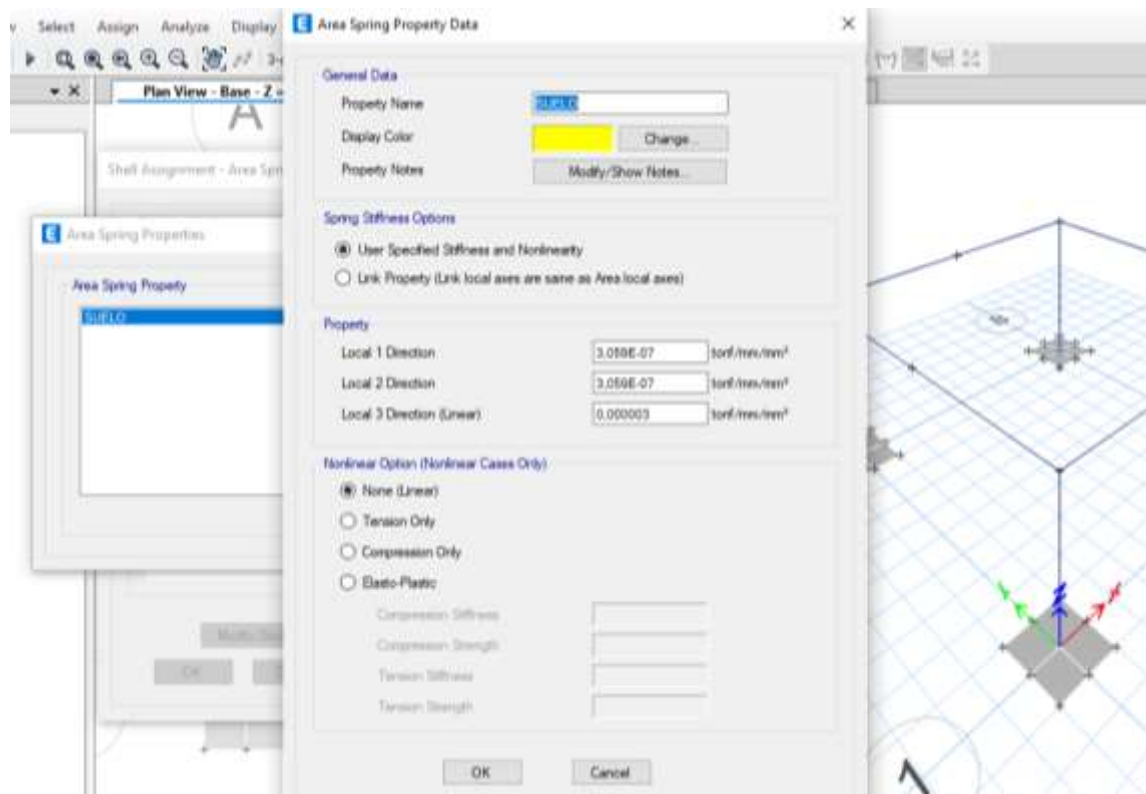


Fuente: Elaborado por autor



Fuente: Elaborado por autor

Anexo 12. Propiedades de los resortes de Winkler



Fuente: Elaborado por autor