

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
ESCUELA DE POSGRADO
Programa de Doctorado en Ingeniería Civil



UNS
ESCUELA DE
POSGRADO

**Interacción estática y dinámica por los métodos
directo e inverso para edificaciones con
platea de cimentación**

**Tesis para optar el grado de Doctor en
Ingeniería Civil**

Autor:

Mg. Contreras Moreto, Juan Alberto
Código ORCID: 0000-0003-2048-130X

Asesor:

Dr. Villarreal Castro, Genner Alvarito
DNI. N° 17936682
Código ORCID: 0000-0003-1768-646X

Línea de Investigación:
Viviendas Antisísmicas

Nuevo Chimbote - PERÚ
2026



CERTIFICACIÓN DE ASESORAMIENTO DE LA TESIS

Yo, **Dr. Villarreal Castro, Genner Alvarito**; mediante la presente certifico mi asesoramiento de la tesis de doctorado intitulada: **Interacción Estática y Dinámica por los métodos directo e inverso para edificaciones con platea de cimentación**, elaborado por el **Mg. Contreras Moreto, Juan Alberto**, para obtener el Grado Académico de **Doctor en Ingeniería Civil**, en la Escuela de Posgrado de la Universidad Nacional del Santa.

Nuevo Chimbote, agosto de 2026

Dr. Villarreal Castro, Genner Alvarito
Asesor

Código ORCID: 0000-0003-1768-646X

DNI N°17936682

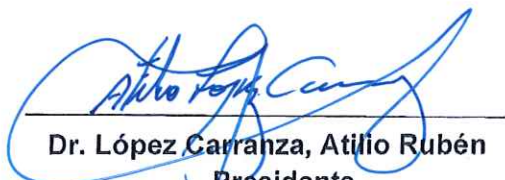


HOJA DEL AVAL DEL JURADO EVALUADOR

Tesis de doctorado intitulada: **Interacción Estática y Dinámica por los métodos directo e inverso para edificaciones con platea de cimentación**, elaborado por el **Mg. Contreras Moreto, Juan Alberto**,

Tesis para optar el grado de Doctor en Ingeniería Civil

Revisado y Aprobado por el Jurado Evaluador:



Dr. López Carranza, Atilio Rubén
Presidente
DNI N° 32965940
Código ORCID: 0000-0002-3631-2001



Dra. Saavedra Vera, Janet Verónica
Secretaria
DNI N° 32964440
Código ORCID 0000-0002-4195-982X



Dr. Villarreal Castro, Genner Alvarito
Vocal
Código ORCID: 0000-0003-1768-646X
DNI N° 17936682



UNS
ESCUELA DE
POSGRADO

ACTA DE EVALUACIÓN DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

A los once días del mes de agosto del año 2026, siendo las 10 am horas, en el aula P-02 de la Escuela de Posgrado de la Universidad Nacional del Santa, se reunieron los miembros del Jurado Evaluador, designados mediante Resolución Directoral N° 067-2026-EPG-UNS de fecha 22.01.2026, conformado por los docentes: por el Dr. Atilio Rubén López Carranza (Presidente), Dra. Janet Verónica Saavedra Vera (Secretaria) y Dr. Genner Alvarito Villarreal Castro (Vocal); con la finalidad de evaluar la tesis intitulada: **"Interacción estática y dinámica por los métodos directo e inverso para edificaciones con platea de cimentación"**, cuyo autor es el Mg. Juan Alberto Contreras Moreto, egresado del programa de Doctorado en Ingeniería Civil.

Sustentación autorizada mediante Resolución Directoral N° 680-2026-EPG-UNS de fecha 03 de agosto de 2026.

El presidente del jurado autorizó el inicio del acto académico; producido y concluido el acto de sustentación de tesis, los miembros del jurado procedieron a la evaluación respectiva, haciendo una serie de preguntas y recomendaciones al tesista, quien dio respuestas a las interrogantes y observaciones.

El jurado después de deliberar sobre aspectos relacionados con el trabajo, contenido y sustentación del mismo y con las sugerencias pertinentes, declara la sustentación como APROBADO, asignándole la calificación de 16.

Siendo las 11:10 horas del mismo día se da por finalizado el acto académico, firmando la presente acta en señal de conformidad.


Dr. Atilio Rubén López Carranza
Presidente


Dra. Janet Verónica Saavedra Vera
Secretaria


Dr. Genner Alvarito Villarreal Castro
Vocal/Asesor

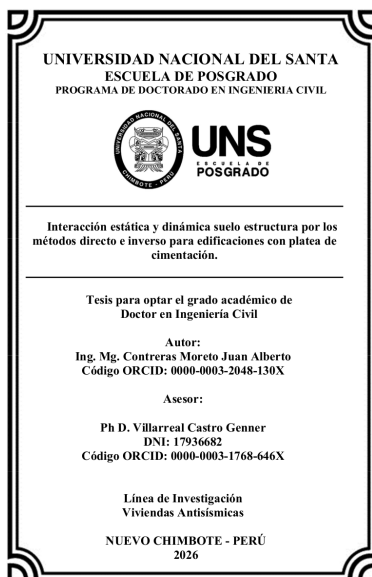


Recibo digital

Este recibo confirma que su trabajo ha sido recibido por **Turnitin**. A continuación podrá ver la información del recibo con respecto a su entrega.

La primera página de tus entregas se muestra abajo.

Autor de la entrega: Juan CONTRERAS MORETO
Título del ejercicio: DOCTORADO 2026 - 2
Título de la entrega: INFORME_DE_TESIS.docx
Nombre del archivo: INFORME_DE_TESIS.docx
Tamaño del archivo: 15.79M
Total páginas: 199
Total de palabras: 31,244
Total de caracteres: 182,122
Fecha de entrega: 25-ago-2026 10:37p. m. (UTC-0500)
Identificador de la entrega: 2843547024



INFORME DE ORIGINALIDAD

22%

INDICE DE SIMILITUD

21%

FUENTES DE INTERNET

2%

PUBLICACIONES

5%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net	Fuente de Internet	5%
2	revistas.um.edu.uy	Fuente de Internet	4%
3	civilgeeks.com	Fuente de Internet	3%
4	Submitted to Universidad Católica de Santa María	Trabajo del estudiante	1%
5	repositorio.unc.edu.pe	Fuente de Internet	1%
6	repositorio.ucv.edu.pe	Fuente de Internet	<1%
7	1library.co	Fuente de Internet	<1%
8	repositorio.upt.edu.pe	Fuente de Internet	<1%
9	tesis.ucsm.edu.pe	Fuente de Internet	<1%
10	repositorio.uns.edu.pe	Fuente de Internet	<1%
11	repositorio.unj.edu.pe	Fuente de Internet	<1%
12	repositorioacademico.upc.edu.pe	Fuente de Internet	<1%
13	Submitted to Universidad Cesar Vallejo	Trabajo del estudiante	<1%
14	preprints.scielo.org	Fuente de Internet	<1%
15	repositorio.umsa.bo	Fuente de Internet	<1%

Dedicatoria

Dedicado a nuestro amado Dios, quien nos provee.

A mis familiares, mi señora esposa e hijos por su apoyo incondicional.

Mg. Ing. Juan Alberto Contreras Moreto

Agradecimiento

Al Dr. Ph.D. Genner Villareal por sus sabios conocimientos y apoyo incondicional en la revisión del presente documento.

Mg. Ing. Juan Alberto Contreras Moreto

Índice general

Dedicatoria.....	VIII
Agradecimiento.....	IX
Índice general.....	X
Índice de tablas	XIV
Índice de figuras.....	XVI
Capítulo I	20
Introducción	20
1.1 Planteamiento del Problema.....	20
1.1.1. Características de la realidad especifica	22
1.2 Formulación del problema de investigación	23
1.2.1 Problema general	23
1.2.2 Problemas específicos.....	23
1.3 Objetivos de la investigación	24
1.3.1 Objetivo general.....	24
1.3.2 Objetivos específicos	24
1.4 Hipótesis de la Investigación.....	25
1.4.1 Hipótesis general.....	25
1.5 Justificación de la investigación.....	25
1.6 Importancia de la investigación.....	27
1.7 Limitaciones de la investigación	28
1.8 Delimitación de la investigación	30

Capítulo II.....	31
Marco teórico	31
2.1 Antecedentes de la investigación	31
2.1.1 Antecedentes internacionales.....	31
2.1.2 Antecedentes nacionales	35
2.2 Marco Conceptual	38
2.2.1 Interacción Estática y Dinámica Suelo Estructura.....	38
2.2.2 Comportamiento estructural en Edificaciones	57
Capítulo III.....	61
Metodología	61
3.1 Enfoque de la Investigación	61
3.2 Método de Investigación	61
3.3 Tipo de investigación	62
3.4 Nivel de Investigación.....	62
3.5 Diseño de Investigación	63
3.6 Población.....	63
3.7 Muestra.....	64
3.8 Operacionalización de las variables	65
3.8.1 Variable 1: Modelos de Interacción Suelo Estructura	65
3.8.2 Variable 2: Comportamiento estructural	66
3.9 Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	68

3.9.1 Técnicas de recolección de datos	68
3.9.2 Instrumentos de recolección de datos.....	69
3.10 Técnicas de análisis de resultados	69
Capítulo IV	70
Resultados y discusión.....	70
4.1 Análisis convencional de la edificación con platea de cimentación	70
4.1.1 Modelado de elementos estructurales	72
4.1.2 Modelo Estructural	82
4.1.3 Resultados del análisis sísmico para la estructura convencional	87
4.2 Análisis con los Modelos Estáticos de Winkler y Pasternak	93
4.2.1 Coeficientes de rigidez de Winkler	94
4.2.2 Coeficientes de rigidez de Pasternak	94
4.2.3 Incorporación del coeficiente C_1 de Winkler y Pasternak	96
4.2.4 Resultados obtenidos con los modelos estáticos	100
4.3 Modelo dinámico de Barkan-Savinov.....	106
4.3.4 Amortiguamientos	109
4.3.5 Coeficientes de rigidez.....	110
4.3.6 Ingreso de los coeficientes de Barkan-Savinov	110
4.4 Modelo dinámico propuesto en la Norma Rusa	112
4.4.1 Coeficiente de compresión elástica.....	112
4.4.2 Cálculo de los coeficientes de rigidez.....	113

4.4.3	Amortiguamiento relativo	114
4.5	Modelo dinámico de Gazetas y Mylonakis	117
4.5.1	Coeficientes de rigidez traslacional y torsional	117
4.5.2	Factores de corrección de rigidez por empotramiento	118
4.5.3	Factores modificatorios de la rigidez dinámica y amortiguamiento	119
4.5.4	Coeficientes de rigidez dinámica corregidos	122
4.5.5	Amortiguamientos críticos corregidos	123
4.5.6	Coeficiente de Amortiguamiento por radiación de ondas.....	125
4.5.7	Incorporación de la rigidez y amortiguamiento	126
4.6	Resultados de los modelos dinámicos de ISE	127
4.6.1	Periodos obtenidos con los modelos dinámicos	127
4.6.2	Derivas obtenidas con los ISE dinámicos	131
4.6.3	Cortante en la base con modelos dinámicos	134
4.7	Contrastación de hipótesis.....	139
4.8	Discusión de los resultados	140
Capítulo V.....		145
Conclusiones.....		145
Recomendaciones		147
Capítulo VI		149
Referencias bibliográficas.....		149
Capitulo VII		158

Índice de tablas

Tabla 1 Niveles de la estructura.....	73
Tabla 2 Propiedades de los elementos	74
Tabla 3 Cargas impuestas de la estructura	74
Tabla 4 Cargas por el Uso de la estructura	75
Tabla 5 Cargas CM y CV incorporados en el modelo estructural	75
Tabla 6 Zona sísmica	76
Tabla 7 Factor de uso.....	76
Tabla 8 Coeficiente normativo de suelo	77
Tabla 9 Periodos del estrato según clasificación	77
Tabla 10 Parámetros y coeficientes de amplificación “C”	77
Tabla 11 Sistema estructural y coeficientes de reducción	78
Tabla 12 Peso sísmico de la estructura	78
Tabla 13 Distribución de fuerzas en el centro de masa	81
Tabla 14 Periodos de vibración de la estructura	88
Tabla 15 Participación de porcentaje de masa.....	89
Tabla 16 Derivas resultantes en el análisis dinámico en dirección XX.....	90
Tabla 17 Derivas resultantes en el análisis dinámico en dirección YY	90
Tabla 18 Cortante basal dinámico en dirección XX y YY	91
Tabla 19 Cortante basal estático en dirección XX y YY	91
Tabla 20 Escalamiento de Cortante dinámica.....	91
Tabla 21 Cortante dinámica en XX con factor de escalamiento.....	92
Tabla 22 Cortante dinámica en YY con factor de escalamiento.....	93
Tabla 23 Periodos con el coeficiente de rigidez C1 de Winkler.....	101
Tabla 24 Periodos con el coeficiente de rigidez C1 y C2 de Pasternak.....	102

Tabla 25 Resultados comparativos	103
Tabla 26 Comparación de derivas con coeficientes estáticos	104
Tabla 27 Porcentaje de variación de derivas con coeficientes estáticos	105
Tabla 28 Cuadro comparativo de cortantes por piso y modelos estáticos	106
Tabla 29 Porcentaje de variación de cortantes por piso y modelos estáticos	106
Tabla 30 Peso sísmico de la edificación	107
Tabla 31 Características de la cimentación de la estructura	108
Tabla 32 Periodos con el modelo dinámico de Barkan y Savinov	127
Tabla 33 Periodos con el modelo dinámico de la Norma Rusa	128
Tabla 34 Periodos con el modelo dinámico de Gazetas y Mylonakis	129
Tabla 35 Tabla comparativa de periodos con el modelo empotrado	129
Tabla 36 Porcentajes de incremento del periodo	130
Tabla 37 Derivas en los modelos de ISE dinámicos (Dirección XX).....	132
Tabla 38 Derivas en los modelos de ISE dinámicos (Dirección YY).....	132
Tabla 39 Comparativa de cortantes de entrepiso, Sismo en XX – Cortante V_x	135
Tabla 40 Comparativa de cortantes de entrepiso, Sismo en XX – Cortante V_y	135
Tabla 41 Comparativa de cortantes de entrepiso, Sismo en YY – Cortante V_x	136
Tabla 42 Comparativa de cortantes de entrepiso, Sismo en YY – Cortante V_y	136

Índice de figuras

Figura 1	Respuesta estructural convencional y respuesta con ISE	39
Figura 2	Respuesta estructural en suelos rígidos y blandos	40
Figura 3	Modelo con base empotrada y con ISE	41
Figura 4	Modelo esquemático de Interacción entre estructura y suelo	42
Figura 5	Modelo de Winkler.....	44
Figura 6	Modelo de Pasternak	45
Figura 7	Valores del Coeficiente C_0	49
Figura 8	Respuesta dinámica e inercial de una estructura	53
Figura 9	Ejes axiales de la losa de cimentación	54
Figura 10	Ubicación de la zona de estudio	65
Figura 11	Vista de Corte AA y BB del modelo.....	70
Figura 12	Vista del Corte CC del modelo	71
Figura 13	Vista de Corte DD del modelo	71
Figura 14	Planta típica de la estructura.....	72
Figura 15	Secciones de viga y columnas ingresadas	73
Figura 16	Ingreso del coeficiente C y K.....	80
Figura 17	Modelo estructural de la edificación	82
Figura 18	Aplicación del módulo de balasto en el semisótano de la edificación	83
Figura 19	Principio hipotético de Diafragmas rígidos.....	83
Figura 20	Espectro sísmico para Zona 2 y Suelo S3	85
Figura 21	Caso de carga dinámica para resultados elásticos	86
Figura 22	Combinaciones de carga para resultados inelásticos.....	86
Figura 23	Casos modales de análisis	87
Figura 24	Aplicación de factor de escalamiento.....	92

Figura 25 Generación del área springs en el modelo.....	96
Figura 26 Discretización de la losa.....	97
Figura 27 Asignación del módulo C1.....	97
Figura 28 Asignación de restricciones en X,Y,Z.....	98
Figura 29 Coeficiente lateral C1 y C2 de Pasternak en ambas direcciones.....	99
Figura 30 Propiedad del coeficiente lateral C2 de Pasternak	99
Figura 31 Modelo con los coeficientes C1 y C2 de Pasternak	100
Figura 32 Periodos con los modelos estáticos de Winkler y Pasternak.....	104
Figura 33 Generación de los coeficientes mediante Point Spring	111
Figura 34 Asignación de los coeficientes de Barkan-Savinov	112
Figura 35 Generación del Area Spring para el modelo de la norma rusa.....	115
Figura 36 Coeficientes de rigidez y amortiguamiento de la Norma Rusa	116
Figura 37 Asignación de los coeficientes de rigidez y amortiguamiento	116
Figura 38 Coeficientes de rigidez y amortiguamiento de Gazetas y Mylonakis	126
Figura 39 Modelo con los coeficientes de Gazetas y Mylonakis	126
Figura 40 Periodos con base fija y modelos dinámicos.....	130
Figura 41 Derivas de la estructura en la dirección XX.....	133
Figura 42 Derivas de la estructura en la dirección YY	133
Figura 43 Cortantes con el Sismo en XX en la dirección XX de la estructura.....	137
Figura 44 Cortantes con el Sismo en XX en la dirección YY de la estructura.....	137
Figura 45 Cortantes con el Sismo en YY en la dirección XX de la estructura.....	138
Figura 46 Cortantes con el Sismo en YY en la dirección YY de la estructura.....	138

Resumen

En la presente investigación se propuso como objetivo general, establecer de qué manera la Interacción Suelo Estructura Estática y Dinámica por coeficientes estáticos y funciones de impedancia, modifican el comportamiento estructural en una edificación con platea de cimentación en la provincia de Jaén, para ello se realizó una investigación con un enfoque cuantitativo, definiendo la investigación como investigación básica, con un diseño de investigación cuasi experimental, de tipo transversal con aplicación de los instrumentos en una sola oportunidad. Como muestra de la investigación se consideró una estructura con preponderancia en el sistema estructural de muros a corte, el cual tiene como suelo de cimentación un suelo flexible S3 en una zona de demanda sísmica Z2. Los modelos de Interacción Suelo Estructura Estáticos usados fueron los modelos de Winkler y Pasternak, en el caso de los modelos Dinámicos se seleccionaron los modelos establecidos en la Norma Rusa, el modelo de Barkan y Savinov y el modelo de Gazetas y Mylonakis. En los resultados de los análisis de los modelos con los coeficientes estáticos y las funciones de impedancia se llegó a establecer que efectivamente la Interacción Estática y Dinámica Suelo Estructura llega a modificar el comportamiento estructural de la edificación al incrementar los periodos de vibración en todos los casos, al incrementar las derivas en los pisos adyacentes a la losa de cimentación y al disminuir la demanda sísmica en los modelos dinámicos.

Palabras clave: modelos de interacción suelo estructura, comportamiento estructural, respuesta cinemática con interacción suelo estructura, Modelo estático de Winkler y Pasternak, Modelo ISE de la Norma Rusa, Modelo dinámico de Barkan y Savinov, Modelo dinámico de Gazetas y Mylonakis.

Mecánica de los suelos, Ingeniería de la construcción, Prevención antisísmica, Diseño estructural, Ingeniería sísmica

Abstract

The general objective of this research was to establish how static and dynamic soil-structure interaction, using static coefficients and impedance functions, modifies the structural behavior of a building with a foundation slab in the province of Jaén. To achieve this, a quantitative study was conducted, classified as basic research with a quasi-experimental, cross-sectional design, applying the instruments only once. The study sample consisted of a structure with a predominantly shear wall system, built on flexible soil (S3) in a seismic demand zone (Z2). The static soil-structure interaction models used were the Winkler and Pasternak models. For dynamic interaction, the models selected were those established in the Russian Standard, the Barkan y Savinov model, and the Gazetas and Mylonaks model. The results of the model analyses with static coefficients and impedance functions established that the Static and Dynamic Soil-Structure Interaction does indeed modify the structural behavior of the building by increasing the vibration periods in all cases, increasing the drifts in the floors adjacent to the foundation slab, and decreasing the seismic demand in the dynamic models.

Keywords: soil-structure interaction models, structural behavior, kinematic response with soil-structure interaction, Winkler y Pasternak static model, Russian Standard ISE model, Barkan y Savinov dynamic model, Gazetas y Mylonakis dynamic model

Soil mechanics, Construction engineering, Seismic protection, Structural design, Earthquake engineering

Capítulo I

Introducción

1.1 Planteamiento del Problema

La región sudamericana presenta una alta sismicidad y dada la presencia de la cordillera de los Andes en la sierra peruana se presenta una morfología montañosa con frecuentes depósitos de tipo aluviales en pampas y lomadas que generan suelos con depósitos fluvioaluviales compactadas de baja rigidez que en la norma peruana y normas internacionales se clasifican como suelos blandos. En este contexto, la presencia de sismos periódicos en el último siglo, han tenido consecuencias negativas en las poblaciones andinas, siendo el más catastrófico y mortífero de Sudamérica del siglo pasado: el sismo de Ancash ocurrido el 31 de mayo de 1970 (Kuroiwa, 2010). A pesar de ser una población distante de la costa fue afectada por el movimiento sísmico frente a las costas de Chimbote, que se generó con una magnitud de $M_w = 7.9$ en la escala de Momento, con una profundidad focal de 45 km. y a 50 km. de la costa de Chimbote (Alva, 2020).

Esta naturaleza morfológica de las laderas de la cordillera, la ubicación frente a la convergencia de las Placas de Nazca y Sudamericana y la energía sísmica potencial existente, así como la naturaleza aluviónica y sedimentosa de los suelos, incrementan el riesgo y peligro sísmico de las poblaciones que habitan en los intermedios andinos del país, no únicamente afectando a las poblaciones de la costa como se piensa frecuentemente. En esta entorno sísmico, la norma sismorresistente peruana vigente se encuentran fundamentadas en criterios hipotéticos de gran holgura para todas las realidades y regiones del país, permitiendo que las estructuras se analicen y diseñen tomando parámetros de sismicidad promedio para la fuerza sísmica de 0.10g hasta 0.45g (IGP, 2020), además para el análisis de las estructuras se considera un empotramiento perfecto en el suelo, hipótesis sustentada en la teoría del apoyo fijo de

las estructuras estáticas dentro de la física, que da lugar a una estructura ideal que no considera los posibles desplazamientos laterales y rotacionales que pueden generarse debido a la variación de rigidez entre el suelo y la cimentación.

Dentro de los estándares nacionales para el análisis estructural, todavía no se tiene en cuenta que desde el siglo pasado se ha estado usando modelos de interacción suelo estructura de tipos estáticos, cuyos principales representantes son Winkler y Pasternak, quienes demostraron que el contacto dinámico entre la base y la estructura, pueden ser expresados mediante modelos matemáticos de interacción suelo-estructura que otorgan un coeficiente de rigidez que afecta al esfuerzo-deformación de las estructuras.

Teniendo en consideración que, en la actualidad a los modelos estáticos de Winkler y Pasternak, se han añadido los modelos dinámicos de Interacción Suelo Estructura propuestos como modelos de interacción cinemática, tanto en la norma rusa como la norteamericana, se considera que estos modelos deben ser comprobados científicamente en diversas realidades y condiciones de suelo. Los modelos que representan el contacto dinámico entre la estructura y un suelo con rigidez y capacidad de amortiguamiento propias, al incorporarse a los métodos de análisis actuales, pueden contribuir a una mejor comprensión de la interacción suelo-estructura y a su eventual inclusión en la normativa.

Como se puede apreciar, las variaciones de la rigidez y el amortiguamiento del suelo, añadidas a la naturaleza sísmica de la placa Sudamericana, las condiciones geotécnicas de la sierra peruana y los estratos de origen aluviónico y sedimentoso de los intermedios andinos, pueden contribuir al incremento del peligro sísmico, por tanto, deberían de considerarse para lograr estructuras con un nivel mayor de seguridad, dado que las variaciones de la estabilidad del suelo en los terremotos es uno de los peligros naturales más devastadores. (Kassas, Adamidis y Anastasopoulos, 2022)

Una propuesta clave para enfrentar este problema consiste en analizar y validar los principales modelos de interacción suelo – estructura, con el fin de adaptarlos a las condiciones sísmica del país y posiblemente incorporarlos en la norma peruana. La incorporación de la interacción suelo – estructura en el análisis y diseño estructural debe considerar tanto los modelos estáticos como dinámicos, tomando en cuenta la flexibilidad del suelo de cimentación. La incorporación de los coeficientes de rigidez y amortiguamiento para el suelo de cimentación, puede contribuir a diseños más óptimos, tal como lo señala Izaddoost, Naderpajouh y Heravi (2023) quienes

mencionan que existe una creciente demanda en todo el mundo para lograr un diseño estructural óptimo que cumpla con los estándares de seguridad, estabilidad y durabilidad. En este contexto, la interacción entre el suelo y la estructura se ha convertido en una de las principales áreas de investigación dentro del campo sísmico. De acuerdo a lo mencionado, en la investigación se propone establecer de qué manera la Interacción Suelo Estructura Estática utilizando el Método Directo por cálculo de coeficientes de rigidez y amortiguamiento modifica el comportamiento estructural de una edificación con platea de cimentación, teniendo en cuenta las propiedades mecánicas del suelo como su rigidez y capacidad de amortiguamiento.

1.1.1. Características de la realidad específica

Según el Plan de Desarrollo Urbano de Jaén hasta el 2025, la ciudad tiene una población proyectada de 89,030 habitantes, con una tasa de crecimiento anual del 3.71% entre 2007 y 2013. La ciudad ha experimentado un rápido crecimiento en términos de población y extensión geográfica en las últimas dos décadas, duplicando su tamaño y población de 1993 a 2013. Este crecimiento se ha producido en todas las direcciones, con un enfoque particular hacia el Este, caracterizado por problemas como falta de planificación urbana, carencia de soluciones de drenaje pluvial, dimensiones insuficientes de vías y aceras, y adaptación deficiente en terrenos con pendientes pronunciadas. La densidad de población en la ciudad es de 100 habitantes por hectárea en el año 2013, lo que la sitúa dentro del rango típico de las ciudades intermedias en Perú. El crecimiento urbanístico en Jaén en los últimos años ha sido 3.71% de incremento anual, según Plan de Desarrollo Urbano de Jaén al 2025, habiendo sido en el país todas las edificaciones diseñadas bajo los lineamientos de la E.030 (Diseño sismorresistente) en 43.7% y el resto fueron realizadas mediante la autoconstrucción y la autogestión, según INEI-Censos Nacionales de Población y Vivienda 1993, 2007 y 2017.

La normativa E.030 actualmente considera apropiado y normativo el empotramiento en la base en todos los escenarios, lo cual es poco realista teniendo en cuenta que los suelos por su propia naturaleza son de rigidez variable, y se hace necesario desarrollar enfoques de cálculo específicos para edificaciones con losas de cimentación. Estos enfoques deben abordar tanto el análisis estático como dinámico, considerando la

flexibilidad del suelo de apoyo a través de modelos estáticos y dinámicos de interacción suelo – estructura.

La incorporación de los modelos de interacción entre el suelo y la estructura conducirá a un análisis más certero y a un nuevo proceso de cálculo que será más congruente con las demandas actuales del diseño sismorresistente (Acuña et al, 2023), logrando diseños más reales de acuerdo a las condiciones de suelo.

En este aspecto, la investigación se centra en abordar un desafío actual en la Ingeniería Sismorresistente, que se relaciona específicamente con el desarrollo del método directo de cálculo usando coeficientes de rigidez y amortiguamiento propuestos en la literatura científica como funciones de impedance para la interacción suelo estructura. En ese aspecto, mediante los procedimientos y resultados de la comprobación de los coeficientes estáticos y las funciones de impedance para edificaciones con losas de cimentación, se busca establecer de qué manera estos modelos estáticos y dinámicos, modifican el comportamiento estructural de una edificación con platea de cimentación en suelo flexible.

1.2 Formulación del problema de investigación

1.2.1 Problema general

- ¿De qué manera la Interacción Estática y Dinámica suelo estructura por los Métodos Directo e Inverso modifican el comportamiento estructural en una edificación con platea de cimentación, Jaén, Perú?

1.2.2 Problemas específicos

- ¿Cuáles son los valores de los coeficientes de rigidez y amortiguamiento para los modelos de Interacción Suelo Estructura Estáticos y Dinámicos, de acuerdo a las propiedades del modelo estructural con los parámetros del suelo determinados mediante un estudio geotécnico de penetración estándar?
- ¿Cuál es la variación del periodo del modo fundamental de vibración del modelo estructural con platea de cimentación frente a un análisis convencional y con los modelos de Interacción Suelo Estructura de tipo estático y dinámico?

- ¿Cuál es la variación de deformaciones laterales que presenta el modelo estructural con platea de cimentación, en un análisis convencional y con los principales modelos de Interacción Suelo Estructura de tipo estático y dinámico?
- ¿Cuál es la variación de esfuerzos internos que se presentan en el modelo estructural frente a un análisis convencional y con los modelos de Interacción Suelo Estructura de tipo estático y dinámico?

1.3 Objetivos de la investigación

1.3.1 Objetivo general

- Analizar de qué manera la Interacción Estática y Dinámica suelo estructura por los Métodos Directo e Inverso modifican el comportamiento estructural en una edificación con platea de cimentación, Jaén, Perú.

1.3.2 Objetivos específicos

- Determinar los coeficientes de rigidez y amortiguamiento para modelos de Interacción Suelo Estructura Estáticos y Dinámicos, de acuerdo a las propiedades del modelo estructural con los parámetros del suelo determinados mediante un estudio geotécnico de penetración estándar.
- Determinar cuál es la variación en el periodo del modo fundamental de vibración del modelo estructural con platea de cimentación frente a un análisis convencional y con los modelos de Interacción Suelo Estructura de tipo estático y dinámico.
- Determinar cuál es la variación en las deformaciones laterales del modelo estructural con platea de cimentación, en un análisis convencional y con los principales modelos de Interacción Suelo Estructura de tipo estático y dinámico.
- Determinar cuál es la variación en los esfuerzos internos que se presentan en el modelo estructural frente a un análisis convencional y con los modelos de Interacción Suelo Estructura de tipo estático y dinámico.

1.4 Hipótesis de la Investigación

1.4.1 Hipótesis general

- La Interacción Estática y Dinámica Suelo Estructura mediante el cálculo de coeficientes estáticos y dinámicos, por el método inverso modifican el comportamiento estructural de una edificación con platea de cimentación en Jaén, al variar el periodo fundamental de la edificación, desplazamiento y derivas, así como las fuerzas cortantes en la base de la estructura.

1.5 Justificación de la investigación

La investigación se justifica desde un enfoque teórico, porque permitir comprobar las aseveraciones teóricas sobre la modificación de la respuesta estructural mediante los coeficientes de interacción suelo estructura, así como los modelos teóricos que en la actualidad se encuentran vigentes para evaluar la respuesta sísmica de las edificaciones con mayor exactitud. Los avances en las investigaciones sobre la Interacción Suelo Estructura, han generado diversos aportes a la ingeniería estructural desde los primeros modelos estáticos propuestos por Winkler, hasta los últimos modelos de tipo dinámicos propuestos por Gazetas & Mylonakis. Mediante las relaciones encontradas en los diversos modelos de ISE se ha logrado analizar con mayor certeza las estructuras, al respecto Deepashree, Kavitha, Mamatha & Vishal (2020) mencionan que es necesario investigar cualquier estructura en contacto directo con el suelo, dado que, frente a una excitación sísmica, se puede generar cambios significativos en la estructura. Los autores añaden que los desplazamientos provocados en la estructura y el terreno no son independientes entre sí, por tanto, es necesario estudiar esta interdependencia, que modifica la respuesta estructural del modelo sobre el suelo, y a su vez evaluar el cambio que la estructura provoca en la respuesta del suelo.

De acuerdo a investigaciones previas se ha establecido que la interacción entre el suelo y la estructura en suelos rígidos y edificaciones de baja altura no es muy significativa, dado que se acerca al modelo hipotético de empotramiento, sin embargo, los resultados no son muy favorables en suelos blandos, edificios de gran altura, carreteras y estructuras pesadas como plantas de energía nuclear, estructuras hidráulicas, entre otras (Deepashree et al, 2020), así como en estructuras con degradamiento de rigidez,

dado que la interacción suelo estructura que aumenta considerablemente las relaciones de desplazamiento inelástico en estructuras con degradación de resistencia y rigidez. (Hassani, Bararnia, & Amiri, 2018).

Considerando estos aspectos teóricos, es necesario analizar de manera detallada los distintos modelos teóricos de interacción suelo estructura que describan el comportamiento estructural de la edificación, por diversos métodos, incluyendo los análisis por elementos finitos (Tabish, Nour, & Haider, 2023) que se han normalizado en otros países, con el objetivo de incorporar a las normas vigentes algunos criterios de análisis, considerando el efecto de la interacciones que se desarrolla entre el suelo y la losa de cimentación.

La investigación se justifica de forma práctica en vista que los modelos estructurales que incorporan los coeficientes de rigidez y amortiguamiento, permiten verificar que las edificaciones cumplen con los parámetros establecidos en las normas vigentes con mayor exactitud, en vista que se modela la influencia mutua entre el suelo y la edificación. La ISE permite un diseño más realista, optimizando el dimensionamiento de las cimentaciones, ajustando los periodos de vibración sísmica de la estructura, evaluando las fuerzas cortantes excesivas en condiciones más reales para reforzar las estructuras. Cabe señalar que la rigidez y amortiguamiento del suelo como parte integral del modelo estructural puede generar cambios en la frecuencia de vibración de la estructura y los esfuerzos internos en los elementos estructurales, aspecto que no se toma en cuenta en el análisis estructural de edificaciones en concreto armado, en cierta manera es un aspecto no considerado en las normas peruanas de análisis y diseño estructural y es un aspecto no exigido. Sin embargo, realizar un análisis estructural que considere la rigidez y amortiguamiento del suelo en el diseño de edificios puede resultar de mayor exactitud. Es decir, puede proporcionar modelos más precisos para diseñar estructuras que respondan de manera más realista a las fuerzas sísmicas, siendo necesario considerar la Interacción Suelo Estructura (Pinto y Ledezma, 2019). En este aspecto, el análisis y diseño de estructuras teniendo en cuenta los principales modelos matemáticos de ISE y las propiedades geológicas del suelo se justifica.

Desde un punto de vista metodológico, el estudio se justifica, debido a la carencia existente de procedimientos e instrumentos definidos o estandarizados dentro de las normas vigentes para el análisis de los efectos de los modelos ISE en el análisis estructural. Si bien es cierto que, para el análisis convencional, existen procedimientos

claros y simplificados, para el análisis de edificaciones con modelos de interacción suelo estructura no existen criterios normativos. En este aspecto mediante investigaciones de este tipo se propone el desarrollo de mecanismos de análisis para los modelos que incorporan rigidez y el amortiguamiento del suelo como parte integral de los modelos estructurales. El estudio se realizó siguiendo estrictamente los criterios del método científico, permitiendo explicar como la variación de la rigidez y el incremento del amortiguamiento en la base de una cimentación puede modificar el comportamiento estructural sísmico de una edificación con platea de cimentación.

1.6 Importancia de la investigación

La importancia de la investigación en los modelos de interacción suelo-estructura (ISE) estáticos y dinámicos radica en la necesidad de obtener diseños estructurales de mayor precisión en países de naturaleza sísmica. Si bien es cierto, que frecuentemente se señala que existe una relación lineal entre las propiedades dinámicas del suelo y el comportamiento del sistema estructural, en la actualidad se establece que la Interacción Suelo Estructura puede modificar el comportamiento estructural de diversas maneras, dependiendo de las condiciones geológicas del suelo y el propio diseño de la estructura. En ese aspecto los modelos ISE ayudan a predecir con mayor precisión los asentamientos estáticos y el comportamiento estructural, previniendo posibles fallas en los elementos estructurales cercanos a los cimientos con mayor exactitud.

Asimismo, los modelos ISE pueden ayudar a mejorar las predicciones de vibración de la estructura, los desplazamientos laterales, al respecto Bapir, Abrahamczyk, Wichtmann, & Prada (2023) citando a Jennings & Bielak (1973), Bielak (1974), Veletsos & Meek (1974), Wolf (1989), Stewart et al., (1999), Mylonakis & Gazetas (2000) señalan que la importancia de la interacción suelo-estructura para problemas estáticos y dinámicos está ampliamente establecida en la literatura,, llevando en promedio 50 años de desarrollo analíticos y computacionales. Según los autores citados se considera que la condición de empotramiento fijo (base fija) como un principio hipotético de diseño en las estructuras solo aplicaría para estructuras apoyadas sobre roca y suelo altamente rígido, dado que, en condiciones diferentes de suelos, los efectos de la interacción suelo-estructura puede ser significativos y no deben ignorarse.

Cabe mencionar, que según Bapir, Abrahamczyk, Wichtmann, y Prada (2023) en la actualidad el papel de los efectos de interacción suelo estructura en la respuesta sísmica de estructuras apoyadas sobre suelos medios y blandos sigue siendo un objeto de debate entre la comunidad científica y en las normativas de diseño. Por un lado, se tienen a las normas la interacción suelo-estructura como ASCE (2016); ATC (1978), EN 1998-5 (2004) entre otras normas que consideran tradicionalmente que la ISE es beneficiosa para la respuesta sísmica al otorgar amortiguamiento a la estructura. Mediante sus procedimientos de diseño con ISE disminuyen la demanda sísmica de la estructura, comparada con el sistema de base fija, en razón a una simplificación excesiva de la naturaleza de la demanda sísmica en base al principio de flexibilización de la estructura por la interacción suelo-estructura (ISE), es decir que el periodo natural de la edificación se incrementa y en consecuencia se incrementa el coeficiente de amortiguamiento del sistema, conllevando a una reducción de la demanda de cortante basal de la estructura en comparación con la estructura con base fija. Sin embargo, en estudios actualizados como el realizado por Kraus & Džakić (2013) y estudios post sismo (terremotos pasados) se concluye, que la suposición común de que la ISE alarga el período natural de la estructura y, por lo tanto, disminuye las fuerzas internas es inexacta y podría resultar errónea, especialmente en el caso de edificios rígidos de baja altura que descansan sobre suelos blandos, al contrario de lo que se señala se podría generar un incremento de la demanda sísmica y ductilidad.

1.7 Limitaciones de la investigación

En lo concerniente al aspecto teórico sobre la interacción suelo estructura estática y dinámica por el método directo, la bibliografía y literatura académica en la región es limitada, principalmente a nivel nacional, además de requerir software de análisis estructural por elementos finitos no lineal como Midas Gen y el software geotécnico GTS NX que superan ampliamente el monto de inversión prevista en la investigación, soporte tecnológico que permitan simular un modelo completo integrando la estructura y el suelo, además de requerir ensayos triaxiales para generar modelos constitutivos del suelo, que permitan calcular un módulo de reacción necesarios para verificar la interacción suelo estructura por este método. En ese aspecto la investigación se limitó a dar énfasis a los procedimientos y resultados desarrollados para el método inverso conocido como método de sub estructuración. Por ende, la investigación se enfoca al

cálculo de los coeficientes de rigidez y amortiguamiento de la interacción estática y dinámica, considerando la normativa de uso internacional como la Norma Rusa en el estándar SNIP 2.02.05-87, así como modelos teóricos estáticos como el Modelo de Winkler y Pasternak, el Modelo de Rigidez de Barkan & Savinov; el Modelo de Gazetas (1991) y Gazetas & Milonakys (2006) propuestas y publicadas por el Instituto Nacional de Estándar y Tecnologías de USA (NIST GCR 12-917-21, 2012), aplicadas en un suelo flexible categorizado como S3 según el estudio de Mecánica de Suelos. Los resultados obtenidos del análisis estructural de la edificación con platea de cimentación con los coeficientes de rigidez y amortiguamiento sirvieron para compararlos con los resultados del análisis de la estructura con los parámetros de la normativa peruana E.030 (2018).

En lo concerniente a los procedimientos de Interacción Suelo Estructura señalados en la Norma ASCE 2022 en el Capítulo XIV, así como ASCE (2016), estos se orientan a parametrizar los resultados de los modelos de Interacción Suelo Estructura para estandarizarlos con sus espectros de diseño. Es decir que orientan los procedimientos para evaluar la demanda sísmica considerando una disminución de las fuerzas sísmicas en el espectro como resultado de la interacción suelo estructura, al respecto Bapir, Abrahamczyk, Wichtmann & Prada (2023) señalan que existe cierto debate de la comunidad científica con las normativas de diseño señaladas, en vista que se asume directamente un beneficio del amortiguamiento en la demanda sísmica, lo que representa un incremento del período natural modificado y las fuerzas cortantes basales de la estructura. Los autores citados señalan que, como consecuencia, de la simplificación a la disminución de la demanda sísmica de la estructura, siempre se calcula menor en comparación con el sistema de base fija, sin embargo, en los estudios compilados por los autores evidencian que los resultados pueden discrepar. Por tanto, se considera una limitación de la investigación el uso de estas normativas, considerando que a futuro podrían realizarse en investigaciones con el objetivo expreso de comparar el uso de coeficientes de rigidez y amortiguamiento de los modelos de ISE, con el procedimiento de disminución de la demanda sísmica en el espectro definidas en estas normas.

1.8 Delimitación de la investigación

El estudio se delimita en el aspecto espacial al modelo estructural seleccionado que es una edificación de mediana altura (un nivel con semi sótano, cinco niveles convencionales de planta típica y un nivel definido como azotea) que fue diseñado con el sistema estructural de muros resistentes a corte sísmico. El modelo estructural se analizó en una zona de mediana sismicidad; establecida para el distrito de Jaén en Z2 (Provincia de Jaén y Departamento de Cajamarca), con un suelo clasificado en el estudio geotécnico como una zona de depósitos fluvioaluviales, con predominios de areniscas, limolitas y limoarcillitas en los afloramientos morfológicos como colinas y valles, mientras que en quebradas y valles fluviales se presentan niveles bien estratificados de cantos y gránulos hasta arenas de grano grueso (EMS, 2024). Los estratos sobrepasan los 40 metros de grosor y presentan acumulaciones de gravas y arenas de orígenes volcánicos y sedimentarios, lo cual clasifica al suelo en la norma E.030 como suelo blando S3.

En el aspecto temporal el estudio se delimita al periodo 2023 y 2024, con la vigencia de las respectivas normas publicadas a la fecha para un análisis convencional y de diseño como la norma E.020, E.030, E.050, E.060 donde se definen los parámetros, coeficientes de usos, cargas, sistemas estructurales, suelos, derivas permisibles y métodos de análisis estructural, y criterios a los cuales se rige la investigación. Para el análisis con modelos ISE, se considera los avances desarrollados a la fecha, y publicaciones de las funciones de impedance propuestas por los respectivos autores.

Teóricamente, el estudio se delimitó a los modelos de interacción suelo estructura estáticos y dinámicos establecidas en las normas norteamericanas, rusas y modelos geotécnicos, considerando coeficientes adimensionales, parámetros, propiedades de clasificación de los suelos, reconocidos en la literatura y validados de manera experimental, lo cual permite una mayor aproximación y certeza en los resultados del modelo ISE en la estructura. Buscando de esta manera que estudios posteriores puedan verificar la validez de la investigación con el uso de valores estandarizados en las normativas y bibliografías usadas.

Capítulo II

Marco teórico

2.1 Antecedentes de la investigación

2.1.1 Antecedentes internacionales

Requena, Bento, Durand & Morales (2022) en el artículo de investigación “*Analysis of the soil structure-interaction effects on the seismic vulnerability of mid-rise RC buildings in Lisbon*” determinan que al ignorar la Interacción Suelo – Estructura (SSI) en los análisis de riesgo sísmico, se llega a subestimar el peligro sísmico en las estructuras, señalando que al asumir la “base fija” o “rígida” o empotrada se sitúa el diseño del lado de la inseguridad. Para corroborar sus aseveraciones, se evaluó un edificio residencial de hormigón armado de mediana altura en Lisboa, mediante modelos de interacción suelo estructura, en la investigación se llegó a evidenciar que la flexibilidad del suelo incrementa los periodos de vibración y reduce la capacidad portante máxima de la estructura hasta en un 15%. En el estudio se determinó además que el comportamiento estructural en el terreno blando amplifica significativamente las deformaciones internas y el daño estructural ante un terremoto, lo que convierte a la inclusión de la Interacción Suelo Estructura en una herramienta metodológica, crítica y obligatoria para obtener estimaciones de vulnerabilidad urbana verdaderamente precisas y realistas.

López & Días (2022) en el artículo de investigación *Dynamic Soil–Structure Interaction Effects in Buildings Founded on Vertical Reinforcement Elements* determinan que las condiciones de la interacción suelo estructura de los soportes de la cimentación alteran drásticamente la respuesta sísmica de un edificio, mediante el estudio evidencian que los sistemas de refuerzo vertical del terreno, tales como los pilotes convencionales y las inclusiones rígidas, modifican significativamente los desplazamientos y los esfuerzos internos de la superestructura en comparación con los análisis tradicionales de base fija. En la investigación se llegó a determinar que al

evaluar mediante un modelado numérico dinámico el impacto de la Interacción Suelo-Estructura (SSI) por la flexibilidad del suelo blando, se incrementan los periodos de vibración y que la magnitud del sismo conjuntamente con el tipo de suelo altera las respuestas de los sistemas entre un 15% y un 20%. En la investigación se concluye que mientras las fuerzas cinemáticas del sismo inducen las mayores tensiones en las secciones más profundas de los pilotes, la inclusión de estos elementos reduce a la mitad la aceleración en el piso superior en comparación con cimentaciones superficiales expuestas a un severo balanceo (rocking), consolidando la necesidad de integrar la interacción suelo estructura con un análisis no lineal en el diseño sísmico para evitar distribuciones de corte erróneas y garantizar la resiliencia del modelo estructural.

Kassas, Adamidis & Anastasopoulos (2022) en el artículo de investigación *“Structure–soil–structure interaction (SSSI) of adjacent buildings with shallow foundations on liquefiable soil”* llegan a establecer que la Interacción Estructura-Suelo-Estructura (ISE) altera de forma crítica y divergente la vulnerabilidad sísmica de edificios adyacentes fundados sobre arenas licuables, evidenciando que la presencia de una estructura vecina tiene un efecto benéfico en la reducción de los asentamientos verticales debido al confinamiento del suelo, pero un impacto sumamente perjudicial en el balanceo y la rotación angular global. Al validar un riguroso modelo numérico hidromecánico acoplado (usando la ley constitutiva PM4Sand) frente a rigurosas pruebas de centrífuga, los autores concluyen que la severidad de este fenómeno está condicionada por la distancia de separación entre las estructuras y el espesor de la capa licuable; específicamente, cuando dicha capa es delgada, los edificios tienden a rotar en direcciones opuestas alejándose entre sí debido a la superposición y disipación asimétrica de las presiones de poros en el espacio intermedio. Mediante los resultados los investigadores llegaron a concluir que, en los métodos de análisis tradicionales, debería ser de consideración obligatoria la interacción suelo estructura en la ingeniería geotécnica y sísmica, para prevenir fallas por inclinación excesiva en entornos urbanos densos.

Fernández & Cobelo (2022), en el artículo de investigación titulada “Influencia de la interacción suelo-estructura en edificación de baja altura”, plantearon como objetivo analizar la influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta estructural de una edificación pequeña y comparar los resultados obtenidos respecto al modelo convencional con apoyos empotrados. La investigación se desarrolló mediante

modelación numérica continua, incorporando un elemento de interfase entre la losa de cimentación y el suelo para simular el contacto suelo-cimentación. Como caso de estudio se consideró una edificación de dos niveles con un área aproximada de 195 m², conformada por muros de carga, columnas, losas de concreto armado, cimentada sobre un suelo con estrato altamente deformable. Los resultados evidenciaron que la interacción suelo-estructura genera una redistribución significativa de las fuerzas internas en los elementos estructurales, incrementando sus valores en algunos casos y reduciéndolos en otro aspecto al modelo con apoyos empotrados. Asimismo, se verificó que la incorporación de pilotes permitió reducir los asentamientos máximos de la cimentación de 16.91mm a 10.25mm, representando una disminución aproximada de 40%. Finalmente, los autores concluyeron que la interacción suelo-estructura influye significativamente en la respuesta estructural de edificaciones apoyadas sobre suelos deformables, por lo que llegan a concluir que la interacción suelo estructura es necesaria en los modelos estructurales para evitar errores en el diseño y obtener una representación más realista del comportamiento de la estructura.

Fernández, Fernández & Cobelo (2023) en el artículo de investigación “Influencia de la interacción suelo-estructura estática en edificios de 100 metros de altura” se plantearon como objetivo analizar el efecto de la interacción suelo-estructura en la respuesta estructural de una edificación de 100m de altura y comparar los resultados obtenido con aquellos derivados de un modelo convencional con apoyos empotrados. La investigación se desarrolló mediante métodos numéricos continuos aplicados a estratos de suelos compresibles homogéneos, incorporando elementos de interfase entre el suelo y la cimentación para representar la interacción suelo-estructura. Se evaluaron las variaciones en las frecuencias de oscilación, los desplazamientos horizontales y las fuerzas internas de los elementos estructurales. Los resultados demostraron que la interacción suelo-estructura (ISE) genera un incremento considerable de los desplazamientos laterales, una disminución de la frecuencia de oscilación en todos los modos analizados y variaciones significativas en las fuerzas internas de la estructura respecto al modelo con apoyos empotrados. Finalmente, los autores concluyeron que la interacción suelo-estructura influye de manera importante en el comportamiento estructural de edificaciones construidas sobre suelos blandos, por lo que su consideración en el análisis y diseño estructural resulta necesaria para obtener diseños más precisos y seguros.

Zeolla, Sica, & De Silva (2022) en el artículo de investigación denominada “*Dynamic impedance functions for neighbouring shallow footings. In Geotechnical Engineering for the Preservation of Monuments and Historic Sites III*”, desarrollan una investigación sobre la interacción estructura– suelo-estructura o interacción cruzadas en centros urbanos densos donde las edificaciones están muy próxima. Utilizando el enfoque de subestructura (resorte y amortiguadores dinámicos), los autores concluyen que la proximidad de un edificio vecino altera drásticamente la matriz de impedancia de la cimentación analizada. Específicamente, las funciones de impedancia horizontal y de balanceo (rocking) se ven modificadas por las ondas emitidas por la estructura adyacente, lo que significa que diseñar un edificio de forma aislada empleando funciones de impedancia tradicionales puede subestimar las derivas y tensiones dinámicas reales en las fundaciones perimetrales.

Bapir, B. Abrahamczyk, L. Wichtmann, T. & Prada, L. (2023) en el artículo de investigación denominada “*Soil-structure interaction: A state-of-the-art review of modeling techniques and studies on seismic response of building structures. Frontiers in Built Environment*” a través de una revisión exhaustiva de la literatura reciente y de códigos globales como el ASCE 7, determinan que, para edificaciones desplantadas en suelos de rigidez media a blanda, ignorar la interacción dinámica y considerar la base como empotrada de forma rígida conduce a diseños poco realistas y potencialmente inseguros. Al analizar el método de sub estructuración mediante funciones de impedancia, determinan que este enfoque analítico/numérico es altamente eficiente para modelar la radiación de energía (amortiguamiento geométrico). La conclusión principal subraya que las funciones de impedancia deben actualizarse según las amplitudes de deformación del suelo para capturar el comportamiento no lineal durante terremotos severos, afectando directamente la demanda sísmica en edificios de gran altura.

Boskovic, Stamenic, & Nefovska-Danilović (2024) en la investigación denominada “*Soil-structure interaction effect on seismic response of mid-rise RC buildings. University of Belgrade*”, evalúan el impacto de la Interacción Dinámica Suelo – Estructura (DSSI) utilizando el método de la subestructura, donde las funciones de impedancia (que representan la rigidez dinámica y el amortiguamiento del suelo) se introducen como resortes y amortiguadores acoplados. Los autores concluyen que, si bien la práctica tradicional asume que la Interacción Suelo Estructura siempre es beneficiosa porque flexibiliza el sistema y alarga el periodo fundamental de la

estructura (reduciendo las fuerzas sísmicas de diseño), esta suposición puede ser peligrosa. En suelos blandos, la interacción inercial y los efectos de balanceo (rocking) incrementa significativamente los desplazamientos laterales y las derivas de piso, lo que puede comprometer la seguridad estructural si no se modela adecuadamente mediante funciones de impedancia dependientes de la frecuencia.

Tekin (2024) en el artículo de investigación “*The dynamic soil–foundation–structure interaction problem in the time domain using a discrete element model*” se propone como objetivo evaluar el problema de la interacción dinámica suelo-cimentación-estructura y los movimientos de traslación horizontal y balanceo (rocking), evaluados en el dominio del tiempo mediante un modelo de Elementos Discretos (DEM), determinando mediante los resultados que el modelo propuesto supera con éxito la limitación de las funciones de impedancia tradicionales dependientes de la frecuencia, permitiendo simular de forma precisa la respuesta sísmica no lineal paso a paso en el dominio del tiempo; asimismo, se evidencia que el acoplamiento entre el desplazamiento horizontal y el balanceo altera significativamente la rigidez dinámica global, por lo que ignorarlo conduce a estimaciones erróneas de las frecuencias naturales de la edificación. El autor llega a concluir que a medida que disminuye la rigidez del suelo, se incrementa el amortiguamiento por radiación debido a la disipación de energía, lo que reduce las fuerzas inerciales en la superestructura, sin embargo, esto puede generar mayores deformaciones y giros en la base que deben ser considerados rigurosamente en el diseño estructural.

2.1.2 Antecedentes nacionales

Olivera & Villareal (2023) en su investigación titulada “*Interacción Suelo-Estructura para edificaciones con platea de cimentación por los modelos estático y dinámico*”, analizaron la influencia de las condiciones dinámicas del suelo y la flexibilidad de la cimentación en la respuesta estructural de edificaciones sometidas a acciones sísmicas. La investigación se desarrolló mediante el modelamiento de una estructura de uso común utilizando diversos modelos de interacción suelo-estructura, entre ellos los propuestos por Winkler, Pasternak, Barkan & Savinov, Norma Rusa, Gazetas & Mylonakis y Pais & Kausel. Asimismo, se consideró un suelo clasificado como

flexible S3 y una zona de peligro sísmico $Z=4$ correspondiente al distrito y provincia de Tumbes. Los resultados obtenidos demostraron que los esfuerzos, las deformaciones y la frecuencia de vibración de la estructura se incrementaron en comparación con el modelo convencional que considera una base completamente rígida. En el artículo, los autores concluyen que las condiciones dinámicas del suelo y la interacción suelo-estructura influyen significativamente en el comportamiento sísmico de las edificaciones, por lo que su consideración permite obtener análisis más realista para el diseño estructural.

Quispe, Carcausto & Villarreal (2024) en el artículo de investigación: *“Análisis y diseño sísmico de una edificación multifamiliar de diez niveles y dos sótanos aplicando la interacción suelo-estructura con un sistema dual y platea de cimentación”* evalúan la influencia de la interacción suelo estructura en una edificación, considerando inicialmente la estructura con un empotramiento de base fija. Para lograr el objetivo de la investigación consideraron una estructura de concreto armado con un sistema dual, de altura media de 10 niveles y dos sótanos, la estructura considera como cimentación una platea de cimentación. El edificio a modelar se ubicó en el distrito de Yura, ciudad de Arequipa. En la investigación los autores señalan que, en suelo de alta rigidez como roca, la hipótesis de empotramiento con base fija, puede resultar particularmente adecuada siempre, sin embargo, en otros tipos de suelos que no presentan el mismo nivel de rigidez sería inadecuada. En ese aspecto, en la investigación se evaluó la influencia de los modelos de interacción suelo – estructura, y compararon los resultados con los resultados de un análisis convencional. Dentro de los modelos de interacción suelo estructura utilizaron los modelos dinámicos de D.D. Barkan – O.A. Savinov, el modelo ISE de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, el modelo de ISE de A.E. Sargsian y N.G. Shariya. En la investigación concluyeron que el periodo de vibración de la estructura se incrementa en los modelos con interacción suelo estructura, sin embargo, la variación es mínima, asimismo se evidencia incremento de los desplazamientos en las direcciones X e Y, lo cual genera una mayor distorsión (deriva), respecto a los esfuerzos cortantes en la base se observó una variación significativa en las fuerzas internas de los elementos estructurales al compararlos con las fuerzas cortantes de la estructura con empotrado fijo.

Falcon (2024) en su artículo de investigación titulada en *“Evaluación de la Respuesta Sísmica de un Edificio Aporticado Considerando Interacción Suelo Estructura”*, presento como objetivo evaluar la respuesta sísmica de una edificación aporticada

considerando los efectos de interacción suelo-estructura y determinar su influencia respecto al modelo convencional de base rígida. La muestra estuvo conformada por una edificación de cinco niveles con sistema de pórticos de concreto armado y cimentación compuesta de zapatas combinadas asentadas sobre un suelo de tipo S2. Los resultados evidenciaron un incremento de las distorsiones de entrepiso de 11.56% en la dirección X y de hasta 22.88% en la dirección Y al considerar la interacción suelo – estructura. Asimismo, en el comportamiento de la cimentación se evidenció una disminución de los asentamientos de hasta 92.65% en la zapata (Z-6), mientras que las presiones de contacto experimentaron incrementos de hasta 71.73% en la misma zapata y reducciones de hasta 20.08% en la zapata (Z-2). Finalmente, concluyo que la aplicación del modelo de interacción suelo-estructura propuesto por la norma rusa SNIP 2.02.05-87 influye significativamente en la respuesta sísmica de la edificación respecto al modelo con base empotrada, generando variaciones importantes tanto en el comportamiento estructural como en el desempeño de la cimentación.

Cueva, Tenorio, Quiñones, Vilcarromero, Piedra, Cayatopa & González (2026) en el artículo de investigación: “Metodologías para interacción suelo -estructura en edificaciones: Una revisión sistemática” mediante un análisis y revisión sistemática de la literatura científica de las bases de datos de publicaciones científicas desde el 2000 al 2024, y aplicando criterios de inclusión y exclusión, analizaron los resultados de 40 estudios de interacción suelo estructura, evidenciando que los resultados muestran que el 55 % de los trabajos emplea métodos numéricos basados en elementos finitos, el 25 % modelos utiliza procedimientos analíticos simplificados y un 20 % enfoques híbridos o experimentales. En la investigación de la literatura científica llegaron a determinar que la interacción suelo estructura presente diversos resultados, en el periodo estructural se llegó a evidenciar que los resultados fueron variables, señalando que puede incrementar del 10 % hasta un 40 %. En el caso de los desplazamientos laterales hasta en 60 %, además de modificar la distribución de fuerzas internas. En la investigación, los autores llegaron a concluir que la consideración de la Interacción Suelo Estructura es sumamente importante en edificaciones sobre suelos blandos y en análisis sísmico no lineal, recomendándose el uso de modelos numéricos de interacción suelo estructura para estudios de desempeño estructural más completos y avanzados, y para la evaluación de la seguridad sísmica.

2.2 Marco Conceptual

2.2.1 Interacción Estática y Dinámica Suelo Estructura

La Interacción entre el suelo de cimentación y la estructura, se define como una serie de modificaciones en el comportamiento del suelo, la cimentación y la estructura (Maharjan y Bahadur, 2021), que generalmente se deben a dos factores: la flexibilidad del terreno en el que se asienta la estructura y las alteraciones en los movimientos del suelo inducidas por la existencia de la estructura misma. Fernández, et al. (2022) al respecto señala que, si el suelo de soporte es deformable, la cimentación puede entonces trasladarse y rotar. Por tanto, las características del suelo respecto a su rigidez y capacidad de amortiguamiento pueden representarse como resortes y amortiguadores traslacionales y rotacionales. Por tanto, al hablar de En términos generales, este fenómeno se evidencia en forma de un incremento en el período fundamental de vibración de la estructura, un incremento en las fuerzas de torsión en la cimentación y una reducción en el máximo cortante basal como consecuencia de los procesos de difracción y refracción de las ondas sísmicas en la cimentación, como se señala en el estudio de Anelli et al. (2020).

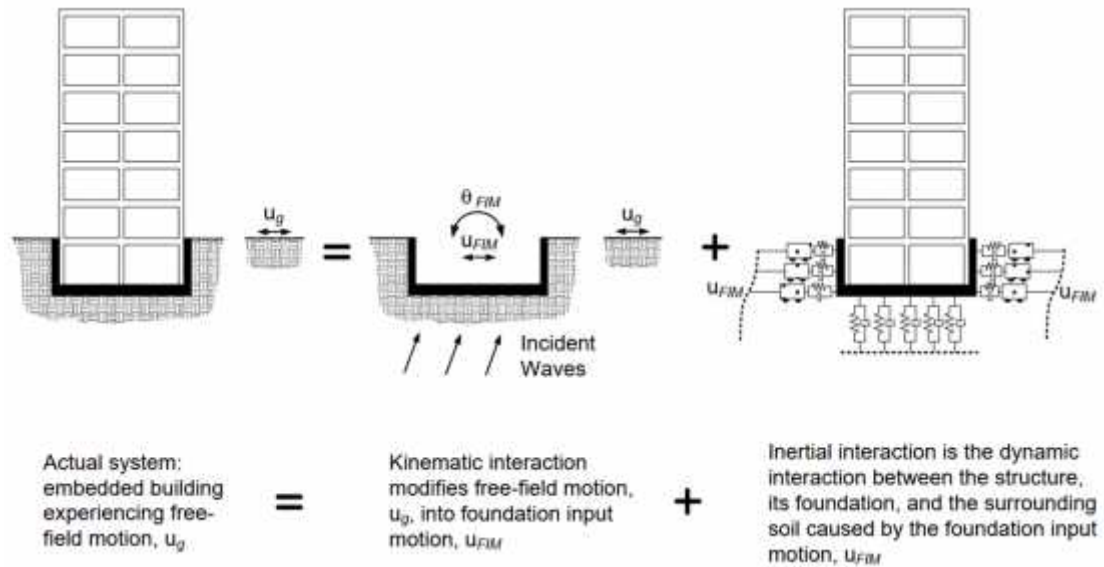
En la Figura 1 se puede observar como mediante un modelo de interacción dinámica de suelo estructura, se modifica la condición inicial de empotramiento fijo de una cimentación, a un empotramiento con resortes que simulan la rigidez y amortiguamiento en todas las direcciones de contacto de la cimentación con el suelo, aspecto que genera una interacción inercial con la estructura. Según el FEMA (2020) este método de idealización de la interacción suelo estructura se denomina enfoque de subestructura, donde las propiedades de rigidez y amortiguamiento del suelo se representan con resortes. Estos resortes pueden ser incorporados verticalmente para capturar las rotaciones de la cimentación como consecuencia de la rigidez variable en la base, según el FEMA (2020) estos desplazamientos rotacionales son el principal factor que contribuye a los efectos de la interacción suelo-estructura (ISE) según la norma mencionada.

Generalmente, en los análisis convencionales de interacción estática la cimentación se considera fija frente a las traslaciones horizontales, sin embargo, se pueden usar resortes en todas las direcciones para capturar los desplazamientos horizontales con

respecto al suelo de cimentación, con la posibilidad de incluir valores de amortiguamiento estimados para el modelo. Morales y Espinoza (2020) señalan que en el método de subestructura se pueden usar como resortes las funciones de impedancia como los desarrollados por Pais y Kausel.

Figura 1

Respuesta estructural convencional y respuesta con ISE



Nota: Interacción inercial (FEMA P-2091, 2020)

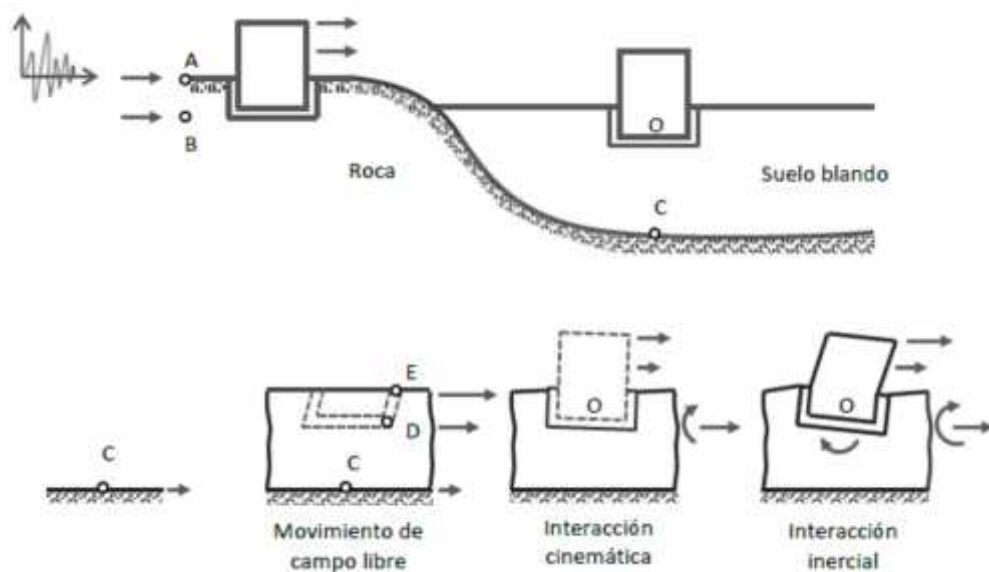
Barzgar, Tehranizadeh y Taslimi (2023) señalan que, en suelos con baja rigidez, la interacción entre los procesos cinemáticos e inerciales tiene un impacto significativo. Esto puede resultar en alteraciones notables tanto en las propiedades mecánicas del suelo como en la respuesta sísmica esperada de una estructura específica. Estas alteraciones son sustanciales en comparación con el comportamiento que dicha estructura mostraría si estuviera ubicada sobre una base rígida. Esto se debe a que, en suelos de baja rigidez, la capacidad del terreno en las capas superficiales para deformarse directamente contribuye de manera significativa al incremento de la flexibilidad y a la variación del amortiguamiento del sistema conjunto suelo-estructura.

Cai, Yu, Zhong, Chen y Liu (2023) señalan que dependiendo de la naturaleza del suelo la interacción suelo-estructura puede ser crítica para suelos blandos, lo que tiene implicaciones importantes para el diseño y la seguridad de las estructuras en áreas

propensas a sismos. Es necesario reconocer que el comportamiento de las estructuras pueden ser variables con la Interacción Suelo Estructura dependiendo del tipo de suelo presente. En suelos rocosos, la interacción suele tener un impacto mucho menor en comparación con suelos menos rígidos. Esta comprensión es crucial en el análisis sísmico considerando diferentes condiciones geotécnicas, lo que puede llevar a decisiones más precisas y seguras en la ingeniería estructural.

Figura 2

Respuesta estructural en suelos rígidos y blandos



Nota: Wolf (1985), los puntos A, B, C, D y E representan los puntos de control en el registro del movimiento sísmico.

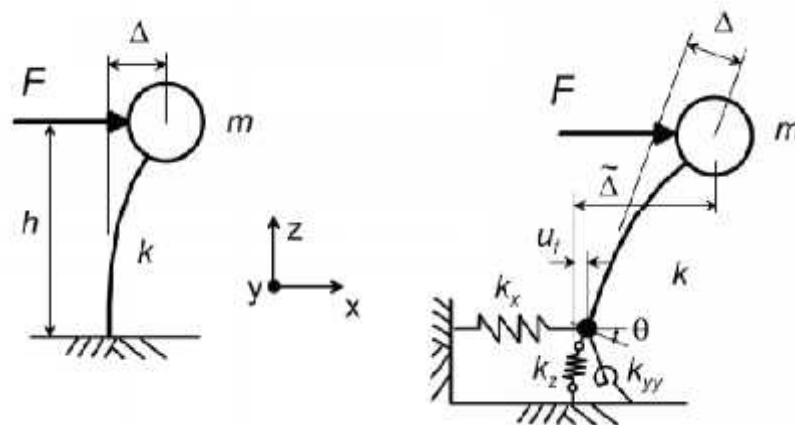
Desde los estudios realizados por Winkler (1867) se advertía de una interacción dinámica entre la estructura y el suelo que lo circunda, la rigidez y el amortiguamiento proporcionado por el suelo y la propagación de ondas en el espacio semi elástico (Santana, 2010). La teoría propuesta para la interacción suelo estructura por Winkler E. se basaba en un modelo de resortes para el suelo que soportaban una viga flexible (Asadi y Attarnejad, 2020), con el objetivo de calcular un valor resultante entre la presión de contacto y el desplazamiento logrado, lo que daría lugar a un coeficiente de rigidez conocido como el Módulo de Balasto, teoría que fue apoyada por autores como Filonenko-Borodich (1940), Pasternak (1954), Kerr (1964) entre otros. Desde ese punto inicial se dio lugar a considerar las propiedades físicas del suelo para determinar

un conjunto de respuestas dinámicas que se presentan en el espacio semi elástico existente entre el suelo que sirve como soporte y la cimentación de la estructura.

Al considerar que el suelo de cimentación genera respuestas dinámicas, se empezó a suponer que la estructura considerada con base rígida o fija es en sí un sistema con una base flexible por la deformabilidad del sistema de cimentación y el suelo, es decir existen efectos inelásticos en la respuesta de la estructura (Mahsuli y Ali, 2009). En la siguiente figura se muestra el análisis de una estructura con un grado de libertad y empotramiento perfecto (base fija) y el mismo sistema con una base flexible ambos sometidos a fuerzas inerciales.

Figura 3

Modelo con base empotrada y con ISE



Nota: La gráfica muestra un análisis comparativo de una estructura con un grado de libertad con base fija, y con una base con los coeficientes de ISE, en Buitrago (2017, p.17)

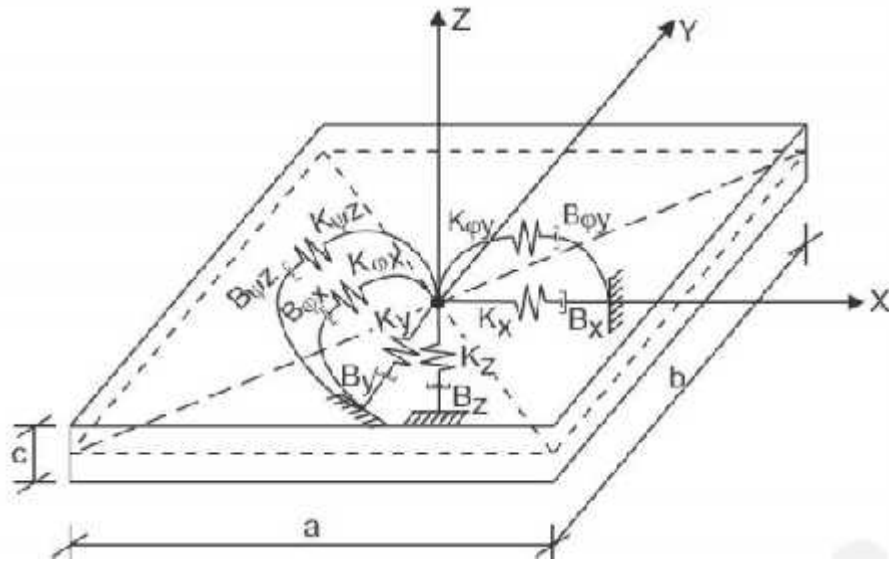
En la imagen con base fija, como consecuencia de la fuerza inercial aplicada se observa una deflexión lateral Δ que se genera por el desplazamiento traslacional que se genera en base a la rigidez k de la estructura, en esta situación la deflexión de la estructura idealizada solo estaría afectada por la fuerza inercial. Sin embargo, en la estructura con base flexible se genera una deflexión lateral Δ el cual depende del desplazamiento traslacional y de la rotación del sistema de cimentación.

En el modelo con base flexible se aprecia la incorporación de las constantes elásticas de rigidez vertical del suelo k_z , la rigidez horizontal k_y y la rigidez rotacional k_y que se consideran la flexibilidad del sistema suelo-cimentación.

Villareal (2017) señala que uno de los problemas principales de considerar las propiedades elásticas del suelo en una estructura con base fija es la determinación de los coeficientes de rigidez. Por ello propone un modelo esquemático y analítico de interacción suelo estructura considerando la los coeficientes elásticos del suelo que interactúan con la cimentación y la estructura.

Figura 4

Modelo esquemático de Interacción entre estructura y suelo



Nota: en Villareal (2017)

En el esquema se aprecia los coeficientes elásticos de rigidez k_z, k_x, k_y que según Villareal (2017) se denominan coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme:

K_z, K_x, K_y = Coeficiente de rigidez de desplazamiento elástico uniforme (tonf/m).

En el modelo propuesto además se aprecian los coeficientes de rigidez de compresión elástico no uniforme:

K_ψ, K_ϕ, K_θ = Coeficientes de rigidez de compresión elástico no uniforme (tonf/m)

En el modelo, también se añade además de los coeficientes elásticos de rigidez, los coeficientes de amortiguamiento para los tres modos de vibración horizontales y verticales B_x, B_y, B_z y los tres componentes rotacionales B_ϕ, B_θ, B_ψ .

Dado que la interacción entre el suelo y la estructura, se genera por las cargas axiales que se trasladan al suelo mediante la base, la losa de cimentación o zapata que pertenece a la base se considera como un elemento altamente rígido con cero

deformaciones, por lo cual se puede considerar como una estructura con un módulo de elasticidad alto, estableciendo algunas propiedades a priori:

$$E_p = 9 * 10^8 \text{ tonf/m}^2 \text{ (Módulo de elasticidad del material)}$$

$$\mu_p = 0.05 \text{ (Coeficiente de Poisson)}$$

El cálculo de las masas traslacionales (Villareal, 2017) se realiza en el centroide de los ejes horizontales y verticales X, Y, Z de la losa de cimentación. Respecto a las masas rotacionales X', Y', Z' , estas se calculan considerando los ejes de contacto entre el suelo y la losa mediante:

$$M_t = M_x = M_y = M_z = \frac{P_p}{g} = \frac{\gamma * a * b * c}{g}$$

$$M_{\varphi x'} = M_t * d^2 + I_m = M_t * \left(\frac{c}{2}\right)^2 + \frac{M_t * b^2}{12}$$

$$M_{\varphi y'} = M_t * d^2 + I_m = M_t * \left(\frac{c}{2}\right)^2 + \frac{M_t * a^2}{12}$$

$$M_{\varphi z'} = I_m = \frac{M_t * (a^2 + b^2)}{12}$$

En las ecuaciones anteriores se considera, que:

$$P_p = \text{Peso de losa de la cimentación en tonf}$$

$$\gamma = \text{Peso específico del material de la losa (2.4 tonf/m}^3 \text{)} \quad c = \text{Espesor de la losa (m)}$$

d = Distancia del centro de gravedad de la masa de la losa de cimentación, hasta la superficie de contacto con el suelo.

I_m, I_m, I_m = Momentos de inercia de masas respecto a los ejes X,Y y Z.

Modelos estáticos de interacción Suelo Estructura

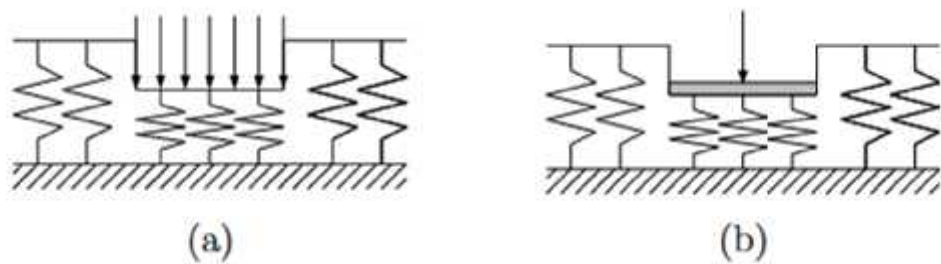
Los modelos estáticos surgieron con las investigaciones de Winkler (1876) en el cual se consideraba que el suelo debería considerar un coeficiente de rigidez en base a la deformación que se presentaba frente a una carga colocada por encima. Winkler (1876) propone que estos desplazamientos v son proporcionales a las cargas de presión φ . Por ende, se puede generar una relación entre la deformación, la carga y la rigidez (K) del suelo que se demostró mediante la siguiente ecuación:

$$\varphi(x) = K \cdot v(x)$$

Con esta ecuación se dio lugar al modelo de Winkler en el cual se apreciaban las deformaciones constantes del suelo frente a distribuciones de carga, que se idealizaron como una viga flexible o rígida en contacto con el suelo como se aprecia en la siguiente figura.

Figura 5

Modelo de Winkler



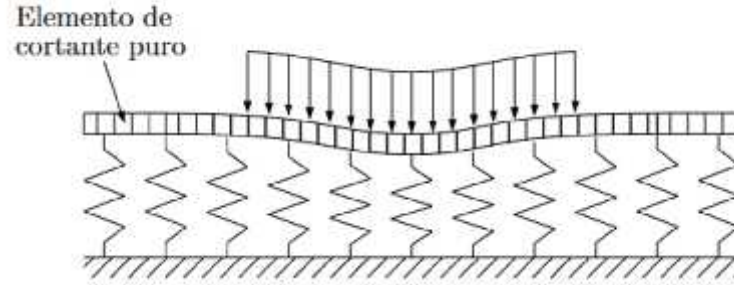
Nota: En la imagen (a) se considera una viga flexible con carga uniforme. Mientras en la viga (b) se aprecia una viga rígida con una carga concentrada. (Santana; 2010)

Una evolución de este modelo dio lugar al modelo de Pasternak que considera la viga como un elemento discreto, es decir está conformado por varios elementos que dependerán de la discretización, cada elemento puro genera tensiones tangenciales, lo que da lugar a una interacción entre resortes adyacentes. Cada elemento conformante de la placa sometida a las cargas de presión presenta además un coeficiente de rigidez transversal que se definió como μ .

En la figura 6, se aprecia cómo se discretizo la viga para un análisis más estricto del fenómeno ISE.

Figura 6

Modelo de Pasternak



Nota: En la imagen se aprecia una placa con una sección sometida a cortante puro. (Santana; 2010)

El modelo de Pasternak se explica mediante la ecuación de equilibrio que se aprecia a continuación:

$$\varphi(x) = K \cdot v(x) - \mu \cdot \frac{d^2 v(x)}{dx^2}$$

Las tensiones tangenciales generadas a lo largo de la sección del elemento puro, se determinaron mediante:

$$\tau_z = \mu \cdot \frac{dv(x)}{dx}$$

Ambos modelos sirvieron para evidenciar este fenómeno entre el suelo y la estructura, mediante el cual se señala que las propiedades del suelo y la sección geométrica de la estructura podrían presentar efectos conjuntos, tanto en el suelo como en la estructura. En el modelo de Winkler para determinar las propiedades del modelo estático, se toma en cuenta el coeficiente vertical de balasto C_1 bajo compresión. La ecuación resultante hace uso del módulo de elasticidad del suelo, el coeficiente de Poisson del suelo y el espesor del estrato (altura), lo que determina el balasto C_1 a través de la siguiente expresión:

$$C_1 = \frac{E_1}{h_1(1 - 2\mu_1^2)}$$

Dónde:

E_1 = Módulo de elasticidad

h_1 = espesor del estrato

μ_1 = Coeficiente de Poisson del suelo

Las propiedades del modelo estático de Pasternak, se determinan usando el mismo coeficiente vertical de balasto C_1 vertical para suelos con un solo estrato. Sin embargo, Pasternak añade el coeficiente horizontal C_2 que surge del análisis en cada elemento discretizado, por ende, el coeficiente de balasto C_2 se obtiene a través de la siguiente ecuación (Villareal, 2017):

$$C_2 = \frac{E_1 * h_1}{6(1 - \mu_1)}$$

Dónde:

E_1 = Módulo de elasticidad

h_1 = Espesor del estrato

μ_1 = Coeficiente de Poisson del suelo

Modelos dinámicos de Barkan y Savinov

Los modelos dinámicos de interacción suelo estructura surgen como el resultado de una investigación experimental de mayor profundidad en la interacción del suelo y la estructura, logrando establecer que además de la rigidez se debe considerar el amortiguamiento del suelo. Nguyen y Ngo (2025) citando a Harden, Hutchinson y Moore (2006) señalan que la no linealidad provocada por el levantamiento de cimentaciones superficiales y la plastificación del suelo subyacente, son fenómenos que pueden derivar en daños estructurales graves. Además de considerar la radiación que se genera en el espacio semi elástico de contacto entre el suelo y la cimentación. El modelo dinámico de Barkan y Savinov fue desarrollado por los científicos rusos D.D, Barkan y O.A. Savinov proponen la interacción mediante el uso de los siguientes coeficientes de rigidez: K_z , K_x , K_ψ y K_ϕ (kN/m – ton/m).

Estos coeficientes los determinaron mediante estudios experimentales, y permiten determinar la rigidez en las cimentaciones. El modelo de Interacción suelo-estructura desarrollado por Barkan y Savinov contempla cinco coeficientes de rigidez y limita la rotación en el eje Z. Los coeficientes propuestos por los investigadores son los siguientes:

Estos coeficientes de rigidez, se pueden calcular a través de las siguientes ecuaciones y el área de la platea de cimentación “A”.

$$K_z = C_z * A$$

$$K_x = K_y = C_{x,y} * A$$

$$K_\varphi = C_\varphi * I_\varphi$$

$$K_\psi = C_\psi * I_\psi$$

Donde:

C_z = Coeficiente de compresion elastica uniforme en k / m^3

$C_x = C_y$ = Coeficientes de desplazamiento elástico uniforme en m^3

C_φ = Coeficientes de compresion elástico no uniforme en k / m^3

C_ψ = Coeficientes de desplazamiento elástico no uniforme en k / m^3

$C_x = C_y$ = Coeficientes de desplazamiento elástico uniforme en m^3

I_φ = momento de inercia en m^4 del area de la platea de cimentación, teniendo como referencia el eje horizontal en el centro de gravedad

I_ψ = momento polar de inercia en m^4

El momento polar de inercia corresponde al área de la cimentación, teniendo como referencia el eje vertical en el centro de gravedad. Para calcular las rigideces del modelo dinámico desarrollado por los científicos rusos D.D, Barkan – O.A. Savinov, se necesita determinar los coeficientes que proponen la interacción mediante los siguientes coeficientes de rigidez: C_z , C_x , C_ψ considerando la presión estática del suelo “ ρ ” para la losa de cimentación. Villareal (2009) establece que estos coeficientes se pueden determinar mediante las ecuaciones corregidas de O. A. Shejter en base a las ecuaciones de M.M. Filenenko-Borodich. Mediante la determinación que C_z , C_x , C_ψ están relacionadas con la fuerza estática transmitida al suelo.

$$C_z = C_u \left[1 + \frac{2(a + b)}{\Delta \cdot A} \right] * \sqrt{\frac{\rho}{\rho_u}}$$

$$C_x = C_y = D_u \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] * \sqrt{\frac{\rho}{\rho_u}}$$

$$C_{\varphi x} = C_u \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta \cdot A} \right] * \sqrt{\frac{\rho}{\rho_u}}$$

$$C_{\psi y} = C_u \left[1 + \frac{2(3a+b)}{\Delta \cdot A} \right] * \sqrt{\frac{\rho}{\rho_u}}$$

Donde:

C_u : coeficiente obtenido mediante ensayos de tipo experimental o en tabla 1.

a,b: longitud de los lados de la cimentación en la dirección X e Y.

Δ : coeficiente empírico, asumido y utilizado en cálculos prácticos igual a $\Delta = 1m^{-1}$

A: área de la losa en el cimiento.

ρ : presión estática sobre el suelo, se obtiene mediante:

$$\rho = \frac{P_e + P_p}{A_p}$$

Siendo:

P_e : peso de la estructura

P_p : peso de la losa de cimentación

A_p : área de la losa de cimentación

El coeficiente D_u se determina mediante:

$$D_u = \frac{1 - \mu}{1 - 0.5 * \mu} * C_u$$

Dónde:

μ : coeficiente de Poisson de suelo.

Villareal (2017) en el caso de los coeficientes de capacidad de carga del suelo propone, los siguientes valores de acuerdo a la clasificación del estrato y el suelo, como se aprecia en la figura 7.

Figura 7

Valores del Coeficiente Co

Tipo de perfil	Característica de la base de fundación	Suelo	$C_k (kg/cm^2)$
S1	Rocas o suelos muy rígidos	Arcilla y arena arcillosa dura ($I_L < 0$)	3,0
		Arena compacta ($I_L < 0$)	2,2
		Cascalio, grava, canto rodado, arena densa	2,6
S2	Suelos intermedios	Arcilla y arena arcillosa plástica ($0,25 < I_L < 0,5$)	2,0
		Arena plástica ($0 < I_L < 0,5$)	1,6
		Arena polvorienta medio densa y densa ($e \leq 0,80$)	1,4
		Árenas de grano fino, mediano y grueso, independientes de su densidad y humedad	1,0
		Arcilla y arena arcillosa de baja plasticidad ($0,5 < I_L < 0,75$)	0,8
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	Arena plástica ($0,5 < I_L \leq 1$)	1,0
		Árenas polvorienta, saturada, porosa ($e > 0,80$)	1,2
S4	Condiciones excepcionales	Arcilla y arena arcillosa muy blanda ($I_L > 0,75$)	0,6
		Arena movediza ($I_L > 1$)	0,6

Nota: en Villareal (2017)

Modelo de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

La Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 establece un modelo de interacción con seis grados de libertad de ISE, sin imponer restricciones a ninguno de ellos. Los coeficientes de rigidez de desplazamiento horizontal elástico uniforme son dos K_x, K_y (ton/m) y en el eje vertical se tiene el coeficiente de rigidez por compresión elástica uniforme K_z (ton/m).

Los coeficientes de compresión elástica no uniforme se obtienen a partir de $K_{\psi x}, K_{\psi y}$ (en unidades de ton*m) y el desplazamiento elástico no uniforme se representa mediante $K_{\psi z}$ (ton*m). Cada uno de estos seis coeficientes se llegan a determinar mediante las siguientes fórmulas:

$$K_x = K_y = C_x * A$$

$$K_z = C_z * A$$

$$K_{\varphi x} = C_{\varphi x} * I_x$$

$$K_{\varphi y} = C_{\varphi y} * I_y$$

$$K_{\psi z} = C_{\psi z} * I_z$$

En estas ecuaciones se debe determinar los tres momentos inerciales en los ejes de desplazamiento de la estructura:

I_x, I_y : momentos de inercia correspondiente a la cimentación para los ejes X e Y.

I_z : momentos de inercia de la cimentación respecto al eje vertical Z (se considera como el momento polar de inercia).

La variable "A" representa el área obtenida de las dimensiones de la losa o zapata. Asimismo es necesario determinar los coeficientes de compresión elástica uniforme de la cimentación ($C_z, C_x, C_{\varphi x}, C_{\varphi y}, C_{\psi z}$). El coeficiente C_z (ton/m³), se puede determinar de manera experimental, y también se puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$C_z = b_0 * E * \left(1 + \sqrt{\frac{A_1}{A}} \right)$$

Dónde:

b_0 : coeficiente de corrección de unidad de medida (m⁻¹), Asumir los siguientes valores para b_0 , dependiendo del tipo de suelo:

$b_0 = 1$ (Se aplica en suelos arenosos)

$b_0 = 2$ (Se aplica en suelos arcillosos)

$b_0 = 1$ (Se aplica en arcillas, cascajos, cantos rodados, arenas densas, etc.)

E: módulo de elasticidad del suelo

$A_1 = 10\text{m}^2$ (Área de muestra)

Una vez calculado el coeficiente de compresión elástica uniforme C_z , es posible obtener el coeficiente de desplazamiento elástico uniforme C_x (ton/m); los coeficientes asociados de compresión elástica no uniforme se expresan mediante $C_{\varphi x}, C_{\varphi y}$ (ton/m³), asimismo el coeficiente de desplazamiento elástico no uniforme $C_{\psi z}$ (ton/m³) resulta equivalente al coeficiente C_z .

Las siguientes ecuaciones a partir de C_z , determinan los otros coeficientes de compresión elástica:

$$C_x = 0.7 * C_z$$

$$C_{\varphi x} = C_{\varphi y} = 2 * C_z$$

$$C_{\psi z} = C_z$$

El amortiguamiento generado en la base de la cimentación, se determinan a través de las amortiguaciones relativas β_z en la dirección vertical, las cuales pueden determinarse mediante métodos experimentales, sin embargo, se pueden determinar a través de la siguiente ecuación equivalente, que considera la condición de trabajo del suelo:

$$\beta_z = 2 * \sqrt{\frac{E}{C_z * p_m}}$$

Dónde, se tiene:

E : módulo de elasticidad del suelo

C_z : coeficiente de compresión elástica uniforme.

p_m : presión estática media en la base de la cimentación.

$$p_m \leq \gamma_t * R$$

Siendo:

$\gamma_t = 0.7$ en el caso de arenas saturadas de grano fino polvorosa y arcillas de consistencia movediza

$\gamma_t = 1.0$ para el resto de los suelos.

R : Capacidad portante del suelo kg/cm^2 .

Los coeficientes de amortiguamiento relativos asociados a vibraciones horizontales y rotacionales, en los ejes horizontales pueden determinarse a partir de la amortiguación relativa calculada correspondiente a las vibraciones verticales β_z , empleando las siguientes expresiones:

$$\beta_x = 0.6 * \beta_z$$

$$\beta_{\varphi} = \beta_{\varphi} = 0.5 * \beta_z$$

$$\beta_{\psi} = 0.3 * \beta_z$$

Mediante la es equivalencias es posible calcular el amortiguamiento crítico del suelo, que entra en contacto con la cimentación. Las siguientes ecuaciones determinan los amortiguamientos críticos en las direcciones horizontales y en los ejes rotacionales:

$$B_x = B_y = 2\beta_x * \sqrt{K_x M_x}$$

$$B_z = 2\beta_z * \sqrt{K_z M_z}$$

$$B_\varphi = 2\beta_\varphi * \sqrt{K_\varphi M_\varphi}$$

$$B_\varphi = 2\beta_\varphi * \sqrt{K_\varphi M_\varphi}$$

$$B_\psi = 2\beta_\psi * \sqrt{K_\psi M_\psi}$$

Siendo:

$\beta_{x,y,z}$: amortiguamientos relativos traslacionales

$\beta_{\varphi x, \varphi y, \psi z}$: amortiguamientos relativos rotacionales

$K_{x,y,z}$: Coeficientes de rigidez traslacionales y verticales

$K_{\varphi x, \varphi y, \psi z}$: Coeficientes de rigidez rotacionales

$M_{x,y,z}$: Masas traslacionales

$M_{\varphi x, \varphi y, \psi z}$: Masas rotacionales

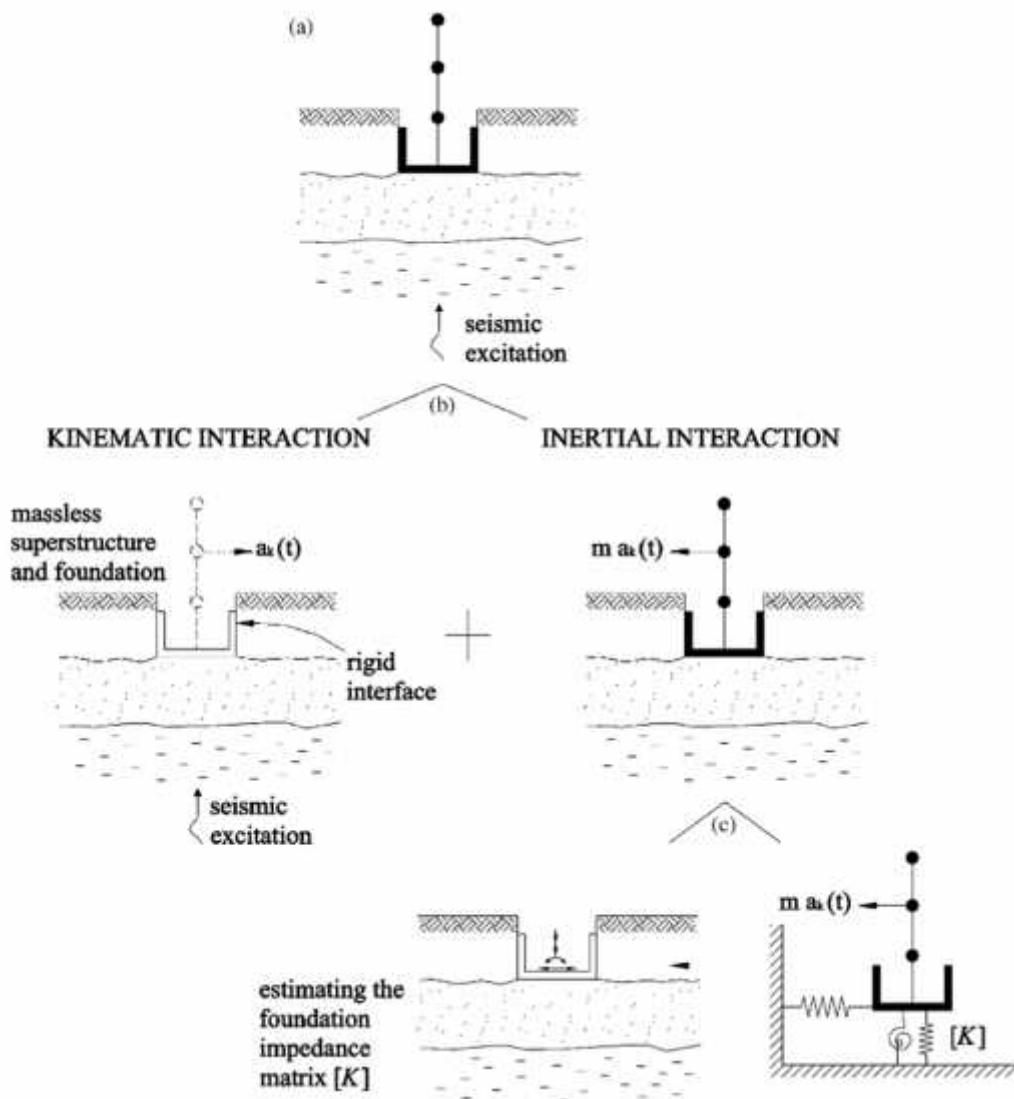
Modelo Dinámico propuesto por Gazetas y Mylonakis

Mylonakis, Nikolau y Gazetas (2006) señalan que, durante un sismo, el suelo se deforma bajo la influencia de las ondas sísmicas, arrastrando dinámicamente la cimentación y la estructura. Lo cual, a su vez, genera en la superestructura fuerzas de inercia que producen tensiones dinámicas en la cimentación, las cuales se transmiten al suelo. De esta forma, se desarrollan deformaciones en el suelo inducidas por la superestructura, mientras que se generan ondas adicionales en la interfaz suelo-cimentación. Los autores añaden que, para una cimentación superficial o empotrada, se debe calcular la impedancia dinámica de la cimentación (rigidez y amortiguamiento) asociada a cada modo de vibración (Figura 8), y luego se determina la respuesta sísmica de la estructura y la cimentación apoyadas sobre los coeficientes de rigidez (resortes) y amortiguamiento (amortiguadores), sometidas a las aceleraciones cinemáticas en la base.

Mylonakis et al. (2006) proponen sus funciones de impedance, definidas como soluciones elásticas con el fin de estimar los coeficientes de rigidez y amortiguamiento para las cimentaciones superficiales. Las ecuaciones o funciones de impedance propuestas por Gazetas (1991) y Mylonakis et al. (2006) para el modelo dinámico que lleva sus nombres se muestran en la tabla 2-2a de la norma internacional NIST GCR G. (2012). En este modelo dinámico correspondiente a la interacción suelo estructura se consideran seis grados de libertad para el desplazamiento sin restringir ningún grado de libertad.

Figura 8

Respuesta dinámica e inercial de una estructura



Nota: Mylonakis et al. (2006). Esquema de análisis de una estructura sometida a una interacción dinámica con funciones de impedance

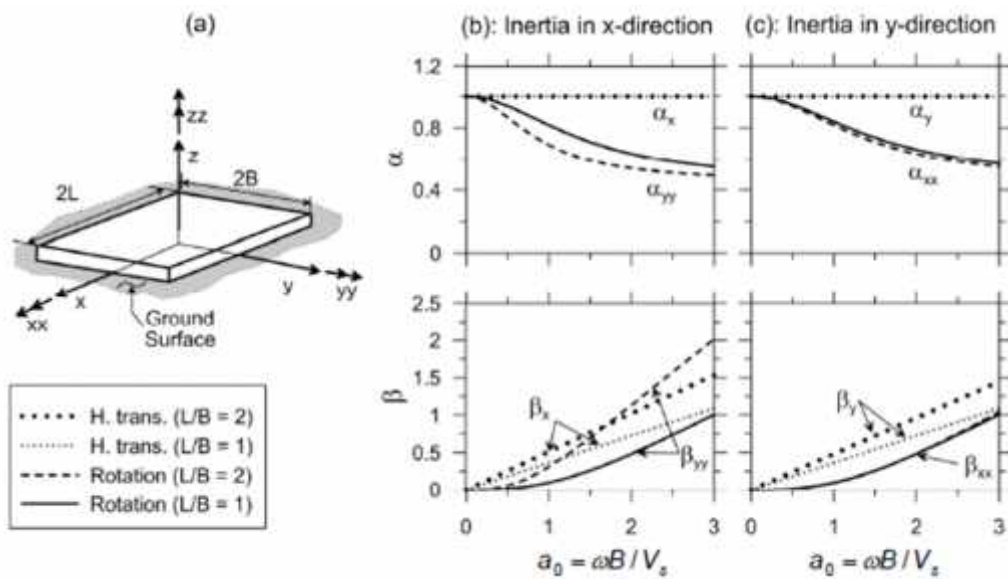
Los coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme se desarrollan con tres coeficientes para la translación en los ejes horizontales de la cimentación, uno en el eje torsional y los otros dos en los ejes rotacionales de la cimentación. Dentro de los requisitos para determinar los valores numéricos de las funciones de impedance, se tiene el módulo de corte (G_u) determinado por la velocidad de traslación de onda en el suelo y densidad promedio, determinados mediante estudios geotécnicos del suelo.

$$G_u = V_s * \rho_s$$

En la figura 9, se observa los ejes de la cimentación rígida, que servirán para determinar las direcciones de traslación, torsión y rotación y las funciones de impedance consecuentes.

Figura 9

Ejes axiales de la losa de cimentación



Nota: En la norma NIST GCR G. (2012)

También se requiere determinar el módulo de Poisson del suelo, las inercias y el momento polar de inercia mediante la siguiente ecuación:

$$J = I_z = I_x + I_y$$

Dado que las propiedades de rigidez y amortiguamiento también se presentan en los bordes de la cimentación y estas se ven afectadas por la profundidad de la misma, se considera factores de corrección para los coeficientes de rigidez y amortiguamiento. Las funciones de impedance publicadas por Gazetas (1991) que sirvieron de base para las funciones de impedance definidas por Mylonakis et al. (2006) y establecidas en la norma internacional NIST GCR G. (2012) son similares a las desarrolladas por Pais y Kausel (1988), tal como se señala en la norma y utilizan los mismos parámetros para la determinación de los coeficientes, como el módulo de corte del suelo G .

Las siguientes ecuaciones o funciones de impedance desarrolladas inicialmente por Gazetas (1991, p. 1367) se encuentran publicadas en NIST GCR G. (2012), donde se consideran seis grados de libertad, tres traslacionales, uno torsional y dos rotacionales, por tanto, se tienen las siguientes ecuaciones:

Traslación en el eje z:

$$K_{z \rightarrow g} = \left(\frac{2 * G * L}{1 - \mu} \right) * \left(0.73 + 1.54 * \left(\frac{B}{L} \right)^{0.7} \right)$$

Traslación en el eje y:

$$K_{y \rightarrow g} = \left(\frac{2 * G * L}{2 - \mu} \right) * \left(2 + 2.5 * \left(\frac{B}{L} \right)^{0.8} \right)$$

Traslación en el eje x:

$$K_x = \left(\frac{G * B}{2 - \mu} \right) * \left(6.8 * \left(\frac{L}{B} \right)^{0.6} + 2.4 \right)$$

Torsión en torno al eje z:

$$K_{z \rightarrow g} = (G * J^{0.7}) * \left(4 + 11 * \left(1 - \frac{B}{L} \right)^1 \right)$$

Rotación en torno al eje y:

$$K_{y \rightarrow g} = \left(\frac{G}{1 - \mu} \right) * I_x^{0.7} * \left(\frac{L}{B} \right)^{0.2} * \left(2.4 + \left(\frac{B}{L} \right) \right)$$

Rotación en torno al eje x:

$$K_{x \rightarrow g} = \left(\frac{G}{1 - \mu} \right) * I_y^{0.7} * \left(3 * \left(\frac{L}{B} \right)^{0.1} \right)$$

Al igual que Pais y Kausel (1988) incorporan factores de corrección por la altura del empotramiento o embebido de la cimentación, que se determinan mediante las siguientes ecuaciones (NIST, 2012).

Factor de corrección para la traslación en el eje z:

$$\eta_{z_g} = \left(1 + \frac{D}{21 * B} * \left(1 + 1.3 * \frac{B}{L} \right) * \left(1 + \left(0.2 * \left(\frac{A}{4 * B * L} \right)^3 \right)^2 \right) \right)$$

Factor de corrección para la traslación en el eje y:

$$\eta_{y_g} = \left(1 + 0.15 * \sqrt{\frac{D}{B}} \right) * \left(1 + 0.52 * \left(\frac{Z * A}{B * L^2} \right)^{0.4} \right)$$

Factor de corrección para la traslación en el eje x:

$$\eta_{x_g} = \left(1 + 0.15 * \sqrt{\frac{D}{L}} \right) * \left(1 + 0.52 * \left(\frac{Z * A}{B * L^2} \right)^{0.4} \right)$$

Factor de corrección para la torsión en el eje z:

$$\eta_{z_g} = \left(1 + 1.4 * \left(1 + \frac{B}{L} \right) * \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9} \right)$$

Factor de corrección para la rotación en torno el eje y:

$$\eta_{y_g} = \left(1 + 0.92 * \left(\frac{d}{B} \right)^{0.6} * \left(1.5 + \left(\frac{d}{D} \right)^{1.9} * \left(\frac{B}{L} \right)^{-0.6} \right) \right)$$

Factor de corrección para la rotación en torno el eje x:

$$\eta_{x_g} = \left(1 + 1.26 * \left(\frac{d}{B} \right) * \left(1 + \frac{d}{B} * \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} * \sqrt{\frac{B}{L}} \right) \right)$$

Donde se tiene que (Deepashree et al, 2020):

G = módulo de corte del suelo

μ = ratio de Poisson

B = ancho de la cimentación

L = longitud de la cimentación

U = Profundidad de la cimentación, respecto al nivel del suelo (altura de desplante)

d = altura de la cimentación

Z = altura desde el centro de la cimentación, hasta el nivel superior del estrato

2.2.2 Comportamiento estructural en Edificaciones

El comportamiento estructural corresponde a la respuesta que desarrolla una estructura frente a cargas estáticas y dinámicas, manifestándose mediante desplazamiento, deformaciones y esfuerzos internos. En el caso de las cargas sísmicas, dicha respuesta depende de las características geométricas y mecánicas de la estructura, de las propiedades del suelo de cimentación y de las características del movimiento sísmico. En ese sentido, Magade y Patankar (2018) indican que el comportamiento estructural de una edificación no depende exclusivamente de las propiedades de la superestructura, sino también de la interacción que se desarrolla con la cimentación y el suelo de soporte.

Tradicionalmente, el análisis estructural para determinar el comportamiento estructural de una edificación ha considerado el uso de los apoyos rígidos en la base de la cimentación; sin embargo, diversos estudios han demostrado que esta implicación puede evidenciar diferencias considerables del comportamiento real. En ese sentido Chinju y Nirmal (2015) mencionan que la interacción entre la estructura, la cimentación y el suelo ubicado bajo la fundación modifica considerablemente el comportamiento real de la estructura respecto al obtenido cuando se analiza únicamente la superestructura. El diseño convencional de estructuras generalmente supone una base fija, ignorando la flexibilidad de la cimentación y la deformación del terreno. Los asentamientos de la fundación pueden alterar la distribución de fuerzas dentro de la estructura. De manera similar, Mylonakis y Gazetas (2000) sostienen que la interacción suelo-estructura constituye un fenómeno capaz de modificar sustancialmente la respuesta sísmica de las edificaciones, especialmente cuando estas se encuentran cimentadas sobre suelos deformables.

Periodo de Vibración de la Estructura

Uno de los parámetros más importantes para evaluar el comportamiento estructural es el periodo fundamental de vibración, definido como el tiempo requerido para que una

estructura complete un ciclo de oscilación en su modo principal. Este parámetro depende principalmente de la relación existente entre la masa y la rigidez del sistema estructural. Como ya se mencionó, la interacción suelo-estructura influye directamente sobre este parámetro debido a la flexibilidad adicional proporcionada por el suelo y la cimentación.

Chinju y Nirmal (2015) sostienen que la flexibilidad del terreno constituye uno de los factores más importantes dentro de la interacción suelo-estructura, debido a que reduce la rigidez efectiva del sistema estructural. De igual modo sostienen que la flexibilidad del terreno constituye uno de los factores más importantes dentro de la interacción suelo-estructura, debido a que reduce la rigidez efectiva del sistema estructural. Como consecuencia, se produce una elongación del periodo natural de vibración, fenómeno que puede modificar significativamente la respuesta sísmica de las edificaciones. Mylonakis y Gazetas (2000) señalan que la interacción suelo-estructura puede incrementar el periodo fundamental de vibración de una estructura. Sin embargo, indican que dicho incremento no siempre resulta beneficioso, ya que en determinadas condiciones sísmicas y geotécnicas puede generar mayores demandas sísmicas en la estructura.

Deformación lateral

Otros de los parámetros importantes son las deformaciones laterales, ya que representan los desplazamientos horizontales experimentados por una estructura como consecuencia de la acción de cargas sísmicas. Estos desplazamientos constituyen uno de los principales indicadores del desempeño estructural debido a que reflejan el nivel de deformación alcanzado por la edificación durante su respuesta dinámica. Dentro de este contexto, la deriva de entrepiso es un parámetro ampliamente utilizado para evaluar el daño potencial en elementos estructurales y no estructurales. Mekki, Elachachi, Breysse y Zoutat (2016) señalan que las deformaciones de una estructura durante un sismo se ven afectadas por las interacciones entre tres sistemas interconectados: la estructura, la cimentación y el medio geológico subyacente y circundante. Un análisis de interacción suelo-estructura (ISE) sísmica evalúa la respuesta colectiva de estos sistemas ante un movimiento sísmico de campo libre específico.

Esfuerzo cortante en la estructura

Finalmente, el esfuerzo cortante es una de las principales acciones internas generadas en los elementos estructurales durante la respuesta sísmica. Estas fuerzan son consecuencia de las aceleraciones inducidas por el movimiento del terreno y son transmitidas a través de vigas, columnas, muros estructurales y cimentaciones. A nivel global, el cortante basal representa la suma de las fuerzas sísmicas horizontales que actúan sobre la estructura y constituye un parámetro fundamental para el diseño sismorresistente. Por ello Chinju y Nirmal (2015) observaron que la flexibilidad del suelo influye directamente sobre el cortante basal desarrollado durante la respuesta sísmica. Asimismo, indican que el incremento del período natural provocado por la interacción suelo- estructura conduce a una reducción de las fuerzas cortantes transmitas a la base de la estructura.

Por consiguiente, el periodo fundamental, las deformaciones laterales y el esfuerzo cortante constituyen parámetros esenciales para comprender el comportamiento estructural de las edificaciones. La consideración de la interacción suelo – estructura permite obtener una representación más realista de estos parámetros y evaluar con mayor precisión la respuesta sísmica de las estructuras cimentadas sobre suelos deformables.

Interacción Cinemática

Segaline, Saéz y Ubilla (2022) señalan que la interacción cinemática se describe como el fenómeno en el cual el movimiento del terreno bajo condiciones de campo libre se ve alterado como consecuencia de la geometría y la rigidez de la cimentación. En este proceso de interacción, las ondas sísmicas originalmente generadas en el terreno experimentan un filtrado que tiene un impacto predominante en las frecuencias más elevadas presentes en la zona de contacto entre el suelo y la cimentación, mientras que las frecuencias más bajas permanecen relativamente inalteradas. Como consecuencia de este proceso de filtración, se manifiesta un comportamiento rotacional de la estructura, denominado fenómeno de cabeceo, originado por las discrepancias en las deformaciones entre el suelo y la cimentación.

Efectos de ISE en suelos de baja rigidez

Barzgar, Tehranizadeh, Taslimi (2023) señalan que, en suelos con baja rigidez, la interacción entre los procesos cinemáticos e inerciales tiene un impacto significativo. Esto puede resultar en alteraciones notables tanto en las propiedades mecánicas del

suelo como en la respuesta sísmica prevista de una estructura específica. Estas alteraciones son sustanciales en comparación con el comportamiento que dicha estructura mostraría si estuviera ubicada sobre una base rígida. Esto se debe a que, en suelos de baja rigidez, la capacidad del terreno en las capas superficiales para deformarse directamente contribuye de manera significativa al aumento de la flexibilidad y a la modificación del amortiguamiento del sistema conjunto suelo-estructura. En resumen, el texto enfatiza cómo la interacción suelo-estructura puede ser crítica en suelos blandos, lo que tiene implicaciones importantes para el diseño y la seguridad de las estructuras en áreas propensas a sismos.

Capítulo III

Metodología

3.1 Enfoque de la Investigación

El enfoque de la investigación fue cuantitativo, este enfoque se caracteriza por la recolección y el análisis de datos numéricos para comprobar una hipótesis, medir fenómenos y explicar en términos cuantitativos una posible relación causal. Se basa en la medición exacta, los procesos lógicos y secuencia de la investigación científica. Al respecto Rivadeneira (2017) señala que la investigación cuantitativa tiene como propósito: “describir y explicar casualmente, así como generalizar extrapolar y universalizar, siendo el objeto de esta investigación hechos, objetivos existentes y sometidos a leyes y patrones generales” (p.123).

3.2 Método de Investigación

Como método general se utilizó el método científico, el cual consiste en un proceso sistemático y empírico que permite recolectar y analizar información con el propósito de dar respuesta al problema de investigación y comprobar las hipótesis planteadas (Hernández Sampieri, 2018). En ese sentido, el desarrollo de la investigación comprendió la identificación del problema, la elaboración del marco teórico, el planteamiento de la hipótesis, la recopilación y procesamiento de los datos mediante el análisis estructural correspondiente, considerando tanto el sistema convencional como la incorporación de los modelos estáticos y dinámicos de Interacción Suelo-Estructura. Posteriormente se evaluaron los resultados obtenidos en términos de derivas, desplazamientos, periodos y fuerzas cortantes de la edificación en ambos casos para finalmente verificar la hipótesis propuesta. Como método específico se empleó el método inductivo deductivo, ya que inicialmente tomando en cuenta casos específicos se llegó a determinar que la ISE puede afectar la respuesta de una

estructura, y luego se hizo una generalización con el caso específico de análisis al demostrar que los modelos de ISE afectaron a la estructura en estudio y podrían afectar a otras edificaciones. Al respecto, Palmett (2020) citando a Hyde (2000) señala que existe dos enfoques generales de razonamiento, que ayuda a adquirir nuevos conocimientos científicos, el primero: el razonamiento inductivo, este método empieza con la observación y análisis de casos específicos, para luego hacer generalizaciones, buscando un sustento para estas generalizaciones en casos específicos. Y el segundo que es el razonamiento deductivo, que permite deducir generalizaciones a partir de casos específicos.

3.3 Tipo de investigación

La investigación se clasifica dentro de la rama de la investigación aplicada, en vista que busca aplicar los principios fundamentales de los modelos de interacción suelo estructura, y crear conocimientos respecto al comportamiento estructural de una edificación en un suelo no rígido. El objetivo de la investigación tiene un objetivo práctico, siendo su propósito principal ampliar el conocimiento teórico y científica de los modelos de interacción suelo estructura, para su uso en un futuro próximo e incorporación a la norma Técnica Peruana, Al respecto Ñaupas et al (2018) señalan que la investigación aplicada es “aquella que basándose en los resultados de la investigación básica, pura o fundamental está orientada a resolver los problemas sociales de una comunidad, región o país” (p.136)

3.4 Nivel de Investigación

Los niveles de investigación clasifican los estudios según su grado de profundidad, conocimiento del problema y alcance de los resultados, al respecto Arias (2012) menciona, “El nivel o alcance se refiere al grado de profundidad con que se aborda un fenómeno u objeto del estudio” (p. 23). En este aspecto, se llegó a determinar que el alcance o nivel de la investigación tiene un nivel explicativo, en vista que se llega a explicar la relación causal entre los modelos de interacción suelo estructura y sus efectos en el comportamiento estructural de una estructura en concreto armado. Al respecto de las investigaciones de nivel explicativo, Arias (2012) señala que la investigación explicativa se encarga de buscar el porqué de los hechos, encargándose de determinar las causas de un fenómeno (investigación post facto) o también de los

efectos (investigaciones experimentales) haciendo uso para ello de un sistema de hipótesis. En concordancia con ello, la presente investigación se desarrolló bajo un nivel explicativo, ya que permitió evaluar y explicar la influencia de la interacción suelo, estructura en la respuesta sísmica de la estructura en concreto armado tomado como muestra.

3.5 Diseño de Investigación

Arias (2012) señala que “el diseño de la investigación es la estrategia general que adopta el investigador para responder al problema planteado” (p.19). En este aspecto, considerando que la investigación fue cuantitativa, con un nivel o alcance explicativo, se llegó a determinar que el diseño necesariamente se ubica en las investigaciones de tipo experimental. Al respecto Calle (2023) señala que la investigación que se desarrollan bajo un enfoque cuantitativo, con un nivel experimental pueden ser tres: experimental puro, cuasi experimental y pre experimental, por tanto, el nivel el diseño de investigación seleccionado para la investigación fue el diseño cuasi experimental. Calle (2023) señala que una investigación cuasiexperimental no se realiza una manipulación deliberada de las variables, pero si se trabaja con un esquema comparativo, la elección de la muestra o los grupos no es de forma aleatoria o al azar. Hernández, Fernández y Sampieri (2014) señalan que los diseños cuasiexperimentales manipulan al menos una variable y los sujetos no se asignan al azar a los grupos, sino que dichos grupos ya están conformados antes del experimento. En el caso específico, se definió como sujeto de investigación, a la estructura de una edificación multifamiliar en la cual se consideró el procedimiento convencional de análisis como el grupo 1, y el análisis con los modelos de interacción suelo estructura de tipo estática y dinámica como el grupo 2.

3.6 Población

La población está conformada por la estructura destinada a uso común, según la clasificación normativa de la E.030 clasifica como multifamiliar. La estructura tomada como población, se caracteriza por estar propuestas con un sistema estructural en concreto armado, de un proyecto multifamiliar de un semisótano, con cinco niveles y

una azotea de altura mediana (no esbeltas) que se encuentran en una zona de peligro sísmico Z2 con un sistema convencional de empotramiento en la base según la norma. Respecto al tipo de Suelo la población se encuentra clasificada en las edificaciones construidas en suelos S3. La ubicación geográfica de la población corresponde a la provincia de Jaén, región de Cajamarca.

3.7 Muestra

Hernández et al. (2014) señalan que “para el proceso cuantitativo, la muestra es un subgrupo de la población de interés sobre el cual se recolectarán datos, y que tiene que definirse y delimitarse de antemano con precisión” (p 173). Considerando el concepto, se considera que la muestra es representativa y es parte de la población de estudio de la cual se obtendrá información precisa y detallada. Teniendo en cuenta ello la muestra lo constituye los modelos ISE seleccionados a los cuales se determinaron los coeficientes de ISE estimados con el EMS.

La muestra se seleccionó por conveniencia, es decir el muestreo se definió como no probabilístico por conveniencia, eligiendo los modelos ISE por la posibilidad de acceso a la información, como normas, ejemplos, data del estudio de mecánica de suelos, posibilidad de incorporación en el software de análisis, entre otros.

En la figura 10 se aprecia la ubicación del modelo estructural, en el cual se elaboró el estudio de mecánica de suelos.

Figura 10

Ubicación de la zona de estudio



Nota: En estudio de Mecánica de Suelos

3.8 Operacionalización de las variables

3.8.1 Variable 1: Modelos de Interacción Suelo Estructura

Mylonakis y Gazetas (2000) señalan que la interacción suelo-estructura es un fenómeno mediante el cual el suelo, la cimentación y la estructura ejercen una influencia mutua durante la excitación sísmica, modificando las características dinámicas y la respuesta global del sistema. A partir de ello, los modelos de interacción suelo-estructura permiten representar y analizar dicho comportamiento conjunto con mayor precisión, pueden clasificarse en estáticos y dinámicos.

Modelo Winkler y Pasternak

Los modelos de interacción suelo estructura convencionalmente se dividen en estáticos definidos para aquellos modelos que consideran el cambio variable del suelo y la cimentación por la rigidez de ambos, como el modelo de Winkler y Pasternak. Çómez (2024) menciona que el modelo de Winkler y Pasternak representan el suelo como una serie de resortes independientes distribuidos continuamente debajo de la cimentación y en los bordes (modelo de Pasternak). Cada resorte responde únicamente

a la carga aplicada en su posición y no existe interacción entre los puntos adyacentes del suelo. Debido a su simplicidad matemática, este modelo es uno de los más empleados para analizar problemas de interacción suelo-estructura en condiciones estáticas, aunque presenta limitaciones para reproducir la continuidad real del medio de fundación.

Funciones de Impedance

Los modelos dinámicos de interacción suelo estructura son aquellos que permiten su idealización y modelamiento mediante soluciones elásticas de rigidez y amortiguamiento en los seis grados de libertad, denominadas como funciones de impedance. Boulkhiout, Messast, (2020) definen las funciones dinámicas de impedance como aquellas que escriben el movimiento de una cimentación sometida a una carga armónica (sísmica) en sus diferentes grados de libertad de traslación y rotación para garantizar un correcto funcionamiento. Señalan que es el núcleo principal en el cálculo dinámico de estructuras con interacción suelo estructura. Señalan que la importancia de las funciones de impedancia en el cálculo dinámico es la aproximación de la rigidez y amortiguamiento mediante coeficientes en resortes y amortiguadores que impulsan el movimiento en una dirección particular, consideran que es una herramienta necesaria en el cálculo dinámico.

3.8.2 Variable 2: Comportamiento estructural

El comportamiento estructural de una edificación es la respuesta de un sistema estructural que es sometida a cargas gravitacionales y sísmicas y definidas mediante análisis de tipo estáticos y dinámicos. Anderson (2012) señala que mediante los procedimientos y análisis de respuesta dinámica en una estructura sometida a excitaciones sísmicas críticas se puede predecir de forma fiable el comportamiento dinámico de las estructuras.

Periodo fundamental de una estructura

El periodo fundamental de vibración de una estructura, es una propiedad dinámica fundamental en el análisis sísmico de la estructura que cuantifica el tiempo de un ciclo completo de oscilación en sus diversos modos de vibración. Domínguez (2014) señala que las estructuras como efecto de las fuerzas inerciales generadas por el movimiento

vibratorio de los sismos, empiezan a oscilar de diversos modos, y el periodo fundamental es aquel que se genera en la dirección de la mayor cortante basal en la cual las fuerzas inerciales tienen la misma dirección. Caicedo (2014) y Medina, Aznarez, Padrón, y Maeso (2013) indican que la naturaleza del suelo tiene influencia en el periodo fundamental de la estructura, la cual puede incrementar el periodo fundamental del sistema, explicando que a una mayor rigidez el periodo de vibración es menor.

Derivas de entrepiso

Se define como un indicador adimensional de desplazamiento y deformación, en el análisis y diseño estructural, la deriva conforma uno de los parámetros para evaluar el comportamiento estructural, debido a que permite estimar el nivel de deformación que experimenta una estructura durante un evento sísmico. Hosseini y Ramana (2018) establecen que la deriva de entrepiso corresponde a la diferencia entre las deflexiones laterales de dos niveles adyacentes, constituyendo una medida de la deformación relativa entre pisos consecutivos y un indicador importante del comportamiento sísmico de las estructuras. Debido a su relación con el daño estructural, es un parámetro esencial y fundamental en el análisis y diseño, dado que, para limitar los daños en los elementos estructurales y no estructurales, así como para garantizar un comportamiento es necesario garantizar su control.

Fuerzas cortantes

Es uno de los parámetros empleados para caracterizar la respuesta sísmica de una estructura, el cortante en la base permite cuantificar la acción sísmica total que debe ser resistida por la estructura. Este parámetro sirve como base para determinar la distribución de las fuerzas laterales en los diferentes niveles del edificio y por consiguiente, para evaluar su desempeño frente a eventos sísmicos. Chourasia et.al. (2017) señalan que el cortante en la base constituye una estimación de máxima fuerza lateral esperada en la base de una estructura como consecuencia del movimiento sísmico del terreno. A partir de este parámetro, las fuerzas sísmicas son distribuidas a lo largo de la altura de la edificación para evaluar su comportamiento estructural.

3.9 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.9.1 Técnicas de recolección de datos

Para Hernández et al. (2014) la recolección de datos es un proceso que conduce a reunir datos con un propósito específico.

Carrasco (2006), indica que el análisis documental constituye una técnica de recolección de información que permite obtener y recopilar datos contenidos en documentos y registros relacionados con el problema y los objetivos de la investigación. En ese sentido la presente investigación empleó la técnica de observación mediante el análisis documental, a través de la revisión de fuentes bibliográficas y normativas, tales como libros, artículos científicos, revistas especializadas, reglamentos técnicos vinculados a los modelos de interacción suelo-estructura.

Asimismo, se recopiló información técnica correspondiente a la edificación objeto del estudio de investigación, incluyendo planos estructurales y estudio de mecánica de suelos, los cuales sirvieron de base para evaluar la influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de la estructura.

El procedimiento de recolección y análisis de datos se dividió en tres etapas:

Observación en campo y gabinete: Esta etapa permitió recopilar información del área de cimentación de la edificación, visualización de los planos arquitectónicos y propuesta estructural, normas nacionales, extranjeras y la documentación necesaria para el desarrollo de la investigación.

Análisis normativo: Se procedió a revisar los parámetros establecidos en las Normas Técnicas E.030 (Diseño Sismorresistente) y E020 (Cargas) para una estructura con muros estructurales, Además se evaluó la información geotécnica obtenida del estudio de mecánica de suelos, para luego generar los correspondientes espectros elásticos e inelásticos requeridos para el análisis estructural.

Descripción y análisis de datos: Después de obtener y clasificar la información, así como análisis y revisión de las normas correspondientes, de las funciones de impedancia propuestas, se procedió a la determinación de los coeficientes estáticos y dinámicos. Para incorporarlos en el modelo estructural de la edificación. El sistema estructural de la edificación se consideró en base a la propuesta estructural en base a muros estructurales, considerando en un primer modelo el análisis

convencional con base fija o empotrada, e incorporando el coeficiente de balasto del suelo para la cimentación. De este primer modelo se obtuvo resultados como periodos, masa participativa, desplazamiento, derivas y fuerzas cortantes, los cuales fueron organizados y procesados en tablas y gráficos para su posterior interpretación.

Posteriormente, se determinaron los coeficientes de rigidez y amortiguamiento de los modelos de interacción suelo estructura, estáticos y dinámicos para incorporarlos en el análisis estructural, para obtener los resultados comparativos, los resultados obtenidos para ambos modelos fueron comparados mediante tablas y gráficos, permitiendo de esta manera analizar sus variaciones en función de cada uno de los parámetros considerados.

3.9.2 Instrumentos de recolección de datos

Los instrumentos de recolección y medición utilizados estuvieron constituidos por hojas de cálculo elaboradas para estimar las derivas, comparar los periodos y esfuerzos cortantes, las normas técnicas peruanas, entre otros, los cuales permitieron obtener la información necesaria para el desarrollo de la investigación.

3.10 Técnicas de análisis de resultados

El procedimiento de análisis consistió en primer lugar, en realizar un análisis modal espectral considerando la base fija de la estructura. Posteriormente, se efectuó el análisis incorporando la interacción suelo-estructura mediante la modelación de la flexibilidad del suelo, con la finalidad de evaluar su influencia en la respuesta sísmica de la edificación. Con los resultados cuantitativos obtenidos se elaboraron tablas y gráficos comparativos, los cuales permitieron analizar las variaciones presentadas con relación a los desplazamientos, derivas, periodos de vibración y fuerzas cortantes de los modelos de interacción suelo estructura utilizados.

Capítulo IV

Resultados y discusión

4.1 Análisis convencional de la edificación con platea de cimentación

El modelo estructural se realizó con una edificación de uso común y de uso multifamiliar, cuenta con un semisótano, cinco niveles o plantas típicas y una azotea. La estructura cuenta con un sistema estructural de pórticos resistentes a momentos y muros a corte.

En la edificación el sistema estructural predominante son los muros estructurales por lo que según lo señalado por la norma E.030 es una edificación que debe usar como factor de reducción el $R=6$.

En la Figura 11 se muestra el corte de la edificación en la dirección AA, en el cual se aprecia

Figura 11

Vista de Corte AA y BB del modelo

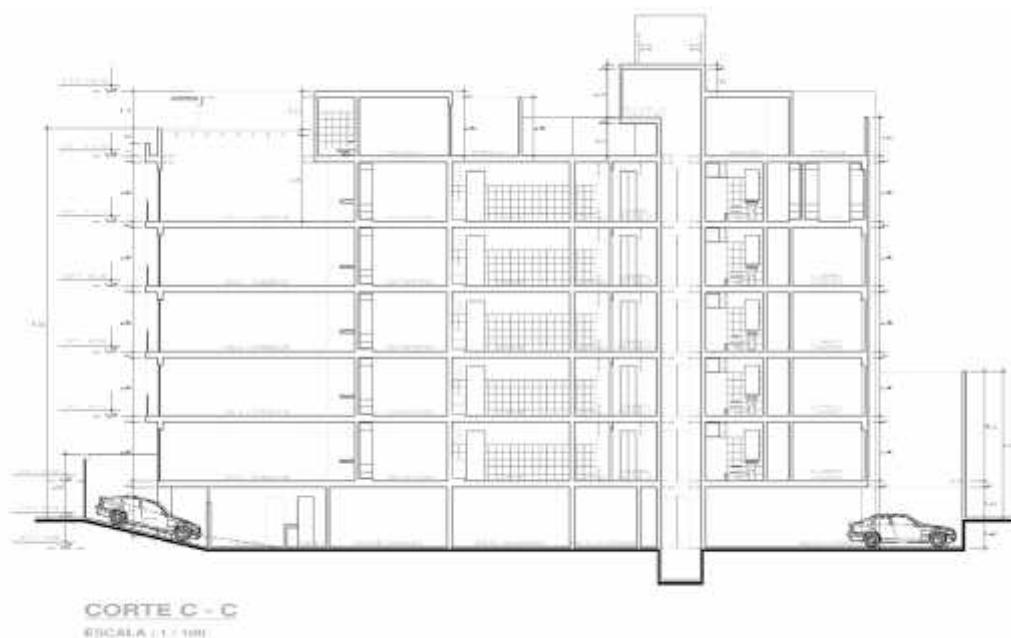


Nota. Cortes A-A y B-B de la edificación multifamiliar. Ver en Anexo 1.

En la Figura 12 se muestra el corte de la edificación en la dirección CC.

Figura 12

Vista del Corte CC del modelo

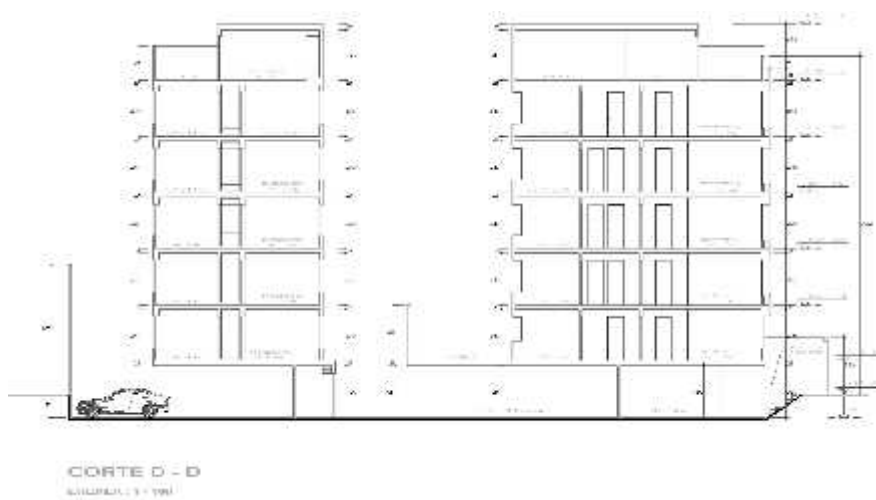


Nota. Corte lateral C-C de la edificación multifamiliar. Ver en Anexo 2.

En la Figura 13 se aprecia el corte en la dirección DD.

Figura 13

Vista de Corte DD del modelo

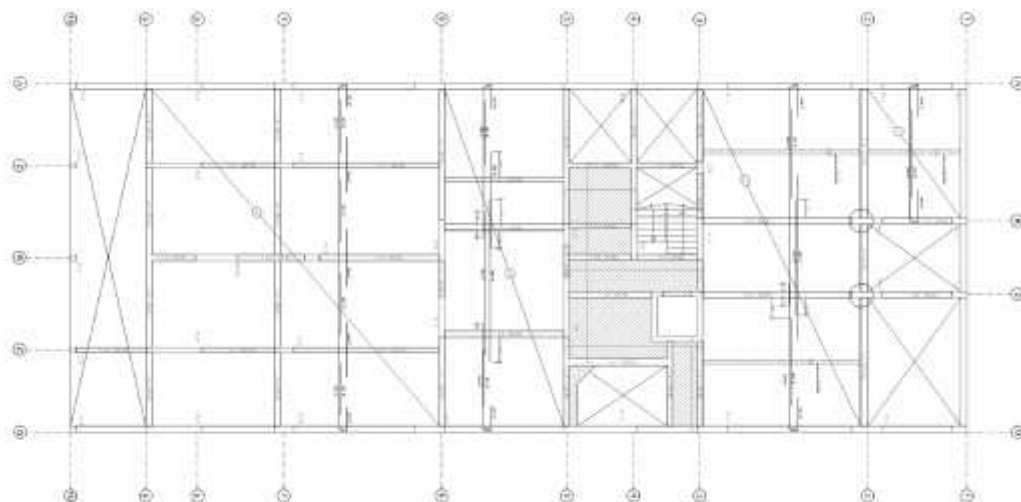


Nota. Corte lateral D-D de la edificación multifamiliar. Ver en Anexo 3.

En la Figura 14 se muestra la planta típica de la estructura usada para el modelamiento.

Figura 14

Planta típica de la estructura



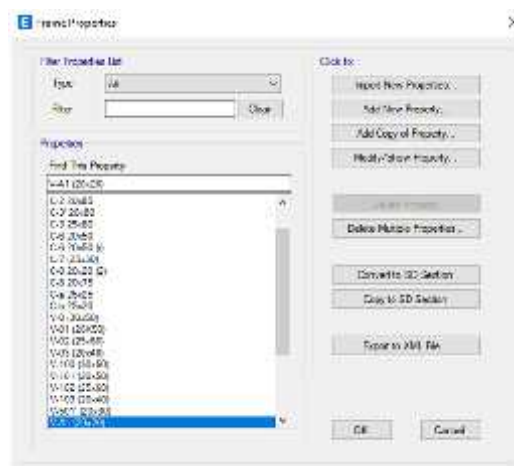
Nota. Aligerado del primer nivel de la edificación multifamiliar. Ver en Anexo 4.

4.1.1 Modelado de elementos estructurales

El proyecto cuenta con diversas secciones pre dimensionadas de acuerdo a sus cargas, longitudes y áreas de servicio, por ello se generó todas las secciones para columnas, vigas y losas según los planos estructurales. En la figura 15 se muestran las secciones ingresadas en el modelo.

Figura 15

Secciones de viga y columnas ingresadas



Nota. Generación de secciones para el modelamiento, elaborado en Etabs.

Parámetros Sísmicos para el análisis

La estructura se encuentra en zona sísmica Z2, en la región de Cajamarca, provincia de Jaén y distrito de Jaén. Como estructura destinada a multifamiliar se categoriza como “edificación común de tipo C” en la norma E.030. En la siguiente tabla se muestra las alturas de entresijos y de la edificación

Tabla 1

Niveles de la estructura

Niveles de la estructura	Altura (m)	Acumulado (m)
Azotea	2.65	18.60
Story5	2.65	15.95
Story4	2.65	13.30
Story3	2.65	10.65
Story2	2.65	8.00
Story1	2.65	5.35
Semi sótano	2.70	2.70
Base	0	0

En lo correspondiente a las dimensiones del proyecto, el proyecto presenta en planta de las siguientes dimensiones: 14.00 *m* en el lado más corto de la estructura, en la dirección XX, y 36.00 *m* en el lado mayor en la dirección YY. El área de la losa de cimentación del proyecto es 504 *m*². Respecto a la altura en la Tabla 1 se tiene el acumulado de entresijos con una altura total de la estructura de 18.60 m.

Materiales usados en la estructura

A continuación, se describe el material concreto $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$ usado en el modelo. El módulo de elasticidad fue calculado mediante la siguiente expresión establecida en la norma ACI 318:

$$E_c = 15100 \sqrt{f'_c}$$

Al ingresar la resistencia del concreto usado en todos los elementos estructurales, se obtuvo el módulo de elasticidad del concreto:

$$E_c = 151 \sqrt{210} \frac{K}{m^2} = 2188.20 \text{ k /m}^2$$

A continuación, se muestra la Tabla 02 con el resumen de las propiedades de los elementos empleados para el modelado:

Tabla 2

Propiedades de los elementos

Elementos	Propiedades
Concreto en vigas, columnas, losas	$f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$
Losa de cimentación $e=0.40$	$f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$
Acero (resistencia)	$f'_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad E_c	$E_c= 2188.20 \text{ kg/mm}^2$
Coeficiente de Poisson	$\mu= 0.20$
Metro cúbico de concreto (Peso)	$\gamma_c = 2.4 \text{ tonf/m}^3$

Metrado de cargas

Teniendo en cuenta el uso de la edificación, se procedió a determinar las cargas mediante la norma técnica E.020, para cada uno de los niveles de la estructura. En la Tabla 3 se describe las cargas gravitacionales consideradas en el modelo estructural, en la Tabla 4 se muestra la asignación de cargas por el uso de la estructura.

Tabla 3

Cargas impuestas de la estructura

Nivel	Concepto	Carga (tonf/m2)
Semisótano al 5to piso	Tabique	0.140
	Acabado	0.100
	Ladrillo techo	0.090

	Cielorraso	0.050
	Total	0.380
Azotea	Ladrillo techo	0.090
	Cielorraso	0.050
	Total	0.140

Tabla 4

Cargas por el Uso de la estructura

Nivel	Uso (Servicio)	Carga (tonf/m2)
Semisótano	Estacionamiento	0.25
Nivel 1	Vivienda	0.200
Nivel 2	Vivienda	0.200
Nivel 3	Vivienda	0.200
Nivel 4	Vivienda	0.200
Nivel 5	Vivienda	0.200
Azotea	Azotea	0.100

De los cuadros elaborados, se determinó que las cargas a ingresar al modelo Etabs para fines prácticos se dividen en cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) a asignar al modelo. En la siguiente tabla se muestra el resumen:

Tabla 5

Cargas CM y CV incorporados en el modelo estructural

Cargas a asignar en el modelo		
Tipo	Niveles	Total (Tonf/m2)
Carga Muerta	semisótano	0.380
	1° - 5°	0.380
	Azotea	0.140
Carga Viva	semisótano	0.250
	1° - 5°	0.200
	Azotea	0.100

El peso sísmico de la edificación se determinó mediante la combinación de cargas definidas en la norma E.030:

$$P_s = 100\% C + 25\% C$$

Parámetros sísmicos para el espectro y análisis estático

Los parámetros sísmicos se determinaron mediante la norma E.030. que requiere facilita los coeficientes para estimar ZUCS/R.

La norma E.030 a sectorizado el territorio peruano en cuatro zonas diferenciadas de peligro sísmico. La aceleración considerada para cada zona está definida para un sismo severo con un periodo de retorno de 475 años y una probabilidad de 10% de ser excedida en un periodo de 50 años. En la tabla 6 se aprecia el factor de zona Z2 y su coeficiente, correspondiente a la ubicación del proyecto: región Cajamarca, provincia y distrito de Jaén.

Tabla 6

Zona sísmica

Zona	Factor Z
Z2	0.25

El factor de uso (U) de la edificación se determinó mediante la clasificación para edificaciones de la norma E.030 (Tabla N°5), en la cual se define como una estructura común.

Tabla 7

Factor de uso

Categoría	Descripción	Factor U
Edificación Común "C"	Vivienda Multifamiliar	1.00

En lo correspondiente al factor de amplificación sísmica (C), se procedió a seleccionar en la norma E.030 (Art. 14) la primera relación de las condiciones que señala que $C=2$, cuando el periodo de la estructura se encuentre por debajo del periodo corto del estrato del suelo:

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

Donde:

T : Período Fundamental de Vibración

T_p : Período de plataforma del espectro

Para obtener el coeficiente del suelo (S) se cotejo la Tabla N°3 de la norma E.030 para un perfil de suelo S3 definida mediante el estudio de mecánica de suelos para la investigación que se puede verificar en el Anexo II del presente estudio. En la tabla 8 se aprecia el factor $S_3=1.40$.

Tabla 8

Coeficiente normativo de suelo

Categoría	Zona	Factor S3
Factor de suelo "S"	Z2	1.40

Según la norma este tipo de suelo es clasificado como "blando" cuando las velocidades con las cuales se propagan las ondas de corte $V_s \leq 180 \text{ m/s}$ y $N_s < 15$. Para este perfil de suelo el periodo corto y el periodo largo de vibración del estrato son T_P y T_L que se pueden obtener de la tabla N°4 de la norma E.030.

Tabla 9

Periodos del estrato según clasificación

Perfil del suelo y periodo del estrato				
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (S)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L (S)	3.0	2.5	2.0	1.6

De donde se puede deducir que: $T_P = 1.00$ y $T_L = 1.60$, con este cuadro además se determinó el factor de amplificación sísmica "C", como se puede apreciar a continuación en la siguiente tabla:

Tabla 10

Parámetros y coeficientes de amplificación "C"

Parámetros	Factor
Altura de edificación h_n	18.60
Coeficiente C_t (sistema muros)	60.00
Periodo estático de la edificación T	0.31
T_P (S)	1.00
T_L (S)	1.60
$T < T_P$	Se cumple
C	2.50

Siendo este factor C para ambas direcciones, asimismo, se debe corroborar el cumplimiento de la siguiente expresión según norma:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

$$\frac{C}{R} = \frac{2.50}{6} = 0.4167 \geq 0.125 \quad ; \text{ Si cumple}$$

El sistema estructural está proyectado en base a muros estructurales y pórticos, mediante el análisis de absorbentes de cortantes se determinó que los muros estructurales absorben más del 70% de cortante en ambas direcciones. Con ello se puede clasificar a la estructura dentro de edificaciones por muros estructurales con un coeficiente de reducción de $R_c = 6$.

Tabla 11

Sistema estructural y coeficientes de reducción

Coeficiente básico de reducción "Ro"	
Sistema estructural	Ro
En Dir. XX Muros Estructurales	6.00
En Dir. YY Muros Estructurales	6.00

Análisis Estático o método de fuerzas equivalentes

Para realizar el análisis de tipo estático mediante el procedimiento de la norma E.030 es necesario estimar el peso sísmico (P_s), mediante el total de las cargas estructurales e impuestas (100%) más un porcentaje de carga viva (25%) para edificaciones comunes.

Tabla 12

Peso sísmico de la estructura

Nivel	UX (kg)	UY (kg)	Peso en Ton
Azotea	157059.67	157059.67	157.06
Story5	312775.15	312775.15	312.78

Story4	338874.36	338874.36	338.87
Story3	338874.36	338874.36	338.87
Story2	338874.36	338874.36	338.87
Story1	338874.36	338874.36	338.87
Semi sótano	463424.5	463424.5	463.42
Base	131621.34	131621.34	131.62
Peso sísmico sin considerar la losa			2420.38

El análisis estático se define como un método que permite determinar las fuerzas cortantes en el centro de masa de cada nivel de la edificación. Para calcular la cortante se utilizó la siguiente ecuación:

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

Al reemplazar los valores se obtuvo una cortante estática de:

$$V = \frac{0.25 * 1 * 2.5 * 1.40}{6} * 2420 \text{ t} = 352.97 \text{ t}$$

Además, se debe tener en cuenta que si el periodo de la edificación en la dirección de análisis es menor a 0.5 s, entonces el coeficiente K será igual a 1:

$$S T \leq 0.5 \text{ s} \rightarrow K = 1$$

Por tanto, si el periodo en la dirección de análisis es mayor a 0.5s se calculará el coeficiente K exponencial, incrementando el 0.5T

$$S T > 0.5 \text{ s} \rightarrow K = 0.75 + 0.5T$$

Por tanto, se obtuvo como carga sísmica estática mediante el coeficiente de cortante basal “Cs”.

$$C_{x,y} = \frac{Z.U.C.S}{R} = \frac{0.25 \times 1.00 \times 2.50 \times 1.40}{6.00} = 0.145833$$

Además, se realizó el cálculo del factor exponencial “K” con los periodos obtenidos en las direcciones X e Y de la estructura. En la dirección X, el periodo obtenido fue T = 0.670s, por tanto, se obtuvo:

$$T > 0.5 \text{ s} \rightarrow K = 0.75 + 0.5T$$

$$K = 0.75 + 0.5 (0.670) = 1.085$$

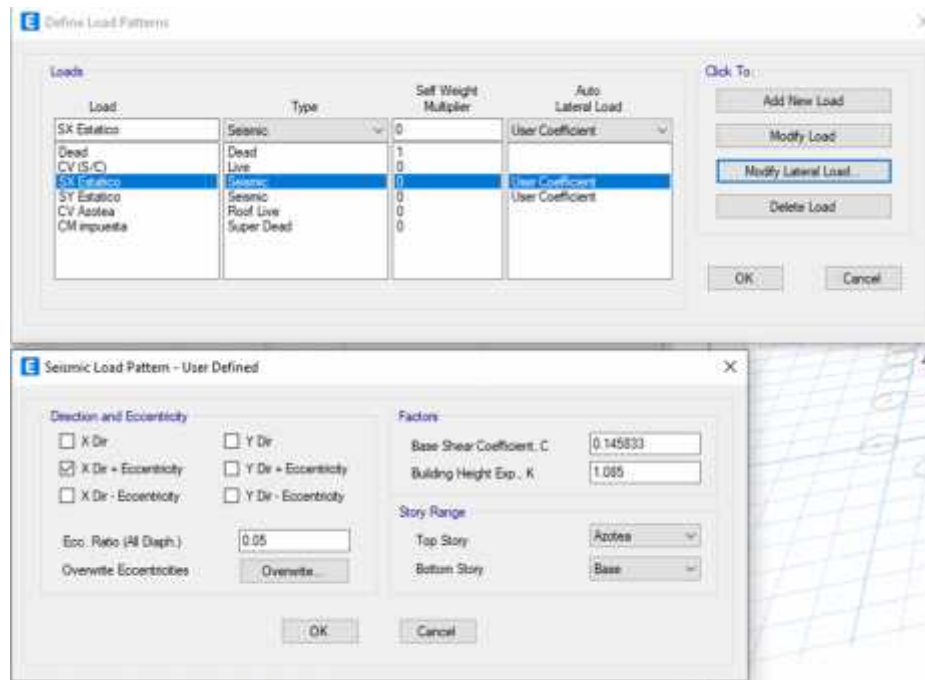
En la dirección Y, el coeficiente exponencial resultó igual a 1:

$$T \leq 0.5 \text{ s} \rightarrow K = 1$$

Los coeficientes $C_{x,y}$ y K se ingresaron en el modelo como se aprecia en la siguiente figura:

Figura 16

Ingreso del coeficiente C y K



Respecto a la distribución de fuerzas por entrepiso se determinó mediante la ecuación establecida en la norma E.030.

$$F_i = \frac{P_i (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j (h_j)^k} * V$$

En la Tabla 13 se muestra la distribución de fuerzas por cada nivel, cabe señalar que la masa se obtuvo del modelo estructural:

Tabla 13*Distribución de fuerzas en el centro de masa*

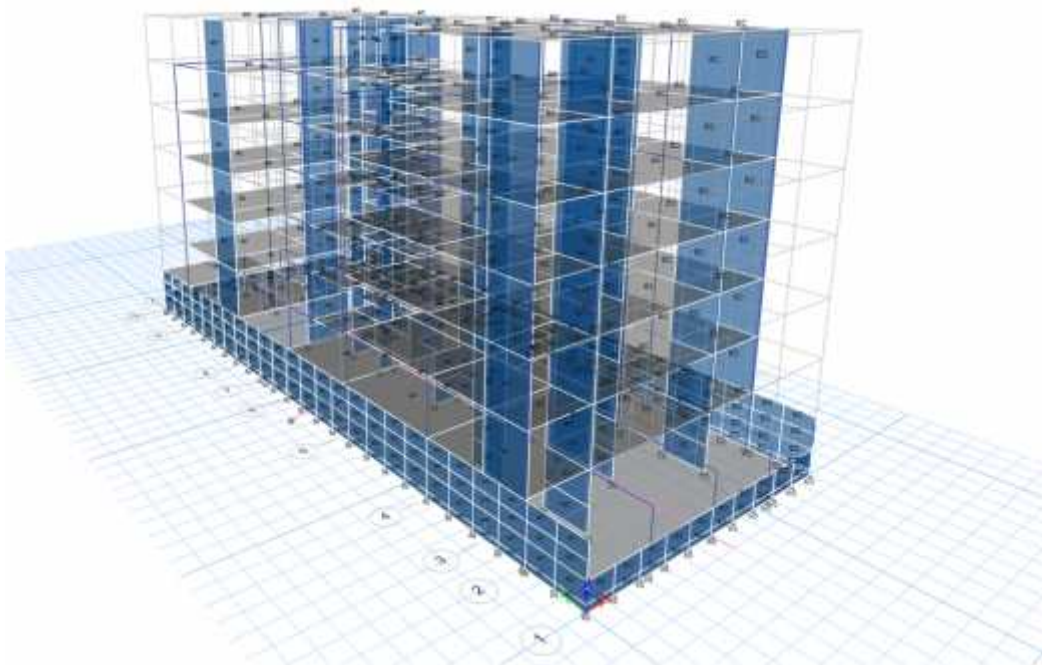
Masa Etabs (ton)	Nivel	mi	pi	hi	pi(hi)^k	αi	Fi	Vi	Vs (Tonf)
157.06	Azotea	157.06	1540.13	18.60	30998.91	0.13	459.81	459.81	46.89
312.78	Story5	312.78	3067.07	15.95	52718.05	0.23	781.98	1241.79	126.64
338.87	Story4	338.87	3323.00	13.30	47394.31	0.21	703.01	1944.81	198.33
338.87	Story3	338.87	3323.00	10.65	37724.08	0.16	559.57	2504.38	255.39
338.87	Story2	338.87	3323.00	8.00	28119.27	0.12	417.10	2921.48	297.93
338.87	Story1	338.87	3323.00	5.35	18601.58	0.08	275.92	3197.40	326.07
499.82	Semi sótano	571.86	5607.68	2.7	15552.26	0.07	230.69	3428.09	349.59
72.04	Total		23506.89		231108.47		3428.0874	OK!	
2397.19									

4.1.2 Modelo Estructural

El modelo estructural, es un modelo en base a muros estructurales y pórticos resistentes a momentos, los elementos son de secciones variables, pre dimensionadas según área de servicio, y propuestas para soportar un sismo severo, además de cumplir con la deriva permisible $\delta = 0.007$ establecida en la E.030. En la figura 17 se observa el modelo matemático.

Figura 17

Modelo estructural de la edificación



Al modelo con base empotrada se asignó el módulo de balasto en la base de la estructura y los muros que se encuentran en contacto con el estrato, como se puede apreciar en la figura 18.

Aplicación del módulo de balasto en el semisótano de la edificación

**Figura 19**

Principio hipotético de Diafragmas rígidos



Según los parámetros de la norma E.030, el modelo no presenta irregularidad extrema torsional, el análisis se aprecia en el Anexo III.

Fuerza sísmica para el análisis dinámico

Para llevar a cabo el análisis dinámico de la estructura, se procedió a definir un espectro de pseudo-aceleraciones utilizando los parámetros normativos aplicables a la zona de demanda sísmica, empleando la ecuación (S_u) definida en la norma E.030:

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

Donde:

$Z = 0.25$ (Zona de peligro sísmico)

$U = 1$ (Factor de Uso de la estructura)

$S_3 = 1.40$ (Coeficiente del suelo para suelo flexible S3)

$R_{x,y} = 6$ (Reducción por sistema estructural)

$C = 2.5$ (Coeficiente sísmico)

$g = 9.8$ (Aceleración de gravedad)

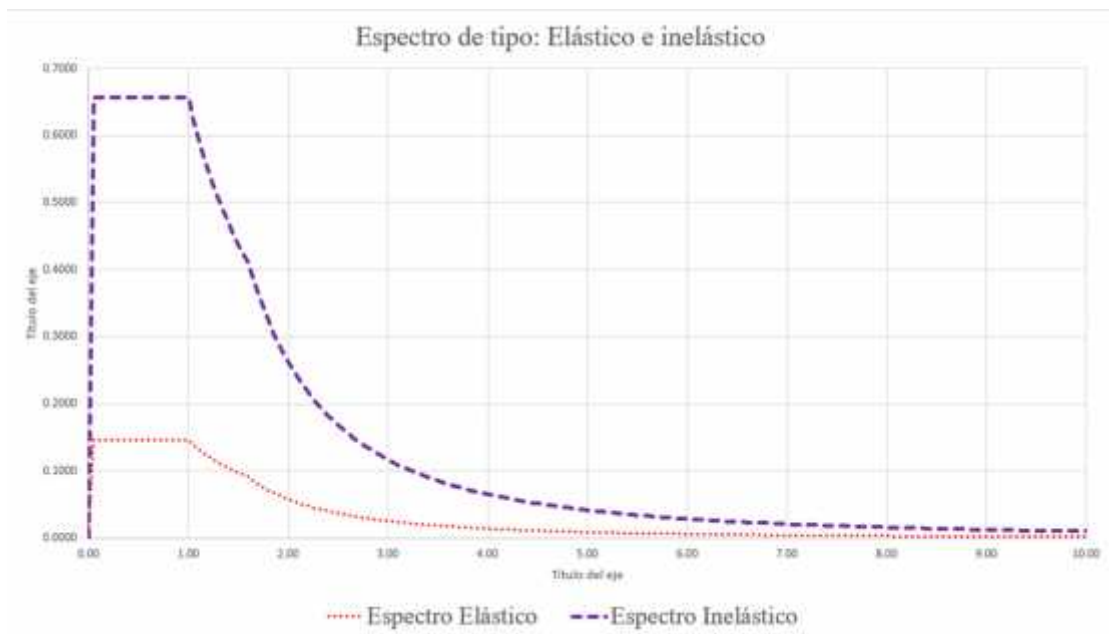
Reemplazando estos parámetros en la ecuación de la E.030 se obtuvo:

$$S_u = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} = \frac{0.25 \times 1.00 \times 2.50 \times 1.40}{6.00} = 0.1458 \text{ } g$$

En la figura 20 se observa el espectro de pseudoaceleraciones para la zona Z2 y suelo S3, generado para el análisis de tipo estático dinámico.

Figura 20

Espectro sísmico para Zona 2 y Suelo S3



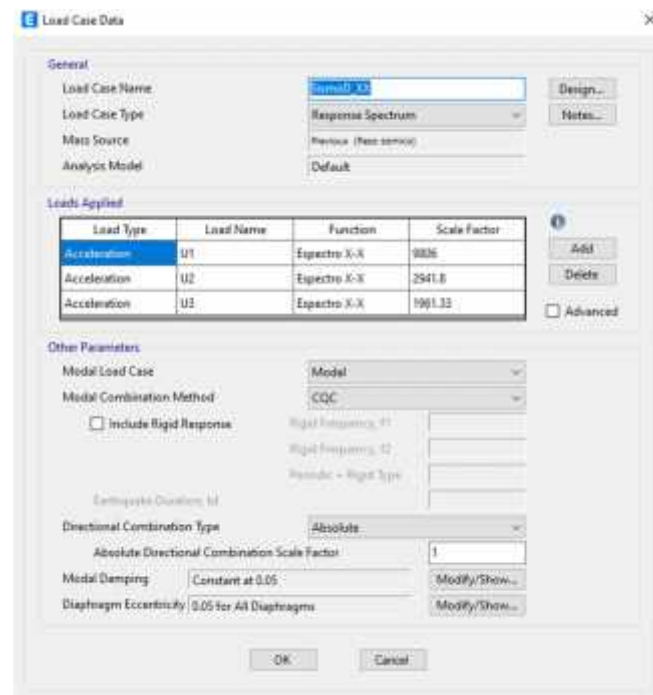
Casos de carga y análisis

El análisis dinámico requiere de dos casos de carga sísmica con el 100% de la fuerza sísmica del espectro de pseudo aceleraciones en cada dirección de análisis. Adicionalmente según la norma E.030 se debe añadir una fuerza sísmica equivalente a un 30% del espectro de pseudo aceleraciones en la dirección contraria.

De acuerdo a norma los casos de carga, pueden evaluarse utilizando el método de combinación cuadrática completa (CQC), y deben de considerar la excentricidad generada en los diafragmas generada por la diferencia entre el centro de masa y el centro de rigidez, tal como se ilustra en la figura 21, donde se presenta la generación de un caso de carga que incorpora las condiciones mencionadas.

Para el caso de carga se consideró el sismo en la dirección principal del análisis (U1), en la dirección secundaria (U2) y en la dirección vertical (U3).

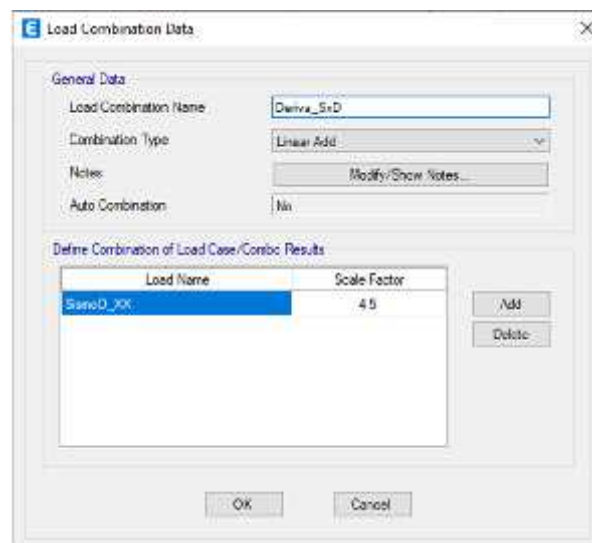
Caso de carga dinámica para resultados elásticos



El caso de carga, como se puede apreciar en la figura anterior está configurado para obtener los resultados elásticos y se utilizó como base para generar los resultados no elásticos requeridos (Figura 22) según la norma E.030 para la estimación de desplazamientos y derivas.

Figura 22

Combinaciones de carga para resultados inelásticos

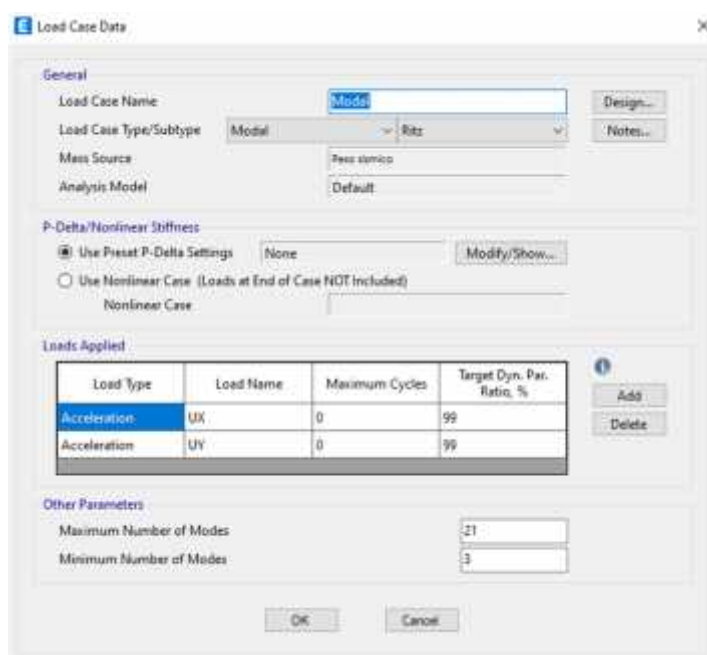


Modos de vibración

Se consideró tres casos modales por cada planta para lograr una participación de masa del 90%, verificando que se cumple con sumar más del 90% de la masa en el análisis. En la figura 23 se muestra la generación de los modos de vibración, se consideró un análisis modal mediante vectores de Ritz.

Figura 23

Casos modales de análisis



4.1.3 Resultados del análisis sísmico para la estructura convencional

Después de la configuración del modelo se procedió a realizar el análisis con los casos de carga mencionados, a continuación, se describen los resultados obtenidos, en periodos, derivas y cortantes. Estos resultados sirvieron como base para el estudio comparativo con los resultados de los demás modelos con los coeficientes de interacción suelo estructura estática y dinámica.

Periodo y masa participativa

Dentro de los resultados principales, se consideró el periodo fundamental de vibración de la estructura, así como sus derivas laterales y fuerzas cortantes en la base. En la tabla 14 se presentan los periodos de vibración correspondiente a la estructura.

Tabla 14*Periodos de vibración de la estructura*

Case	Mode	Period	Frequency
		sec	cyc/sec
Modal	1	0.558	1.793
Modal	2	0.435	2.299
Modal	3	0.304	3.286
Modal	4	0.15	6.677
Modal	5	0.117	8.515
Modal	6	0.096	10.366
Modal	7	0.074	13.535
Modal	8	0.073	13.777
Modal	9	0.064	15.62
Modal	10	0.061	16.265
Modal	11	0.056	17.903
Modal	12	0.046	21.643
Modal	13	0.036	27.72
Modal	14	0.035	28.34
Modal	15	0.033	29.89

En lo concerniente a la verificación de la participación de masa en el análisis, en la tabla 15 se muestra que en la dirección XX, se ha llegado a un 90.12% en el modo 11, mientras que en la dirección YY se ha llegado a un 97.16% en el modo 21.

Tabla 15*Participación de porcentaje de masa*

Caso	Modo	Periodo (sec)	Ux	Uy	Sum Ux	Sum Uy
Modal	1	0.558	0.4651	0.024	0.4651	0.024
Modal	2	0.435	0.2116	0.1077	0.6767	0.1317
Modal	3	0.304	0.0044	0.4688	0.6812	0.6005
Modal	4	0.15	0.1121	0.003	0.7933	0.6034
Modal	5	0.117	0.033	0.024	0.8263	0.6275
Modal	6	0.096	0.0005	4.09E-06	0.8268	0.6275
Modal	7	0.074	0.0116	0.1175	0.8383	0.745
Modal	8	0.073	0.0512	0.009	0.8896	0.754
Modal	9	0.064	0.0001	6.26E-07	0.8897	0.754
Modal	10	0.061	0.0003	5.94E-07	0.8899	0.754
Modal	11	0.056	0.0113	0.0133	0.9012	0.7672
Modal	12	0.046	0.04	0.0014	0.9412	0.7687
Modal	13	0.036	0.0091	0.0082	0.9502	0.7768
Modal	14	0.035	0.0124	0.0253	0.9626	0.8021
Modal	15	0.033	0.0036	0.0171	0.9662	0.8193
Modal	16	0.029	0.012	1.85E-05	0.9782	0.8193
Modal	17	0.023	0.0001	0.0347	0.9783	0.854
Modal	18	0.021	0.0026	0.0022	0.9809	0.8562
Modal	19	0.016	3.54E-05	0.1154	0.9809	0.9716
Modal	20	0.011	0.0087	0.0083	0.9896	0.98
Modal	21	0.011	0.0049	0.0118	0.9945	0.9918

Deriva de entrepiso para el análisis dinámico

Las deformaciones resultantes se presentan en la tabla 16 así como en la tabla 17. En la tabla 16 se muestran las derivas de la estructura correspondiente a la dirección XX, dirección donde se obtuvo una deriva $\delta = 0.0043$ en el quinto piso, dicho resultado corresponde a los resultados inelásticos que se obtienen al multiplicar los resultados elásticos por el factor $R = R * 0.75$.

La estructura de acuerdo a estas deformaciones se puede catalogar como una estructura con rigidez aceptable para soportar un sismo severo, en la dirección XX que cuenta con menor rigidez lateral.

Tabla 16*Derivas resultantes en el análisis dinámico en dirección XX*

Desplazamientos en el centro de masa - XX - 0.75*R							
Nivel	Diafragma	Load Case/Combo	UX	UY	Altura	Desplazamiento Relativo	Distorsión
			mm	mm	mm	mm	
Azotea	D7	Deriva_SxD	65.031	23.196	2650	10.952	0.0041
Story5	D6	Deriva_SxD	54.079	19.648	2650	11.347	0.0043
Story4	D5	Deriva_SxD	42.732	16.09	2650	10.128	0.0038
Story3	D4	Deriva_SxD	32.604	11.476	2650	10.879	0.0041
Story2	D3	Deriva_SxD	21.725	6.829	2650	10.479	0.0040
Story1	D2	Deriva_SxD	11.246	2.75	2650	8.179	0.0031
SemiSótano	D1	Deriva_SxD	3.067	0.157	1500	3.067	0.0020

En la tabla 17 se muestran las derivas de la estructura en la dirección YY, dirección en la cual se obtuvo $\delta = 0.0019$ en el tercer y cuarto piso, dicho resultado corresponde a los resultados inelásticos que se obtienen al multiplicar los resultados elásticos por el factor $R = R * 0.75$.

Tabla 17*Derivas resultantes en el análisis dinámico en dirección YY*

Nivel	Diafragma	Load Case/Combo	UX	UY	Altura	Desplazamiento Relativo	Distorsión
			mm	mm	mm	mm	
Azotea	D7	Deriva_SyD	32.711	26.05	2650	4.305	0.0016
Story5	D6	Deriva_SyD	27.723	21.745	2650	4.498	0.0017
Story4	D5	Deriva_SyD	22.557	17.247	2650	4.993	0.0019
Story3	D4	Deriva_SyD	17.311	12.254	2650	4.919	0.0019
Story2	D3	Deriva_SyD	11.617	7.335	2650	4.288	0.0016
Story1	D2	Deriva_SyD	6.073	3.047	2650	2.82	0.0011
SemiSótano	D1	Deriva_SyD	1.695	0.227	2700	0.227	0.0002

La estructura de acuerdo a estas deformaciones se puede catalogar como una estructura con rigidez suficiente para soportar un sismo severo en la dirección YY que proporciona la mayor rigidez lateral por la presencia de mayor longitud de muros estructurales.

Cortante en la base

Se procedió a obtener las cortantes de la estructura para verificar si se requiere el escalamiento del espectro para alcanzar una cortante mínima equivalente al 80% de la cortante estática. En la tabla 18 se aprecia las cortantes dinámicas obtenidas. En la tabla 19 se observa los resultados del análisis estático, la cortante estática obtenida es mayor a la cortante dinámica por lo que se debe escalar, según la norma al 80% como mínimo.

Tabla 18

Cortante basal dinámico en dirección XX y YY

Load Case/Combo	VX	VY	T	MX	MY
	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
SismoD_XX	208.0412	114.4173	4004.6893	1487.2945	2591.754
SismoD_YY	117.974	196.1261	3666.2787	2508.8457	1460.609

En la tabla 19 se observa los resultados del análisis estático, la cortante estática obtenida es mayor a la cortante dinámica por lo que se debe escalar, según la norma al 80% como mínimo.

Tabla 19

Cortante basal estático en dirección XX y YY

Load Case/Combo	VX	VY	T	MX	MY
	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
SismoEstaticoXX	-339.06	0	6119.64	0.4309	-4173.72
SismoEstaticoYY	-0.0033	-339.08	-2651.15	4151.19	0.4092

En la tabla 20 se muestra los factores de escalamiento en ambas direcciones.

Tabla 20

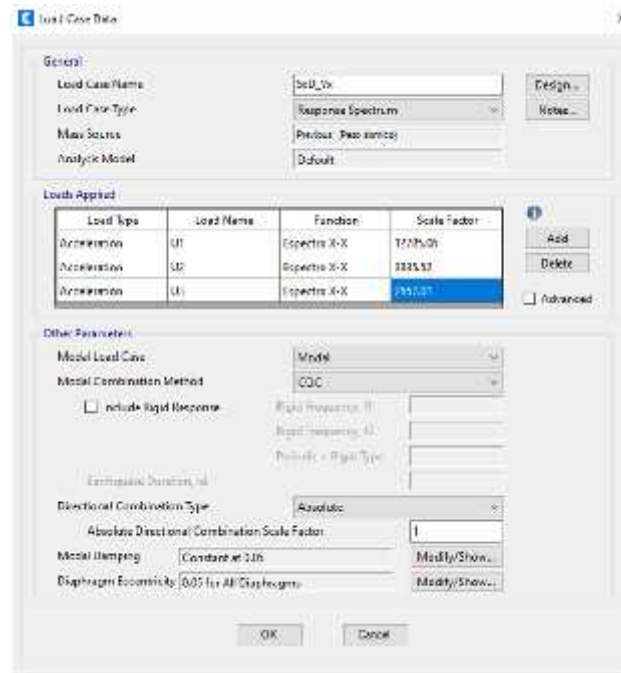
Escalamiento de Cortante dinámica

Dirección	V(estático)	80%V (Estático)	V (dinámico)	Factor de escala
	Tonf	Tonf		
X-X	339.0637	271.25096	208.0412	1.3038
Y-Y	339.0836	271.26688	196.1261	1.3831

En la figura 24 se aprecia el ingreso del factor de escalamiento, para el caso de análisis en la dirección XX. El mismo procedimiento se aplicó para la dirección YY

Figura 24

Aplicación de factor de escalamiento



El escalamiento realizado no afectará a los desplazamientos según la norma, sin embargo, la fuerza cortante dinámica debe cumplir al menos con el 80% del valor obtenido en el análisis estático, si no se cumple se debe escalar y proceder a obtener las cortantes con ese factor de escalamiento. En la tabla 21 se muestran las cortantes dinámicas en la dirección XX de la estructura, obtenidas con el factor de escalamiento al sismo estático.

Tabla 21

Cortante dinámica en XX con factor de escalamiento

Nivel	Output Case	VX tonf	VY tonf
Azotea	SxD_Vx	46.5562	26.6662
Story5	SxD_Vx	111.5165	66.1427
Story4	SxD_Vx	167.0899	98.5497
Story3	SxD_Vx	210.2271	122.197
Story2	SxD_Vx	241.3574	138.0569
Story1	SxD_Vx	260.5137	146.2639
Semi Sótano	SxD_Vx	270.0974	149.2769
Cota +0.00	SxD_Vx	271.2441	149.1773

En la tabla 22 se puede verificar las cortantes dinámicas en la dirección YY de la estructura, obtenidas con el factor de escalamiento al sismo estático.

Tabla 22

Cortante dinámica en YY con factor de escalamiento

Nivel	Output Case	VX tonf	VY tonf
Azotea	SyD_Vy	25.5903	49.5705
Story5	SyD_Vy	63.9912	120.5301
Story4	SyD_Vy	98.5683	176.9929
Story3	SyD_Vy	125.5801	218.3959
Story2	SyD_Vy	144.9874	246.9317
Story1	SyD_Vy	156.8436	262.6688
Semi sótano	SyD_Vy	162.4989	272.116
Cota +0.00	SyD_Vy	163.1697	271.262

Los valores obtenidos a partir del modelo convencional, se utilizaron como parámetros para la comparación con los modelos que incorporan los coeficientes de interacción suelo-estructura por el método directo y método inverso.

4.2 Análisis con los Modelos Estáticos de Winkler y Pasternak

El modelo que emplea los coeficientes de rigidez de Winkler y Pasternak requiere determinar las propiedades del suelo como el módulo de elasticidad del suelo, el coeficiente de Poisson correspondiente, profundidad del estrato, que se determina con el estudio de mecánica de suelos realizado en el sitio. Para el análisis estructural considerando la ISE estático se consideró los siguientes parámetros, tanto para la estructura como para el suelo de cimentación que a continuación se describen.

Propiedades del suelo

Según el estudio de Mecánica de Suelos, el suelo de cimentación se clasifica como suelo flexible tipo S3 conformado por un único estrato, un suelo caracterizado como arena de granulometría media a fina. A continuación, se describen las propiedades para el suelo S3:

- Tipo de suelo : S3 – Suelo blando (Según la norma E.030)
- Velocidad de propagación de onda : $V_s = 165$ m/s

- Módulo de elasticidad del suelo : $E_s = 1150 \text{ ton/m}^2$
- Coeficiente de Poisson : $\mu_1 = 0.30$
- Altura de estrato : $h_1 = 1.00 \text{ m}$

4.2.1 Coeficientes de rigidez de Winkler

El módulo de Winkler se denomina también módulo de balasto C_1 (relación entre un esfuerzo y su correspondiente deformación) supone un numero infinito de resortes que representan la rigidez del suelo, y se determinan mediante la resistencia admisible del suelo. Para la determinación el coeficiente C_1 es necesario el módulo de elasticidad del suelo, el coeficiente Poisson del Suelo, altura del estrato como se aprecia en la ecuación de Winkler:

$$C_1 = \frac{E_1}{h_1(1 - 2\mu_1^2)}$$

Se tiene:

$E_1 = 1150 \text{ t/m}^2$ (Según EMS. Se define como módulo de elasticidad del suelo)

$h_1 = 1.00 \text{ m}$ (Altura del estrato)

$\mu_1 = 0.30$ (Poisson del suelo según EMS)

Mediante las propiedades y características señaladas el coeficiente C_1 para un estrato es el siguiente:

$$C_1 = \frac{1150 \text{ t/m}^2}{1.00 \text{ m} \cdot (1 - 2(0.30)^2)}$$

$$C_1 = 1402 \text{ t/m}^3$$

El coeficiente obtenido se procedió a incorporar al modelo estructural, en la losa de cimentación, generando para ello una propiedad en el modelo por *Area spring* para incorporar los resortes, en un suelo discretizado para obtener la interacción del suelo con la estructura.

4.2.2 Coeficientes de rigidez de Pasternak

El coeficiente de rigidez por Pasternak, es el coeficiente C_1 que se obtuvo para Winkler, es decir se considera hipotéticamente una carga distribuida uniformemente igual sobre el suelo. A diferencia de Winkler, Pasternak añade el coeficiente horizontal C_2 . Hallando el coeficiente C_1 mediante la ecuación de Winkler:

$$C_1 = \frac{E_1}{h_1(1 - 2\mu_1^2)}$$

Dónde:

$E_1 = 1150 \text{ t/m}^2$ (Módulo de elasticidad)

$h_1 = 1.00 \text{ m}$ (Altura del estrato)

$\mu_1 = 0.30$ (Poisson del suelo)

Se obtuvo el coeficiente C_1 para Pasternak con la ecuación de Winkler:

$$C_1 = \frac{1150 \text{ t/m}^2}{1.00 \text{ m} * (1 - 2(0.30)^2)}$$

$$C_1 = 1402.439 \text{ t/m}^3$$

El coeficiente horizontal C_2 se puede determinar mediante la siguiente ecuación (Villareal, 2007):

$$C_2 = \frac{E_1 * h_1}{6(1 - \mu_1)}$$

Dónde:

$E_1 = 1150 \text{ t/m}^2$ (Módulo de elasticidad)

$h_1 = 1.00 \text{ m}$ (Altura del estrato)

$\mu_1 = 0.30$ (Poisson del suelo)

Al reemplazar los datos se obtuvo un coeficiente de Balasto C_2 que se aprecia a continuación:

$$C_2 = \frac{1150 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} * 1.00 \text{ m}}{6(1 - 0.30)}$$

$$C_2 = 147.436 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

Para incorporar los coeficientes estáticos de Balasto del modelo de Pasternak es necesario definir una cimentación con un mallado de 2.00 x 2.00 m, y generar la propiedad de balasto en la dirección vertical mediante el uso de *Area springs*. Adicionalmente el coeficiente C_2 se incorpora mediante la generación de elementos de tipo *Point Springs* en la losa de cimentación discretizada, manteniendo las mismas características del material de la losa de cimentación.

Los coeficientes calculados deben ser ingresados en las unidades solicitadas en el software, por lo tanto, se ingresaron convertidos a tonf/mm:

$$C_1 = 1.402 \times 10^{(-6)} \frac{t_1}{m^3}$$

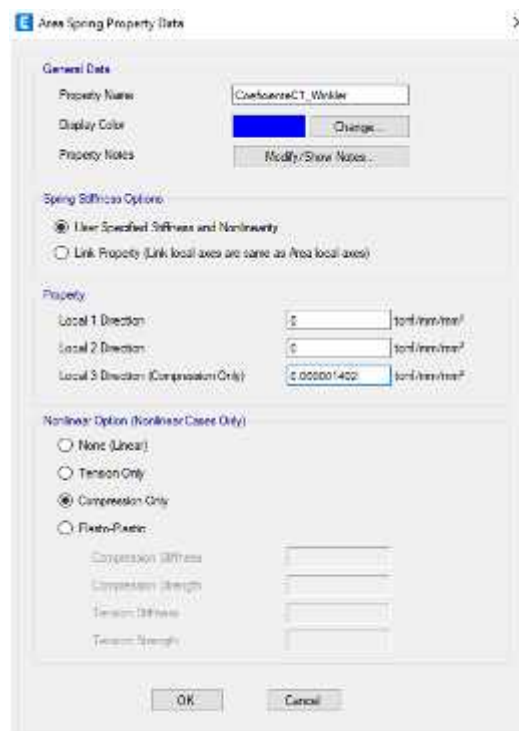
$$C_2 = 0.147436 \frac{t_1}{m}$$

4.2.3 Incorporación del coeficiente C_1 de Winkler y Pasternak

El coeficiente se puede ingresar en un software de análisis mediante la generación de un área de resortes a compresión, que incluya el coeficiente en la dirección vertical o perpendicular al suelo. En la figura 25 se aprecia la generación del *Area Spring* y el módulo calculado.

Figura 25

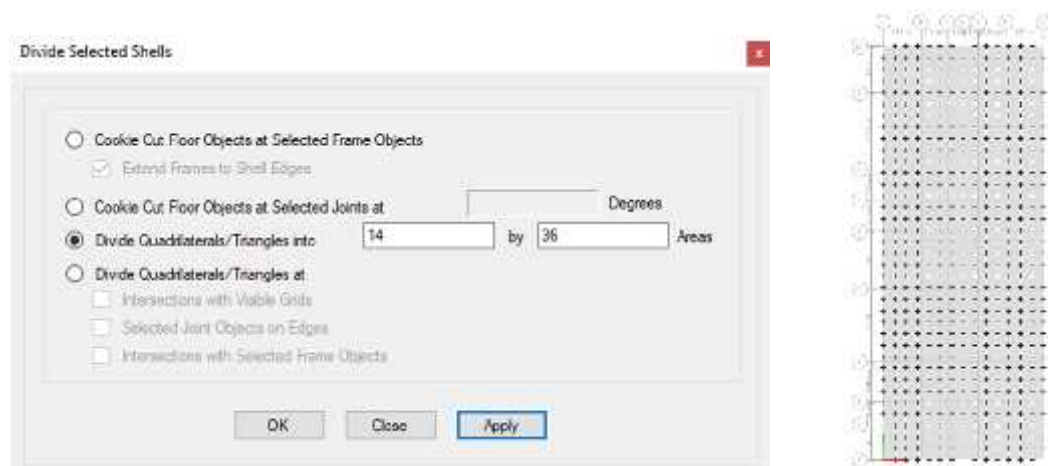
Generación del área springs en el modelo



Previamente la losa de cimentación se debe discretizar, mediante una división en cuadriláteros cada 2.0 m para ingresar el coeficiente C_1 de Winkler. La discretización de la losa de cimentación se observa a continuación.

Figura 26

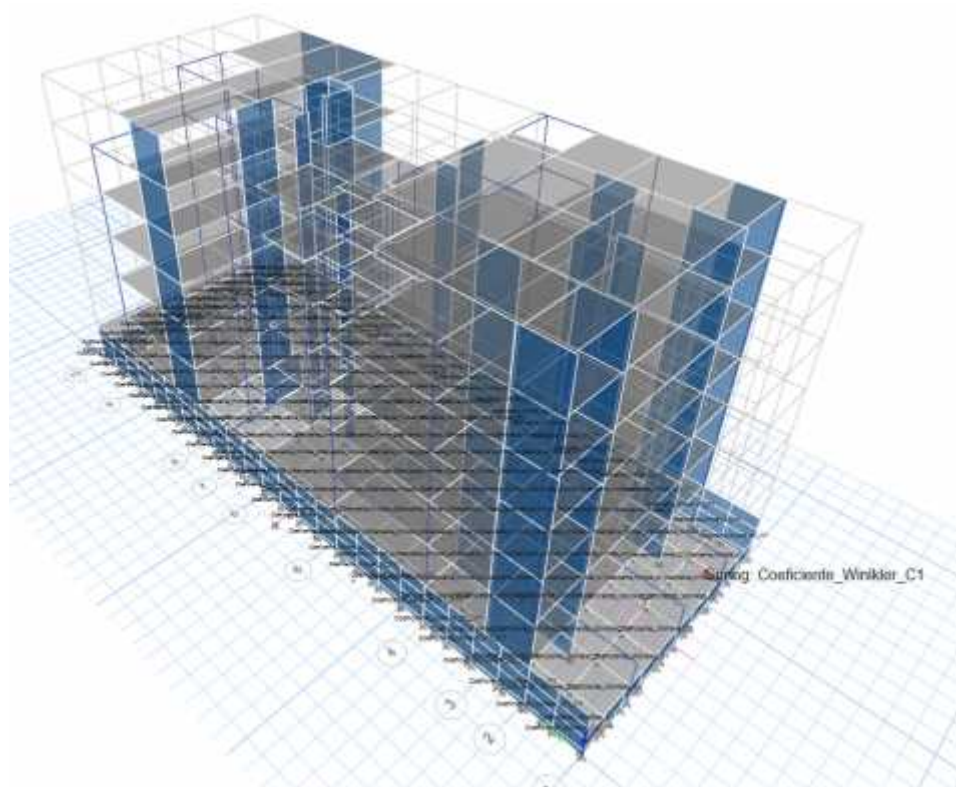
Discretización de la losa



Despues de dividir la losa, se procede a asignar el coeficiente de Winkler en la losa de cimentación, usando para ello *Assign/Shell/AreaSpring* y seleccionando el *Area Spring* correspondiente.

Figura 27

Asignación del módulo C1

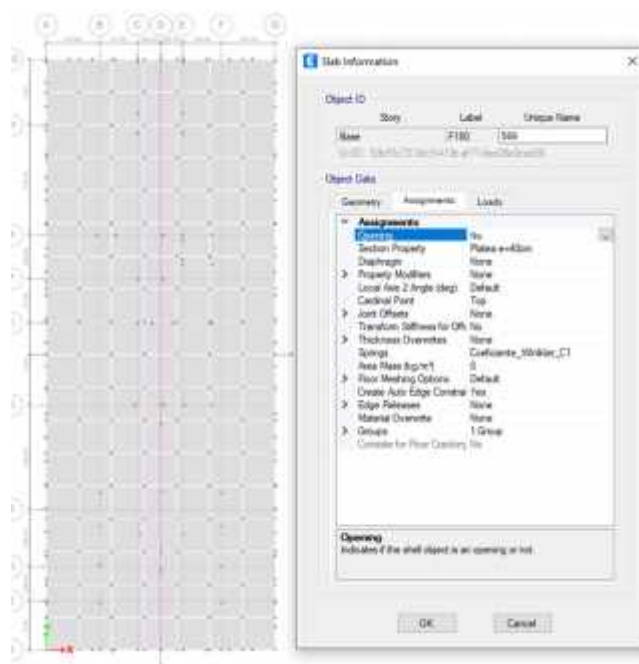


Los coeficientes de Winkler también se ingresaron en las caras del muro estructural que tiene contacto con el estrato, igualmente a compresión, dado que el suelo no genera tracción.

El modelo para usar el coeficiente de Winkler y Pasternak parte desde un punto hipotético y teórico, el desplazamiento de la losa en contacto con el suelo puede desplazarse en la dirección ZZ, por lo cual se le quita esa restricción al modelo. Con esas condiciones la losa de cimentación queda asignada con el coeficiente estático como se aprecia en la siguiente figura.

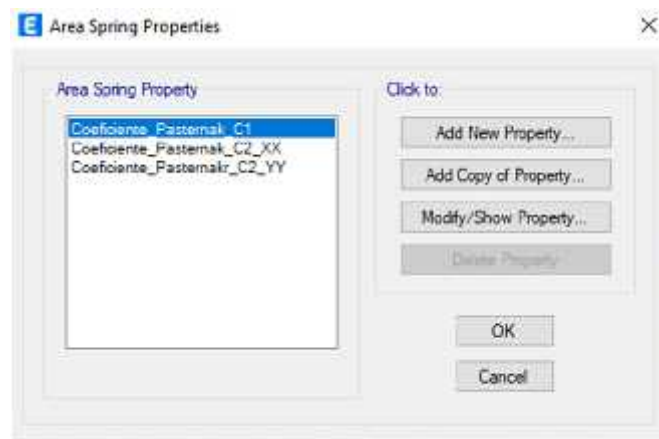
Figura 28

Asignación de restricciones en X,Y,Z



Para el caso del modelo estatico de Pasternak, es necesario generar el coeficiente lateral C_2 de Pasternak previamente calculado como se observa en la Figura 29. Este coeficiente se ingresó mediante el comando *Define/ Spring Properties/Area Springs/*, el coeficiente lateral C_2 se asignó a los bordes de la cimentacion y muros en contacto con el estrato. En la figura se aprecia los coeficientes de Pasternak.

Figura 29 Coeficiente lateral C_1 y C_2 de Pasternak en ambas direcciones



A continuacion se muestra en la figura la propiedad del coeficiente lateral C_2 de Pasternak, ingresados como *Area Springs*.

Figura 30

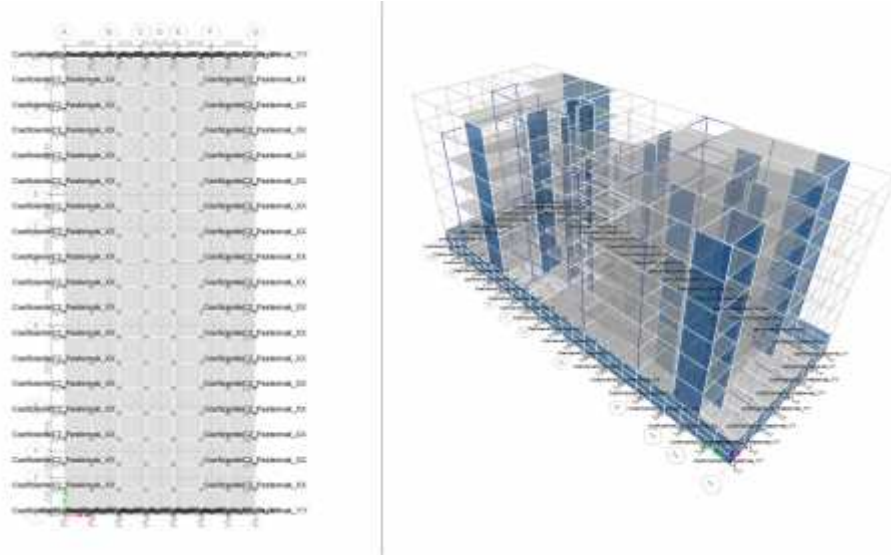
Propiedad del coeficiente lateral C_2 de Pasternak



Luego de crear este coeficiente como una propiedad, se seleccionó todas las areas de la cimentación discretizadas, y se procedió a asignar haciendo uso del comando *Assign/Shell/AreaSpring* en la base y las direcciones XX y YY de la estructura. En la figura siguiente se muestra en planta y elevacion el modelo final con el módulo de vertical y horizontal de Pasternak.

Figura 31

Modelo con los coeficientes C_1 y C_2 de Pasternak



4.2.4 Resultados obtenidos con los modelos estáticos

Después de incorporar el coeficiente C_1 para el Modelo Winkler y los coeficientes C_1 y C_2 para el Modelo de Pasternak, se procedió a realizar el análisis de la estructura, obteniendo los siguientes periodos.

Periodos con Winkler y Pasternak

Después de incorporar los coeficientes para el Modelo con C_1 de Winkler y el Modelo con los coeficientes C_1 y C_2 de Pasternak, se procedió a realizar el análisis de la estructura, obteniendo los siguientes periodos.

Tabla 23*Periodos con el coeficiente de rigidez C1 de Winkler*

Case	Mode	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.597	1.674	10.5161	110.5879
Modal	2	0.465	2.15	13.5104	182.5302
Modal	3	0.343	2.916	18.3226	335.719
Modal	4	0.154	6.487	40.7563	1661.0725
Modal	5	0.12	8.337	52.3802	2743.6876
Modal	6	0.096	10.366	65.131	4242.0413
Modal	7	0.076	13.096	82.2842	6770.6863
Modal	8	0.075	13.298	83.5539	6981.2612
Modal	9	0.063	15.765	99.0572	9812.3278
Modal	10	0.061	16.508	103.7248	10758.8274
Modal	11	0.057	17.508	110.0056	12101.2356
Modal	12	0.047	21.087	132.4941	17554.6863
Modal	13	0.037	26.711	167.8327	28167.8159
Modal	14	0.036	27.638	173.6575	30156.9219
Modal	15	0.034	29.499	185.3474	34353.6723
Modal	16	0.032	31.73	199.3645	39746.2153
Modal	17	0.024	42.019	264.0119	69702.2829
Modal	18	0.023	43.609	274.0018	75076.9695
Modal	19	0.017	58.908	370.1307	136996.74
Modal	20	0.008	129.458	813.4075	661631.76
Modal	21	0.005	217.65	1367.5353	1870152.76

En la tabla 24 se muestran los periodos del Modelo de Pasternak.

Tabla 24*Periodos con el coeficiente de rigidez C1 y C2 de Pasternak*

Case	Mode	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.599	1.669	10.4867	109.9717
Modal	2	0.466	2.148	13.4934	182.0718
Modal	3	0.345	2.901	18.2251	332.1555
Modal	4	0.154	6.485	40.744	1660.0703
Modal	5	0.12	8.33	52.3408	2739.5563
Modal	6	0.096	10.366	65.1309	4242.0382
Modal	7	0.076	13.074	82.1468	6748.0994
Modal	8	0.075	13.288	83.4937	6971.1912
Modal	9	0.064	15.694	98.6055	9723.0461
Modal	10	0.061	16.351	102.7355	10554.5821
Modal	11	0.057	17.493	109.9126	12080.7794
Modal	12	0.047	21.082	132.4651	17547.0016
Modal	13	0.037	26.961	169.404	28697.7063
Modal	14	0.036	27.648	173.718	30177.9449
Modal	15	0.034	29.51	185.4167	34379.362
Modal	16	0.03	33.258	208.9667	43667.0619
Modal	17	0.024	42.438	266.6434	71098.6886
Modal	18	0.021	47.532	298.6546	89194.5629
Modal	19	0.017	58.556	367.921	135365.831
Modal	20	0.007	134.811	847.0442	717483.929
Modal	21	0.005	221.059	1388.9574	1929202.58

En la tabla comparativa se aprecia, los resultados del modelo convencional y los modelos con los coeficientes estaicos de rigidez.

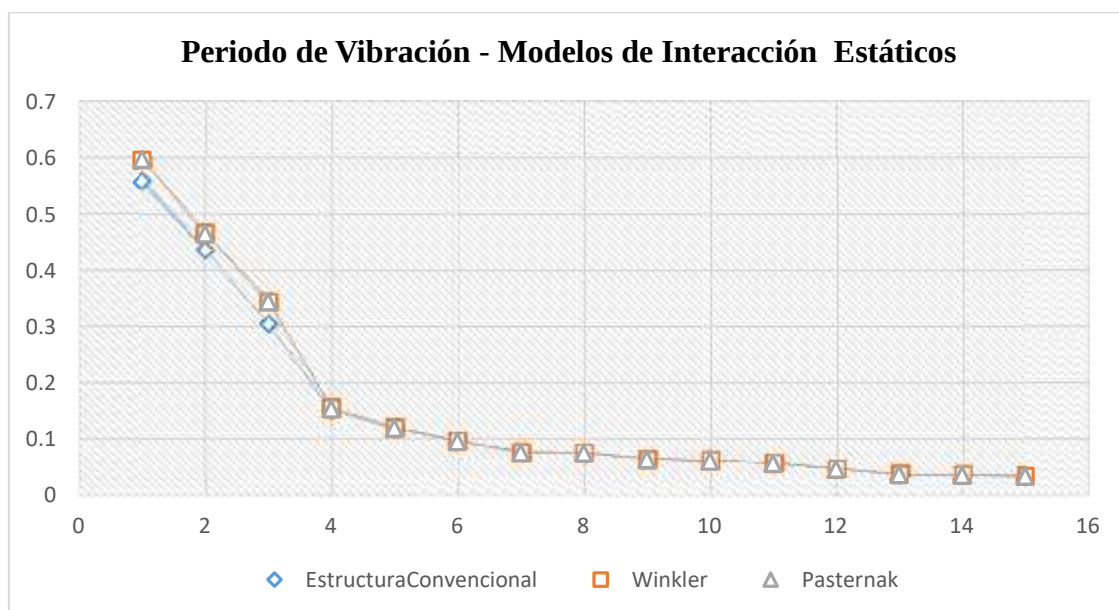
Tabla 25*Resultados comparativos*

Modo	Modelo Convencional	Winkler	Pasternak	% de Variación - Winkler	% de Variación Pasternak
1	0.558	0.597	0.599	6.53%	6.84%
2	0.435	0.465	0.466	6.45%	6.65%
3	0.304	0.343	0.345	11.37%	11.88%
4	0.15	0.154	0.154	2.60%	2.60%
5	0.117	0.12	0.12	2.50%	2.50%
6	0.096	0.096	0.096	0.00%	0.00%
7	0.074	0.076	0.076	2.63%	2.63%
8	0.073	0.075	0.075	2.67%	2.67%
9	0.064	0.063	0.064	-1.59%	0.00%
10	0.061	0.061	0.061	0.00%	0.00%
11	0.056	0.057	0.057	1.75%	1.75%
12	0.046	0.047	0.047	2.13%	2.13%
13	0.036	0.037	0.037	2.70%	2.70%
14	0.035	0.036	0.036	2.78%	2.78%
15	0.033	0.034	0.034	2.94%	2.94%
16	0.029	0.032	0.03	9.38%	3.33%
17	0.023	0.024	0.024	4.17%	4.17%
18	0.021	0.023	0.021	8.70%	0.00%
19	0.016	0.017	0.017	5.88%	5.88%
20	0.011	0.008	0.007	-37.50%	-57.14%
21	0.011	0.005	0.005	-120.00%	-120.00%

En la tabla comparativa se observa, que el periodo aumenta en 6.53% para el modelo con el coeficiente de Winkler y en 6.84% para el modelo con los coeficientes de Pasternak, lo cual evidencia que los modelos de Interacción Suelo-Estructura Estáticos tienen influencia en el periodo de la estructura, en la figura 32 se aprecia de forma gráfica los resultados comparativos.

Figura 32

Periodos con los modelos estáticos de Winkler y Pasternak



En la figura anterior se aprecia que mediante la incorporación de los coeficientes de rigidez de Winkler y Pasternak, se presenta una variación del periodo fundamental en la estructura.

Derivas con Winkler y Pasternak

En la siguiente tabla 26, se puede apreciar los resultados de las derivas con el coeficiente de rigidez de Winkler y Pasternak en ambas direcciones.

Tabla 26

Comparación de derivas con coeficientes estáticos

	Dirección - XX			Dirección - YY		
	Convencional	Winkler	Pasternak	Convencional	Winkler	Pasternak
Nivel	XX	XX	XX	YY	YY	YY
Azotea	0.0041	0.0049	0.0050	0.0016	0.0019	0.0019
Story5	0.0043	0.0051	0.0052	0.0017	0.0020	0.0020
Story4	0.0038	0.0047	0.0047	0.0019	0.0022	0.0022
Story3	0.0041	0.0050	0.0051	0.0019	0.0021	0.0022
Story2	0.0040	0.0049	0.0049	0.0016	0.0019	0.0019
Story1	0.0031	0.0041	0.0041	0.0011	0.0013	0.0014
Semi sótano	0.0020	0.0036	0.0037	0.0002	0.0004	0.0004

En la Tabla 27, se puede apreciar los porcentajes de variación de las derivas, entre el modelo con análisis convencional y los modelos con los coeficientes de rigidez de Winkler y Pasternak en ambas direcciones:

Tabla 27

Porcentaje de variación de derivas con coeficientes estáticos

	Dirección - XX			Dirección - YY		
	Convencional	Winkler	Pasternak	Convencional	Winkler	Pasternak
Nivel	XX	XX	XX	YY	YY	YY
Azotea	0.0041	16.02%	16.66%	0.0016	15.26%	15.84%
Story5	0.0043	16.58%	17.21%	0.0017	14.91%	15.50%
Story4	0.0038	18.24%	18.90%	0.0019	13.26%	13.79%
Story3	0.0041	18.14%	18.76%	0.0019	13.49%	14.06%
Story2	0.0040	19.38%	19.99%	0.0016	15.21%	15.84%
Story1	0.0031	23.82%	24.46%	0.0011	20.63%	21.51%
SemiSót.	0.0020	43.83%	44.46%	0.0002	63.74%	65.76%

Respecto a los porcentajes de variación de la deriva con los coeficientes de Winkler y Pasternak estos se incrementaron en promedio en un 15% en las plantas superiores. En la Tabla 27, se observa el porcentaje de incremento en la deriva, en el nivel del Semi Sótano se llegó hasta el 43.83% con Winkler y 44.46% con Pasternak en la dirección XX de la estructura. En la dirección YY, el porcentaje de incremento en la deriva en el nivel del Semi Sótano llegó hasta el 63.74% con Winkler y 65.76% con Pasternak, cabe señalar que a este nivel del semisótano la deriva era imperceptible en el modelo original. En el primer piso, la deriva llegó a incrementarse hasta el 23.82% con Winkler y 24.46% con Pasternak en la dirección XX de la estructura. En la dirección YY, el porcentaje de incremento en la deriva en el primer nivel fue un 20.63% con Winkler y 21.51% con Pasternak.

Cortantes dinámicas en la base con Winkler y Pasternak

Respecto a las cortantes obtenidas, estas se determinaron con el caso de carga establecido con el factor de escalamiento $S_x D_{Vx}$ y $S_y D_{Vy}$ para el sismo dinámico, para todos los casos de análisis y en los modelos que usan los coeficientes estáticos y dinámicos.

A continuación, en la Tabla 28 se muestran los resultados del modelo convencional, y los modelos con los coeficientes de Winkler y Pasternak en ambas direcciones.

Tabla 28*Cuadro comparativo de cortantes por piso y modelos estáticos*

	Convencional		Winkler		Pasternak	
	VX	VY	VX	VY	VX	VY
	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf
Azotea	46.56	49.57	48.37	49.74	48.44	49.74
Story5	111.52	120.53	118.06	121.61	118.28	121.54
Story4	167.09	176.99	177.87	179.29	178.20	179.25
Story3	210.23	218.40	224.62	222.07	225.05	222.02
Story2	241.36	246.93	258.80	252.31	259.30	252.37
Story1	260.51	262.67	280.51	269.67	281.04	269.83
SemiSót.	270.10	272.12	292.13	277.47	292.70	277.70
Cota 0.0	271.24	271.26	292.13	279.14	293.60	279.36

En la tabla 29 se aprecia que la cortante con los coeficientes de Winkler y Pasternak se incrementaron en un promedio de 7% en la dirección XX en los primeros niveles de la estructura, para la dirección YY el incremento en la deriva fue en promedio del 3% a nivel del suelo, es decir en la parte del semisótano que está en contacto con la cimentación.

Tabla 29*Porcentaje de variación de cortantes por piso y modelos estáticos*

	Convencional		Winkler		Pasternak	
	VX	VY	VX	VY	VX	VY
	tonf	tonf	%	%	%	%
Azotea	46.56	49.57	3.75%	0.34%	3.89%	0.35%
Story5	111.52	120.53	5.55%	0.89%	5.72%	0.83%
Story4	167.09	176.99	6.06%	1.28%	6.23%	1.26%
Story3	210.23	218.40	6.41%	1.66%	6.58%	1.63%
Story2	241.36	246.93	6.74%	2.13%	6.92%	2.16%
Story1	260.51	262.67	7.13%	2.60%	7.30%	2.65%
SemiSót.	270.10	272.12	7.54%	1.93%	7.72%	2.01%
Cota 0.0	271.24	271.26	7.15%	2.82%	7.61%	2.90%

4.3 Modelo dinámico de Barkan-Savinov

Los modelos ISE dinámicos requieren las propiedades geotécnicas del suelo, las cuales fueron determinadas a partir del estudio de mecánica de suelos correspondiente. Dentro

del EMS se determinó que el suelo corresponde a la clasificación E.030 como suelo flexible tipo S3 constituido por un único estrato, definido como una arena de granulometría media a fina, a continuación, se describe las propiedades que se usaran en las ecuaciones de los modelos dinámicos de interacción suelo estructura:

- Clasificación del suelo : S3 – Suelo blando (E.030)
- Tipo de suelo : Arena arcillosa de baja plasticidad
- Velocidad de onda : $V_S = 165 \text{ m/s}$
- Módulo de elasticidad del suelo : $E_S = 4000 \text{ tonf/m}^2$
- Coeficiente de Poisson : $\mu_1 = 0.30$
- Altura de estrato : $h_1 = 1.0 \text{ m}$
- Capacidad portante del suelo : $q_u = 1.35 \text{ kg/cm}^2$
- Densidad del suelo : $\rho_s = 0.1 \text{ ton.s}^2/\text{m}^4$
- Coeficiente C_u : $C_u = 0.8 \text{ kg/cm}^2$
- Profundidad de desplante : $\gamma_u = 1.6 \text{ m}$

Peso sísmico de la estructura sin considerar la losa

El peso sísmico se obtuvo mediante el modelamiento de la estructura, con su respectiva combinación de cargas, en la siguiente tabla se aprecia el peso sísmico equivalente a $P_E = 2397.19 \text{ t}$.

Tabla 30

Peso sísmico de la edificación

Peso con la Carga Promedio (NTE 0.30)			
Nivel	UX (kg)	UY (kg)	Peso en Tonf
Azotea	157059.67	157059.67	157.06
Story5	312775.15	312775.15	312.78
Story4	338874.36	338874.36	338.87
Story3	338874.36	338874.36	338.87
Story2	338874.36	338874.36	338.87
Story1	338874.36	338874.36	338.87
Semi Sótano	499817.8	499817.8	499.82
Base	72044.04	72044.04	72.04
Peso sísmico sin considerar la losa			2397.19

Para el modelo de Barkan y Savinov, se requiere previamente determinar las masas traslacionales en los ejes centroidales X,Y,Z. Igualmente, las masas rotacionales, en

función a X', Y', Z' (Ejes de contacto suelo y losa de cimentación) en función a las dimensiones geométricas de la cimentación. A continuación, se describe las características del cimientto:

Tabla 31

Características de la cimentación de la estructura

Descripción	Detalle
Lado menor de la losa (XX)	$a = 14 \text{ m}$
Lado mayor de la losa (XX)	$b = 36 \text{ m}$
Área de la losa	$b = 504 \text{ m}$
Altura de la losa	$c = 0.40 \text{ m}$
Distancia al centroide de la losa	$d = c/2 = 0.2 \text{ m}$
Peso del concreto por m3	$\gamma = 2.4 \text{ t/m}^3$
Gravedad	$g = 9.806 \text{ m/s}^2$

A continuación, se determinó el peso de la losa de cimentación, sus masas traslacionales y rotacionales:

$$P_L = \gamma * a * b * c = 483.84 \text{ t}$$

$$M_t = \frac{\gamma * a * b * c}{g} = 49.341 \frac{\text{t} * \text{s}^2}{\text{m}}$$

$$M_x = \frac{\gamma * a * b * c}{g} = 49.341 \frac{\text{t} * \text{s}^2}{\text{m}}$$

$$M_y = \frac{\gamma * a * b * c}{g} = 49.341 \frac{\text{t} * \text{s}^2}{\text{m}}$$

$$M_z = \frac{\gamma * a * b * c}{g} = 49.341 \frac{\text{t} * \text{s}^2}{\text{m}}$$

Las masas rotacionales se aprecian a continuación:

$$I_m = \frac{M_t * b^2}{12} = 5328.85 \text{ t} * \text{m} * \text{s}^2$$

$$I_m = \frac{M_t * a^2}{12} = 805.907 \text{ t} * \text{m} * \text{s}^2$$

Las masas inerciales obtenidas, se calcularon mediante sus respectivas ecuaciones:

$$M_{\varphi x} = M_t * d^2 + I_m = 5330.825 \text{ t} * \text{m} * \text{s}^2$$

$$M_{\varphi y} = M_t * d^2 + I_m = 807.88 \text{ t} * \text{m} * \text{s}^2$$

$$M_{\psi} = M_t \cdot \frac{a^2 + b^2}{12} = 6134.758 \text{ t} \cdot \text{m} \cdot \text{s}^2$$

Considerando el peso de la estructura obtenido en el software de análisis y el peso de la losa de cimentación, se determinó la presión estática del suelo " ρ " para la losa de cimentación mediante:

$$\rho = \frac{P_E + P_P}{A_P}$$

Reemplazando los datos

$$P_E = 2397.19 \text{ t} \quad (\text{Obtenido del modelo estructural})$$

$$P_P = 483.84 \text{ t}$$

$$A_P = 14\text{m} * 36\text{m} = 504 \text{ m}^2$$

$$\rho = \frac{P_E + P_P}{A_P} = 0.519 \frac{\text{k}}{\text{cm}^2}$$

Cabe señalar que los coeficientes ρ_o y C_o , se pueden ubicar en las tablas propuestas por el Dr. Villareal (2017):

$$\rho_o = 0.2 \frac{\text{k}}{\text{cm}^2}$$

$$C_o = 0.8 \frac{\text{k}}{\text{cm}^3} \quad (\text{Coeficiente para suelos arcillosos de baja plasticidad})$$

Con estos datos se determinó el coeficiente D_o reemplazando los valores en la siguiente ecuación:

$$D_o = \frac{1 - \mu}{1 - 0.5\mu} \cdot C_o = \left(\frac{1 - 0.30}{1 - 0.5 * 0.30} \right) * 0.80 = 0.659 \frac{\text{k}}{\text{cm}^3}$$

4.3.4 Amortiguamientos

El cálculo del coeficiente D_o permitió determinar los coeficientes de amortiguamiento para el modelo de Barkan y Savinov mediante:

$$C_x = D_o \left[1 + \frac{2 * (a + b)}{m^{-1} * A_P} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}} = 1401.43 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}$$

$$C_y = 1401.43 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}$$

$$C_z = C_o \left[1 + \frac{2 * (a + b)}{m^{-1} * A_P} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}} = 1701.74 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}$$

$$C_{\varphi} = C_u \left[1 + \frac{2(a + 3b)}{m^{-1} * A_P} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_c}} = 2107.45 \frac{t_l}{m^3}$$

$$C_{\varphi} = C_u \left[1 + \frac{2(b + 3a)}{m^{-1} * A_P} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_c}} = 1859.51 \frac{t_l}{m^3}$$

4.3.5 Coeficientes de rigidez

Se determinaron los coeficientes de rigidez laterales, habiendo obtenido los siguientes valores:

$$K_x = C_x A = 1407.06 \frac{t_l}{m^3} * 504 m^2 = 706.32 \frac{t_l}{m}$$

$$K_y = C_y A = 1407.06 \frac{t_l}{m^3} * 504 m^2 = 706.32 \frac{t_l}{m}$$

$$K_z = C_z A = 1708.57 \frac{t_l}{m^3} * 504 m^2 = 857.68 \frac{t_l}{m}$$

Los coeficientes de rigidez de tipo rotacionales se determinaron mediante sus valores inerciales, como se observa:

$$I_x = \frac{a^3 * b}{12} = 8232 m^4$$

$$I_y = \frac{a * b^3}{12} = 54432 m^4$$

Los coeficientes de rigidez rotacionales, obtenidos fueron:

$$K_{\varphi} = C_{\varphi} I_x = 114712592911.555 \frac{t_l \cdot m}{r}$$

$$K_{\varphi} = C_{\varphi} I_y = 15307508313.361 \frac{t_l \cdot m}{r}$$

4.3.6 Ingreso de los coeficientes de Barkan-Savinov

Para el ingreso de los coeficientes de rigidez traslacional y rigidez rotacional, determinados mediante el modelo matemático de Barkan y Savinov se procedió a generar un elemento de tipo resorte definido como *Point Spring* en el cual se procedieron a ingresar los coeficientes calculados. En la figura 33 se muestra la creación de la propiedad con el comando *Point Spring* y el ingreso de los coeficientes.

Figura 33

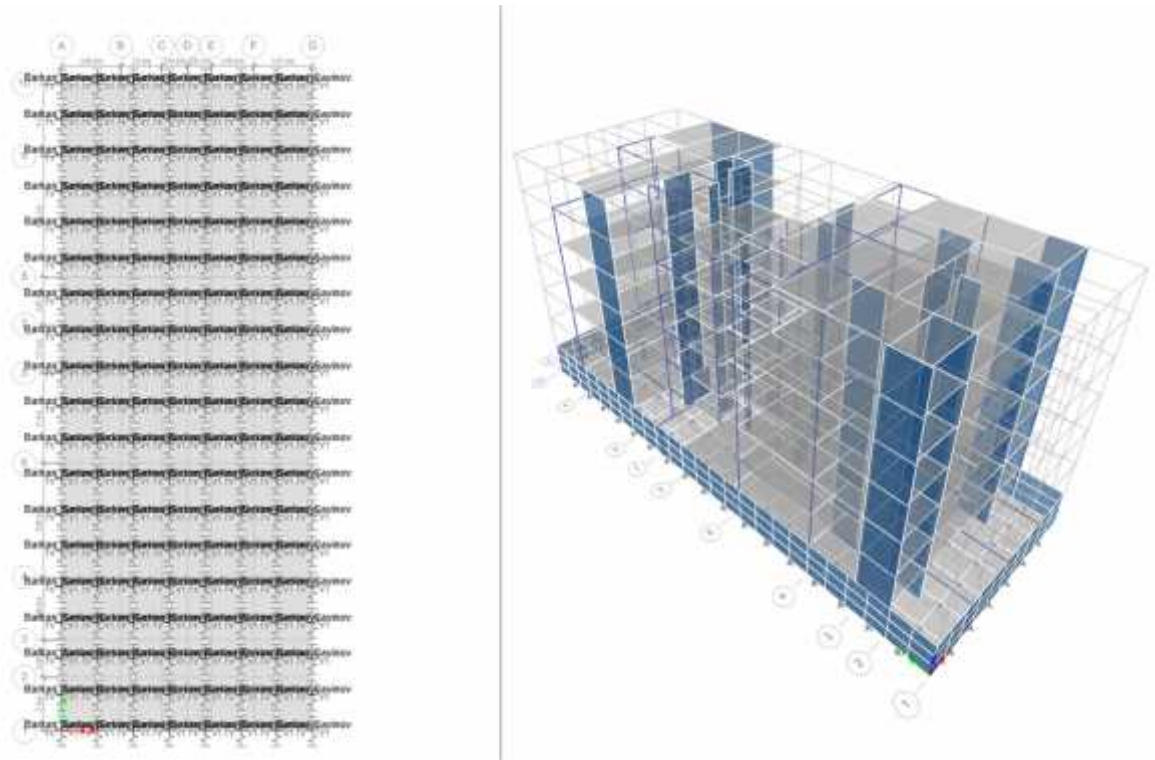
Generación de los coeficientes mediante Point Spring

The screenshot shows the 'Point Spring Property Data' dialog box. The 'General Data' section includes 'Property Name' (Barkan_Savinov), 'Display Color' (yellow), and 'Property Name' (Barkan_Savinov). The 'Spring Behavior Options' section has 'Use Specified Link Properties' selected. The 'Single Spring Stiffness in Global Direction' section has input fields for Translation X (204.182), Translation Y (204.182), Translation Z (50.17), Rotation about X-axis (1.15E+11), Rotation about Y-axis (1.52358E+12), and Rotation about Z-axis (0). The 'Connectivity Specifications' section has 'From Link Properties' selected. The 'Single Joint Links at Point' section has a table with columns 'Link Property', 'Axis Direction', and 'Axis 2 Angle'. The 'From Link Properties' option is selected, and the 'Single Joint Links at Point' table is empty.

Los coeficientes de Barkan-Savinov se procedieron a incorporar mediante *Assign/Point Spring* en la losa discretizada como se observa en la siguiente figura.

Figura 34

Asignación de los coeficientes de Barkan-Savinov



A continuación, se procedió a *estimar* los coeficientes de los modelos dinámicos de la Norma Rusa y de Gazetas y Mylonakis.

4.4 Modelo dinámico propuesto en la Norma Rusa

4.4.1 Coeficiente de compresión elástica

El *coeficiente* de compresión elástica uniforme, de acuerdo con la Norma Rusa se determina mediante la siguiente ecuación:

$$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_1}{A_P}} \right)$$

Donde, se consideró los siguientes parámetros:

$$b_0 = 1.2 * m^{-1} \text{ (para suelos arcillosos según EMS)}$$

$$A_1 = 10m^2$$

$$E = 1150 \frac{t_l}{m^2}$$

$$A_P = 504 m^2$$

A partir de estos *datos* se calculó el coeficiente de compresión elástica conforme a la Norma Rusa

$$C_z = 1.2 * 1150 \left(1 + \sqrt{\frac{10m^2}{504m^2}} \right) = 1574.385 \frac{t_l}{m^3}$$

Con este coeficiente de compresión elástica, es posible determinar los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme, a través de las siguientes ecuaciones:

$$C_x = 0.7 * C_z = 1102.07 \frac{t_l}{m^3}$$

$$C_\varphi = C_\varphi = 2 * C_z = 3148.77 \frac{t_l}{m^3}$$

$$C_\varphi = C_\varphi = 2 * C_z = 3148.77 \frac{t_l}{m^3}$$

$$C_\psi = C_z = 1574.38 \frac{t_l}{m^3}$$

4.4.2 Cálculo de los coeficientes de rigidez

Se procedió a calcular los coeficientes de rigidez como se puede apreciar:

$$K_x = C_x A = 555.443 \frac{t_l}{m}$$

$$K_y = C_x A = 555.443 \frac{t_l}{m}$$

$$K_z = C_z A = 793.49 \frac{t_l}{m}$$

Para la obtención de los coeficientes de rigidez rotacionales se determinaron las inercias, utilizando las siguientes ecuaciones:

$$I_x = \frac{a * b^3}{12} = 54432 m^4$$

$$I_y = \frac{a^3 * b}{12} = 8232 m^4$$

$$I_z = \frac{a^3 * b}{12} + \frac{a * b^3}{12} = 62664 m^4$$

Con los valores anteriores es posible determinar los coeficientes K_{φ} , K_{ϕ} , K_{ψ} de rigidez rotacionales:

$$K_{\varphi} = C_{\varphi} I_x = 171,393,900.741 \text{ t/m/r}$$

$$K_{\phi} = C_{\phi} I_y = 25,920,682.519 \text{ t/m/r}$$

$$K_{\psi} = C_{\psi} I_y = 98,657,291.63 \text{ t/m/r}$$

4.4.3 Amortiguamiento relativo

El amortiguamiento relativo para vibraciones verticales β_z se puede determinar mediante $\gamma_t = 0.7$ (Para suelos arcillosos según Villareal, 2017)

Se consideró el Q_{adm} según el EMS:

$$R = 0.83 \frac{k}{cm^2}$$

La densidad promedio del suelo ρ_m que se obtiene es:

$$\rho_m = \gamma_t * R = 6.404 \frac{t}{m^2}$$

Considerando el valor adimensional del C_z :

$$C_z = C_z * 1 * \frac{t}{m^{-3}} = 1574.385$$

Se obtuvo como amortiguamiento relativo vertical:

$$\beta_z = 2. \sqrt{\frac{E}{C_z * \rho_m}} = 2. \sqrt{\frac{1150}{1574.38 * 6.404}} = 0.675$$

Seguidamente se calculó los coeficientes de amortiguación relativas correspondientes a las vibraciones horizontales y rotacionales:

$$\beta_x = 0.6 * \beta_z = 0.405$$

$$\beta_y = 0.6 * \beta_z = 0.405$$

$$\beta_{\varphi} = 0.5 * \beta_z = 0.338$$

$$\beta_{\phi} = 0.5 * \beta_z = 0.338$$

$$\beta_{\psi} = 0.3 * \beta_z = 0.203$$

A partir del amortiguamiento crítico calculado, se determinan los amortiguamientos efectivos del suelo, utilizando las siguientes expresiones:

$$B_x = 2 * \beta_x * \sqrt{K_x * M_x} = 2 * 0.405 * \sqrt{555.443 * 49.341} = 4243.16 \text{ t/s/m}$$

$$B_y = 2 * \beta_y * \sqrt{K_y * M_y} = 2 * 0.405 * \sqrt{555.443 * 49.341} = 4243.16 \text{ t/s/m}$$

$$B_z = 2 * \beta_z * \sqrt{K_z * M_z} = 2 * 0.675 * \sqrt{793.49 * 49.341} = 8452.57 \text{ t/s/m}$$

$$B_{\varphi} = 2 * \beta_{\varphi} * \sqrt{K_{\varphi} * M_{\varphi x^r}} = 645621.656 \text{ t/s.m}$$

$$B_{\varphi} = 2 * \beta_{\varphi} * \sqrt{K_{\varphi} * M_{\varphi y^r}} = 97741.7 \text{ t/s.m}$$

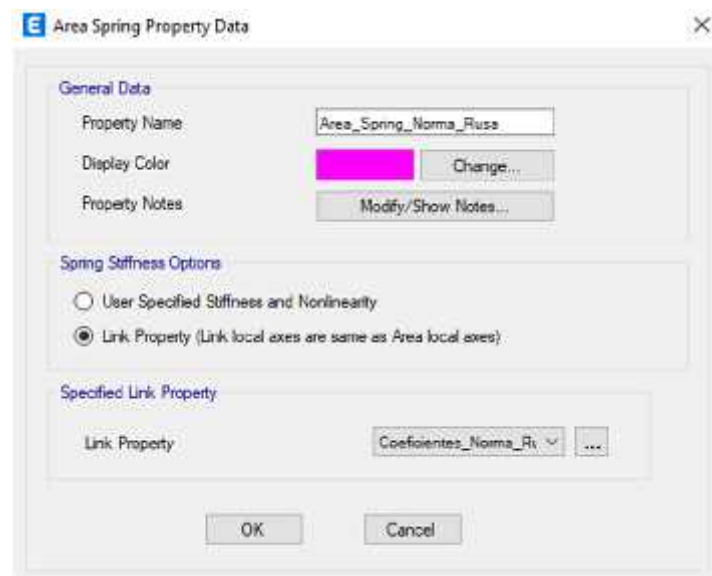
$$B_{\psi} = 2 * \beta_{\psi} * \sqrt{K_{\psi} * M_{\psi z^r}} = 315280.967 \text{ t/s.m}$$

Incorporación de la rigidez y amortiguamiento al modelo

Se procedió a incorporar los coeficientes obtenidos para la rigidez y el amortiguamiento, con la propiedad *Spring Properties / Área Spring*. En la Figura 35 se verifica que es posible definir las propiedades de rigidez y amortiguamiento al seleccionar la opción *Area Spring Property*.

Figura 35

Generación del Area Spring para el modelo de la norma rusa



En la figura 36 se muestra la incorporación de los coeficientes calculados con las ecuaciones del modelo dinámico de la Norma.

Figura 36

Coeficientes de rigidez y amortiguamiento de la Norma Rusa

Linear Link/Support Directional Properties

Link/Support Property Name: Norma_Rusa

Directional Control

Direction: Fixed

☒ U1 ☐ Yes

☒ U2 ☐ Yes

☒ U3 ☐ Yes

☒ R1 ☐ Yes

☒ R2 ☐ Yes

☒ R3 ☐ Yes

Stiffness Values Used For All Load Cases

☒ Stiffness is Uncoupled ☐ Stiffness is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
555.443	555.443	793.49	171385900.74	25820682.52	88857291.83

Damping Values Used For All Load Cases

☒ Damping is Uncoupled ☐ Damping is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
4.243	4.243	5.483	845821.68	67741.7	315280.97

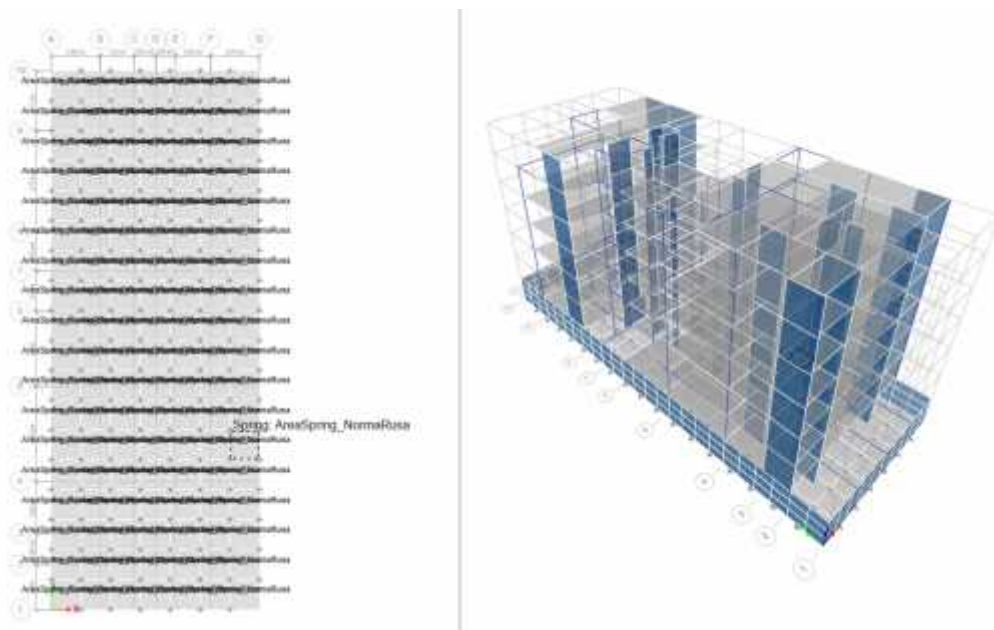
Note: Distance is measured with respect to J-End of the link object

OK Cancel

Asimismo, en la Figura 37 se presenta la selección de la malla generada en la cimentación para la asignación de los coeficientes de rigidez y amortiguamiento según dicha norma.

Figura 37

Asignación de los coeficientes de rigidez y amortiguamiento



4.5 Modelo dinámico de Gazetas y Mylonakis

El modelo dinámico de Gazetas y Mylonakis, requiere de los siguientes parámetros que a continuación se detallan:

$$V = 165 \frac{m}{s} \text{ (velocidad de onda del suelo)}$$

$$\mu = 0.30 \text{ (Poisson del suelo)}$$

$$g = 9.806 \frac{m}{s^2}$$

$$\gamma = 2.136 \frac{t}{m^3}$$

$$G = \frac{\gamma}{g} * V^2 = 5929.04 \frac{t}{m^2} \text{ (Módulo de corte del suelo)}$$

$$B = 7.00 \text{ m} \left(\frac{a}{2} \text{ medida del lado menor al centroide} \right)$$

$$L = 18.00 \text{ m} \left(\frac{b}{2} \text{ medida del lado mayor al centroide} \right)$$

Se procedió a calcular las inercias para la losa de cimentación, obteniendo los siguientes valores:

$$I_x = \frac{(2 * L)^3 * (2 * B)}{12} = 54432 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{(2 * L) * (2 * B)^3}{12} = 8232 \text{ m}^4$$

$$J = I_z = I_x + I_y = 62664.5 \text{ m}^4 \text{ (Define el momento polar de inercia)}$$

Con los datos previamente definidos, se procedió a calcular el módulo G del suelo:

$$G = G * 0.3433 = 2035.44 \frac{t}{m^2}$$

4.5.1 Coeficientes de rigidez traslacional y torsional

Se realizó el cálculo de los coeficientes de traslación en los ejes x, y, z, utilizando las ecuaciones que se presentan a continuación:

Traslación en el eje z:

$$K_{z_g} = \left(\frac{2 * G * L}{1 - \mu} \right) * \left(0.73 + 1.54 * \left(\frac{B}{L} \right)^{0.7} \right) = 155,803.791 \frac{t}{m}$$

Traslación en el eje y:

$$K_y = \left(\frac{2 * G * L}{2 - \mu} \right) * \left(2 + 2.5 * \left(\frac{B}{L} \right)^{0.8} \right) = 134,490.879 \frac{t_1}{m}$$

Traslación en el eje x:

$$K_x = \left(\frac{2 * G * L}{2 - \mu} \right) * \left(2 + 2.5 * \left(\frac{B}{L} \right)^{0.8} \right) - \left(\frac{0.2}{0.75 - \mu} \right) * G * L * \left(1 - \frac{B}{L} \right) \\ = 124,539.842 \frac{t_1}{m}$$

Torsión en torno al eje x:

$$K_z = (G * J^{0.7}) * \left(4 + 11 * \left(1 - \frac{B}{L} \right)^1 \right) = 32,890,633.876 \frac{t_1 \cdot m}{r}$$

Rotación en torno al eje y:

$$K_y = \left(\frac{G}{1 - \mu} \right) * I_x^{0.7} * \left(\frac{L}{B} \right)^{0.2} * \left(2.4 + \left(\frac{B}{L} \right) \right) = 34,043,866.288 \frac{t_1 \cdot m}{r}$$

Rotación en torno al eje x:

$$K_x = \left(\frac{G}{1 - \mu} \right) * I_y^{0.7} * \left(3 * \left(\frac{L}{B} \right)^{0.1} \right) = 8,686,335.734 \frac{t_1 \cdot m}{r}$$

4.5.2 Factores de corrección de rigidez por empotramiento

La altura de la cimentación y la altura del empotramiento, permiten determinar factores de corrección por empotramiento de la losa de cimentación, bajo la hipótesis que la cimentación es rígida, para ello se consideró las características de la losa que a continuación se aprecia.

$$D = 1.60 \text{ m}$$

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

$$Z = 1.4 \text{ m}$$

$$A = 2 * (2B + 2L) * d = 40 \text{ m}^2$$

A continuación, se determinó los factores de corrección traslacionales, torsionales y rotacionales, mediante las siguientes ecuaciones:

Factor de corrección para la traslación en el eje z:

$$\eta_{z_g} = \left(1 + \frac{D}{21 * B} * \left(1 + 1.3 * \frac{B}{L} \right) * \left(1 + \left(0.2 * \left(\frac{A}{4 * B * L} \right)^3 \right)^2 \right) \right) = 1.054$$

Factor de corrección para la traslación en el eje y:

$$\eta_{y_g} = \left(1 + 0.15 * \sqrt{\frac{D}{B}} \right) * \left(1 + 0.52 * \left(\frac{Z * A}{B * L^2} \right)^{0.4} \right) = 1.199$$

Factor de corrección para la traslación en el eje x:

$$\eta_{x_g} = \left(1 + 0.15 * \sqrt{\frac{D}{L}} \right) * \left(1 + 0.52 * \left(\frac{Z * A}{B * L^2} \right)^{0.4} \right) = 1.168$$

Factor de corrección para la torsión en el eje z:

$$\eta_{z_g} = \left(1 + 1.4 * \left(1 + \frac{B}{L} \right) * \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9} \right) = 1.148$$

Factor de corrección para la rotación en torno el eje y:

$$\eta_{y_g} = \left(1 + 0.92 * \left(\frac{d}{B} \right)^{0.6} * \left(1.5 + \left(\frac{d}{D} \right)^{1.9} * \left(\frac{B}{L} \right)^{-0.6} \right) \right) = 1.269$$

Factor de corrección para la rotación en torno el eje x:

$$\eta_{x_g} = \left(1 + 1.26 * \left(\frac{d}{B} \right) * \left(1 + \frac{d}{B} * \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} * \sqrt{\frac{B}{L}} \right) \right) = 1.075$$

4.5.3 Factores modificatorios de la rigidez dinámica y amortiguamiento

Mediante la frecuencia de vibración del suelo y los coeficientes de traslación se obtuvo los factores modificatorios de la rigidez dinámica y el amortiguamiento por radiación de ondas para el modelo de Gazetas y Mylonakis,

$$w = 1.61 * \frac{2\pi}{s} = 10.116 \frac{r}{s}$$

$$\alpha_0 = w * \frac{E}{V} = 0.429$$

$$\psi = \sqrt{\frac{2 * (1 - \mu)}{1 - 2\mu}} = 1.871, \text{ donde maximo valor } \psi = 2.5$$

Con estos valores se procedió a determinar los factores modificatorios como se puede apreciar a continuación:

Traslación en el eje z:

$$\alpha_z = 1 - \left(\frac{\left(0.40 + \frac{0.2}{\frac{L}{B}} \right)^{\alpha_0}}{\left(\frac{10}{1 + 3 * \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + \alpha_0} \right) = 0.906$$

Traslación en los ejes horizontales x e y:

$$\alpha_x = 1$$

$$\alpha_y = 1$$

Torsión en torno al eje z:

$$\alpha_z = 1 - \left(\frac{\left(0.33 - 0.03 * \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \right) * \alpha_c}{\left(\frac{0.8}{1 + 0.33 * \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + \alpha_c} \right) = 0.869$$

Rotación en torno al eje y:

$$\alpha_y = 1 - \left(\frac{0.55 * \alpha_c^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3} + \alpha_c^2 \right)} \right) = 0.883$$

Rotación en torno al eje x:

$$\alpha_x = 1 - \frac{\left(\frac{0.55 - 0.01 * \sqrt{\frac{L}{B} - 1}}{\left(2.4 - \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B}\right)^3} + \alpha_0^2 \right)} \right) * \alpha_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B}\right)^3} + \alpha_0^2 \right)} = 0.961$$

Mediante los factores modificatorios y los coeficientes de rigidez sin empotramiento, se determinó el amortiguamiento crítico por radiación de ondas sin considerar el empotramiento, mediante las siguientes ecuaciones:

Amortiguamiento por radiación para los ejes x, y, z:

$$\beta_z = \left(\frac{4\psi * \left(\frac{L}{B}\right)}{\frac{K_z}{G} * B} \right) * \left(\frac{\alpha_0}{2 * \alpha_z} \right) = 0.417$$

$$\beta_y = \left(\frac{4 * \left(\frac{L}{B}\right)}{\frac{K_y}{G} * B} \right) * \left(\frac{\alpha_0}{2 * \alpha_y} \right) = 0.234$$

$$\beta_x = \left(\frac{4 * \left(\frac{L}{B}\right)}{\frac{K_x}{G} * B} \right) * \left(\frac{\alpha_0}{2 * \alpha_x} \right) = 0.253$$

Amortiguamiento en el eje torsional y rotacionales:

$$\beta_z = \left(\frac{\left(\frac{4}{3}\right) * \left(\left(\frac{L^3}{B}\right) + \left(\frac{L}{B}\right)\right) * \alpha_0^2}{\left(\frac{K_z}{G} * B^3\right) * \left(\left(\frac{1.4}{1 + 3 * \left(\frac{L}{B} - 1\right)^{0.7}}\right) + \alpha_0^2\right)} \right) * \left(\frac{\alpha_0}{2 * \alpha_z} \right) = 0.055$$

$$\beta_y := \left(\frac{\left(\frac{4\psi}{3}\right) \cdot \left(\frac{L}{B}\right)^3 \cdot \alpha_0^2}{\left(\frac{K_y}{G} \cdot \frac{-g}{B^3}\right) \cdot \left(\left(\frac{1.8}{1 + 1.75\left(\frac{L}{B} - 1\right)}\right) + \alpha_0^2\right)} \right) \cdot \left(\frac{\alpha_0}{2 \cdot \alpha_z}\right) = 0.059$$

$$\beta_x := \left(\frac{\left(\frac{4\psi}{3}\right) \cdot \left(\frac{L}{B}\right)^3 \cdot \alpha_0^2}{\left(\frac{K_x}{G} \cdot \frac{-g}{B^3}\right) \cdot \left(\left(2.2 - \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B}\right)^3}\right) + \alpha_0^2\right)} \right) \cdot \left(\frac{\alpha_0}{2 \cdot \alpha_x}\right) = 0.059$$

4.5.4 Coeficientes de rigidez dinámica corregidos

Los coeficientes de rigidez ajustados por el efecto del empotramiento de la cimentación en el suelo según los criterios de Gazetas y Mylonakis se aprecian a continuación:

$$K_{z_e_g} = K_{z_g} \cdot \eta_{z_g} \cdot \alpha_z = 148.755 \frac{t}{m}$$

$$K_{x_e_g} = K_{x_g} \cdot \eta_{x_g} \cdot \alpha_x = 145.503 \frac{t}{m}$$

$$K_{y_e_g} = K_{y_g} \cdot \eta_{y_g} \cdot \alpha_y = 161.188 \frac{t}{m}$$

$$K_{zz_e_g} = K_{z_g} \cdot \eta_{zz_g} \cdot \alpha_z = 32,800,214.59 \frac{t \cdot m}{r_1}$$

$$K_{x_e_g} = K_{x_g} \cdot \eta_{xx_g} \cdot \alpha_x = 8,980,049.43 \frac{t \cdot m}{r_1}$$

$$K_{y_e_g} = K_{y_g} \cdot \eta_{yy_g} \cdot \alpha_y = 38,141,491.73 \frac{t \cdot m}{r_1}$$

4.5.5 Amortiguamientos críticos corregidos

Mediante las rigideces corregidas, se determinó los amortiguamientos críticos por radiación de ondas corregidas por el empotramiento para Gazetas y Mylonakis como se puede verificar en las siguientes ecuaciones:

Amortiguamiento para la traslación en el eje vertical z:

$$\beta_{z_e} := \left(\frac{4 \cdot \left(\psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right) \cdot \left(1 + \frac{L}{B} \right) \right)}{\frac{K_{z_e} \cdot g}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{\alpha_{\text{el}}}{2 - \alpha_z} \right) = 0.511$$

Amortiguamiento para la traslación en el eje vertical y:

$$\beta_{y_e} := \left(\frac{4 \cdot \left(\frac{L}{B} + \left(\frac{D}{B} \right) \cdot \left(1 + \frac{\psi \cdot L}{B} \right) \right)}{\frac{K_{y_e} \cdot g}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{\alpha_0}{2 \cdot \alpha_y} \right) = 0.296$$

Amortiguamiento para la traslación en el eje vertical x:

$$\beta_{x_e} := \left(\frac{4 \cdot \left(\frac{L}{B} + \left(\frac{D}{B} \right) \cdot \left(\psi + \frac{L}{B} \right) \right)}{\frac{K_{x_e} \cdot g}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{\alpha_{\text{el}}}{2 \cdot \alpha_x} \right) = 0.301$$

Amortiguamiento para la torsión en torno al eje z:

$$\beta_{z_e} = \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(3 \cdot \left(\frac{L}{B} \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot \left(\frac{D}{B} \right) + 3 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^2 \cdot \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{D}{B} \right) + \left(\frac{L}{B} \right)^3 + \left(\frac{L}{B} \right) \right) \cdot \alpha_U^2}{\left(\frac{K_{z_e} \cdot g}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\frac{1.4}{1 + 3 \cdot \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} + \alpha_U^2 \right)} \right) \cdot \left(\frac{\alpha_U}{2 \cdot \alpha_z} \right) = 0.095$$

Amortiguamiento para el desplazamiento rotacional en torno al eje y:

$$\beta_{y_e} = \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \right) \cdot \alpha_U^2}{\left(\frac{K_{y_e} \cdot g}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} + \alpha_U^2 \right)} + \frac{\left(\frac{4}{3} \right) \cdot \left(\frac{L}{B} + \psi \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\left(\frac{K_{y_e} \cdot g}{G \cdot B^3} \right)} \right) \cdot \left(\frac{\alpha_U}{2 \cdot \alpha_{yy}} \right) = 0.073$$

Amortiguamiento para el desplazamiento rotacional en torno al eje x:

$$\beta_{x_e} = \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\left(\frac{D}{B} \right)^3 + \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \cdot \left(\frac{L}{B} \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) \right) \cdot \alpha_U^2}{\left(\frac{K_{x_e} \cdot g}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} + \alpha_U^2 \right)} + \frac{\left(\frac{4}{3} \right) \cdot \left(\psi \cdot \frac{L}{B} + 1 \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\left(\frac{K_{x_e} \cdot g}{G \cdot B^3} \right)} \right) \cdot \left(\frac{\alpha_U}{2 \cdot \alpha_x} \right) = 0.043$$

4.5.6 Coeficiente de Amortiguamiento por radiación de ondas

Los valores efectivos del amortiguamiento, sin tomar en cuenta el empotramiento se determinan a partir del amortiguamiento crítico obtenido y de la frecuencia de vibración aplicando las ecuaciones que se presentan a continuación:

$$C_{z_g} = \frac{2 * K_{z_g} * (0.05 + \beta_z)}{w} = 14.38 \text{ s.} \frac{t_1}{m}$$

$$C_{y_g} = \frac{2 * K_{y_g} * (0.05 + \beta_y)}{w} = 7.547 \text{ s.} \frac{t_1}{m}$$

$$C_{x_g} = \frac{2 * K_{x_g} * (0.05 + \beta_x)}{w} = 7.448 \text{ s.} \frac{t_1}{m}$$

$$C_{z_g} = \frac{2 * K_{z_g} * (0.05 + \beta_z)}{w} = 683,121.72 \text{ m.s.} \frac{t_1}{r}$$

$$C_{y_g} = \frac{2 * K_{y_g} * (0.05 + \beta_y)}{w} = 731,002.48 \text{ m.s.} \frac{t_1}{r}$$

$$C_{x_g} = \frac{2 * K_{x_g} * (0.05 + \beta_x)}{w} = 187,819.04 \text{ m.s.} \frac{t_1}{r}$$

Posteriormente, estos valores efectivos del amortiguamiento, fueron corregidos considerando el efecto del empotramiento, empleando las rigideces propuestas por Gazetas y Mylonakis en su modelo dinámico, como se puede observar:

$$C_{z_e_g} = \frac{2 * K_{z_e_g} * (0.05 + \beta_{z_e})}{w} = 16.489 \text{ s.} \frac{t_1}{m}$$

$$C_{y_e_g} = \frac{2 * K_{y_e_g} * (0.05 + \beta_{y_e})}{w} = 11.022 \text{ s.} \frac{t_1}{m}$$

$$C_{x_e_g} = \frac{2 * K_{x_e_g} * (0.05 + \beta_{x_e})}{w} = 10.111 \text{ s.} \frac{t_1}{m}$$

$$C_{z_e_g} = \frac{2 * K_{z_e_g} * (0.05 + \beta_{z_e})}{w} = 938,188.56 \text{ m.s.} \frac{t_1}{r}$$

$$C_{y_e_g} = \frac{2 * K_{y_e_g} * (0.05 + \beta_{y_e})}{w} = 926,950.86 \text{ m.s.} \frac{t_1}{r}$$

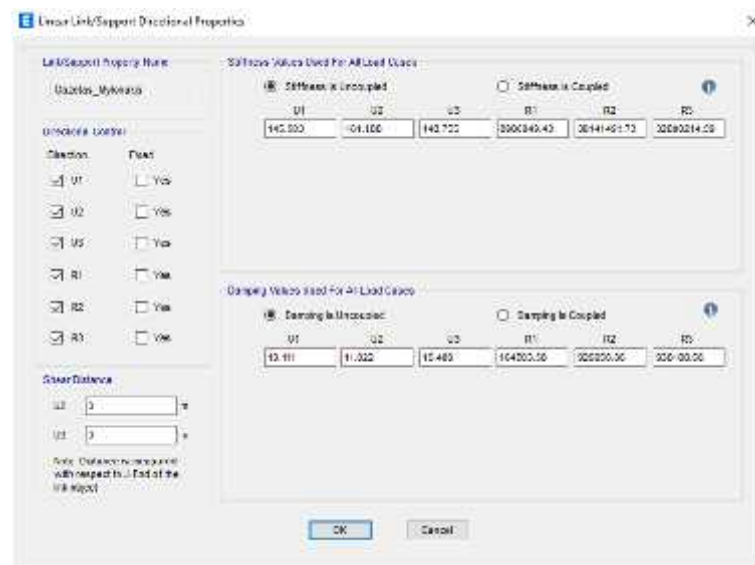
$$C_{x_e_g} = \frac{2 * K_{x_e_g} * (0.05 + \beta_{x_e})}{w} = 164,503.58 \text{ m.s.} \frac{t_1}{r}$$

4.5.7 Incorporación de la rigidez y amortiguamiento

Los coeficientes calculados para el modelo de Gazetas y Mylonakis se ingresaron utilizando la propiedad de *AreaSpring* (figura 38).

Figura 38

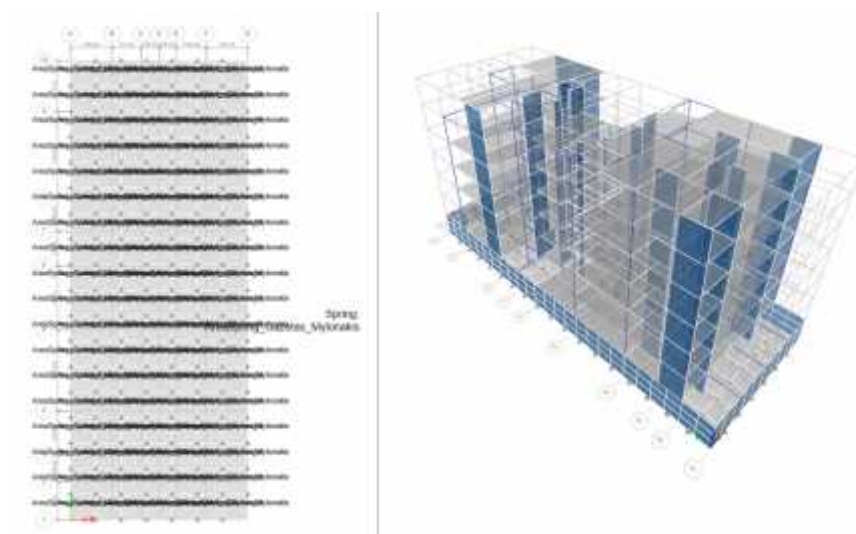
Coeficientes de rigidez y amortiguamiento de Gazetas y Mylonakis



Las propiedades del modelo de Gazetas y Mylonakis fueron asignadas al modelo como se aprecia en la figura 39.

Figura 39

Modelo con los coeficientes de Gazetas y Mylonakis



4.6 Resultados de los modelos dinámicos de ISE

4.6.1 Periodos obtenidos con los modelos dinámicos

Luego de incorporar los coeficientes estimados para los modelos dinámicos de Barkan-Savinov, la Norma Rusa y las funciones de impedancia de Gazetas y Mylonakis, se verificó los resultados como se aprecia en las siguientes tablas:

Tabla 32

Periodos con el modelo dinámico de Barkan y Savinov

Case	Mode	Period (sec)	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Modal	1	0.562	1.78	11.1812	125.0198
Modal	2	0.438	2.282	14.3407	205.6571
Modal	3	0.308	3.25	20.4192	416.9432
Modal	4	0.151	6.639	41.7132	1739.9931
Modal	5	0.118	8.49	53.3433	2845.5077
Modal	6	0.096	10.366	65.1318	4242.1518
Modal	7	0.074	13.488	84.7471	7182.0718
Modal	8	0.073	13.693	86.0363	7402.2533
Modal	9	0.064	15.62	98.145	9632.4396
Modal	10	0.061	16.265	102.1986	10444.5634
Modal	11	0.056	17.857	112.1988	12588.5784
Modal	12	0.046	21.511	135.1604	18268.3242
Modal	13	0.036	27.67	173.8557	30225.7991
Modal	14	0.035	28.277	177.6701	31566.6502
Modal	15	0.033	29.9	187.8658	35293.546
Modal	16	0.028	35.166	220.9517	48819.6353
Modal	17	0.023	43.435	272.9082	74478.8761
Modal	18	0.016	61.374	385.6248	148706.509
Modal	19	0.016	64.157	403.1112	162498.622
Modal	20	0.006	161.314	1013.565	1027314.05
Modal	21	0.005	182.462	1146.4426	1314330.61

Respecto al modelo de la Norma Rusa, los periodos obtenidos son muy similares, considerando que los coeficientes de rigidez son los mismos, en la tabla 33 se aprecia que el periodo fundamental de la estructura es casi similar al periodo obtenido con Barkan-Savinov.

Tabla 33*Periodos con el modelo dinámico de la Norma Rusa*

Case	Mode	Period (sec)	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Modal	1	0.564	1.774	11.1465	124.2446
Modal	2	0.439	2.277	14.3046	204.6229
Modal	3	0.311	3.22	20.2318	409.3273
Modal	4	0.151	6.608	41.5212	1724.0111
Modal	5	0.118	8.452	53.1072	2820.3794
Modal	6	0.097	10.271	64.5358	4164.8666
Modal	7	0.075	13.396	84.1723	7084.9809
Modal	8	0.074	13.603	85.4677	7304.7268
Modal	9	0.064	15.62	98.1446	9632.3679
Modal	10	0.061	16.265	102.1978	10444.3924
Modal	11	0.056	17.747	111.5063	12433.6439
Modal	12	0.047	21.366	134.2462	18022.0411
Modal	13	0.036	27.404	172.1861	29648.0692
Modal	14	0.036	28.074	176.3957	31115.4283
Modal	15	0.034	29.714	186.7006	34857.0995
Modal	16	0.029	35.023	220.0536	48423.5876
Modal	17	0.023	43.036	270.4003	73116.3412
Modal	18	0.016	60.655	381.1051	145241.134
Modal	19	0.016	63.873	401.3285	161064.591
Modal	20	0.005	203.288	1277.2952	1631483.06
Modal	21	0.004	223.351	1403.3544	1969403.47

Respecto al modelo dinámico de Gazetas y Mylonakis, los periodos obtenidos se aprecian en la tabla 34, no se aprecia variación significativa del periodo respecto a los modelos anteriores.

Tabla 34*Periodos con el modelo dinámico de Gazetas y Mylonakis*

Case	Mode	Period (sec)	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Modal	1	0.573	1.746	10.9698	120.3358
Modal	2	0.446	2.242	14.09	198.5275
Modal	3	0.32	3.121	19.6127	384.6576
Modal	4	0.153	6.529	41.025	1683.0529
Modal	5	0.119	8.38	52.6559	2772.6449
Modal	6	0.097	10.266	64.5059	4161.0173
Modal	7	0.076	13.227	83.1092	6907.1441
Modal	8	0.075	13.411	84.2656	7100.6898
Modal	9	0.064	15.613	98.1013	9623.8594
Modal	10	0.062	16.258	102.1494	10434.4906
Modal	11	0.057	17.57	110.3981	12187.7501
Modal	12	0.047	21.107	132.6182	17587.5816
Modal	13	0.037	27.018	169.7613	28818.8938
Modal	14	0.036	27.8	174.6701	30509.6548
Modal	15	0.034	29.445	185.0104	34228.8509
Modal	16	0.029	34.841	218.9115	47922.2667
Modal	17	0.024	42.376	266.2532	70890.78
Modal	18	0.017	57.416	360.7556	130144.588
Modal	19	0.015	64.803	407.1696	165787.09
Modal	20	0.006	160.649	1009.3862	1018860.49
Modal	21	0.006	177.796	1117.125	1247968.17

En la tabla 35 se muestra un resumen de los periodos obtenidos con los modelos de interaccion suelo estructura dinámicos, considerando los dos periodos traslacionales y el periodo rotacional de la estructura.

Tabla 35*Tabla comparativa de periodos con el modelo empotrado*

Modo	Modelo Empotrado	Modelo Dinámico de Barkan-Savinov	Modelo Dinámico de la Norma Rusa	Modelo Dinámico de Gazetas-Mylonakis
1	0.558	0.562	0.564	0.573
2	0.435	0.438	0.439	0.446
3	0.304	0.308	0.311	0.32

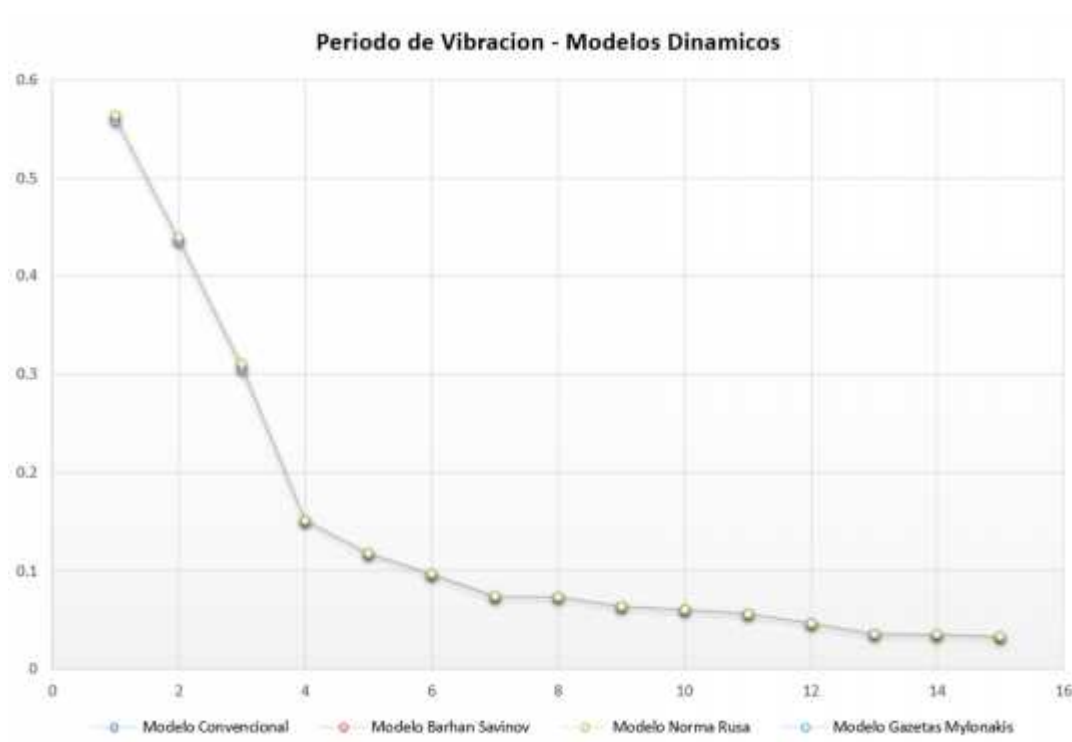
En la tabla 36 se aprecia, el comparativo de las variaciones en términos porcentuales de la variación en los periodos.

Tabla 36*Porcentajes de incremento del periodo*

Modo	Modelo Convencional	% de Variación - Barkan-Savinov	% de Variación - Norma Rusa	% de Variación en Gazetas-Mylonakis
1	0.558	0.71%	1.06%	2.62%
2	0.435	0.68%	0.91%	2.47%
3	0.304	1.30%	2.25%	5.00%

La máxima variación en el periodo, se dio para el modelo de Gazetas y Mylonakis con una variación de 2.62% para el periodo fundamental mientras que para el periodo torsional la variación fue del 5%, en el modelo de la Norma Rusa la variación del periodo fue de 1.06% para el periodo fundamental y 2.25% para el torsional. Estas variaciones en el periodo no son significativas.

En la figura 40 se muestra los periodos de los modelos con ISE y el modelo con un empotramiento convencional.

Figura 40*Periodos con base fija y modelos dinámicos*

4.6.2 Derivas obtenidas con los ISE dinámicos

En la Tabla 37 y 38, se presentan las derivas obtenidas para la estructura empotrada convencionalmente y la estructura con los coeficientes de rigidez y amortiguamiento determinados para los modelos dinámicos de Barkan y Savinov, la Norma Rusa y Gazetas y Mylonakis.

En la figura 41 y 42 se muestran los resultados de las derivas con los modelos de ISE dinámicos.

Tabla 37*Derivas en los modelos de ISE dinámicos (Dirección XX)*

Nivel	Convencional	Barkan - Savinov	Norma Rusa	Gazetas y Mylonakis	% Variación en Barkan - Savinov	% Variación en Norma Rusa	% Variación en Gazetas y Mylonakis	Promedio
Azotea	0.0041	0.0042	0.0042	0.0041	1.87%	1.74%	-1.84%	0.59%
Story5	0.0043	0.0044	0.0044	0.0042	1.93%	1.80%	-1.23%	0.83%
Story4	0.0038	0.0039	0.0039	0.0038	1.96%	1.72%	-0.50%	1.06%
Story3	0.0041	0.0042	0.0042	0.0041	2.04%	1.88%	-0.09%	1.28%
Story2	0.0040	0.0040	0.0040	0.0040	2.36%	2.38%	1.06%	1.93%
Story1	0.0031	0.0032	0.0032	0.0032	3.40%	3.91%	4.57%	3.96%
Semi Sótano	0.0020	0.0022	0.0023	0.0026	9.91%	14.15%	27.58%	17.22%

Tabla 38*Derivas en los modelos de ISE dinámicos (Dirección YY)*

Nivel	Convencional	Barkan - Savinov	Norma Rusa	Gazetas y Mylonakis	% Variación en Barkan - Savinov	% Variación en Norma Rusa	% Variación en Gazetas y Mylonakis	Promedio
Azotea	0.0016	0.0016	0.0016	0.0015	1.53%	1.53%	7.62%	3.56%
Story5	0.0017	0.0017	0.0017	0.0016	1.49%	1.53%	7.94%	3.66%
Story4	0.0019	0.0019	0.0019	0.0018	1.34%	1.42%	6.73%	3.17%
Story3	0.0019	0.0019	0.0019	0.0018	1.34%	1.55%	6.01%	2.97%
Story2	0.0016	0.0016	0.0017	0.0015	1.56%	2.03%	-4.50%	-0.30%
Story1	0.0011	0.0011	0.0011	0.0010	2.16%	3.37%	-1.77%	1.25%
Semi Sótano	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	5.29%	22.91%	44.93%	24.38%

Figura 41

Derivas de la estructura en la dirección XX

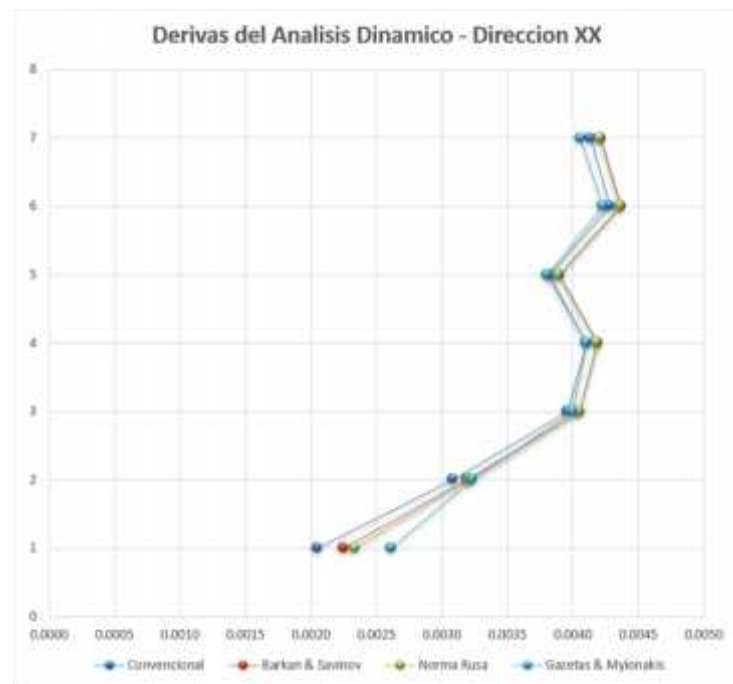
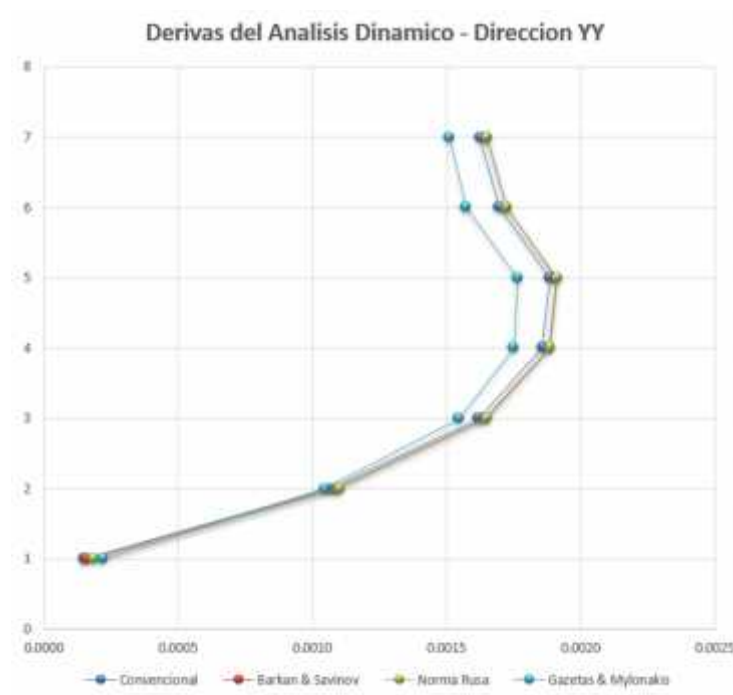


Figura 42

Derivas de la estructura en la dirección YY



En lo concerniente a las derivas inelásticas, los tres modelos de interacción suelo estructura dinámicos incrementaron las derivas en la dirección XX y YY en el semisotano o piso en contacto con el suelo, es decir que los coeficientes de rigidez y amortiguamiento modifican las deformaciones en las estructuras. En la tabla 37 se observan los resultados para la dirección XX, para el modelo de Barkan y Savinov, se observa un incremento en la deriva de un 9,91%, para el modelo con los coeficientes de la Norma Rusa la variación fue del 14.15%, mientras que para Gazetas y Mylonakis la variación fue del 27.58%. En la dirección YY (Tabla 38), para el modelo de Barkan y Savinov, se observa un incremento en la deriva de 5.29%, para el modelo con los coeficientes de la Norma Rusa la variación fue del 22.91%, mientras que para Gazetas y Mylonakis la variación fue del 44.93%.

4.6.3 Cortante en la base con modelos dinámicos

Las cortantes en el modelo estructural con los coeficientes obtenidos con los modelos de interacción suelo estructura, pueden variar en función del amortiguamiento y la rigidez considerados en la base. En la tabla 39 y 40 se presentan las cortantes obtenidas para los modelos con los coeficientes calculados.

Tabla 39*Comparativa de cortantes de entrepiso, Sismo en XX – Cortante Vx*

Nivel	Convencional Tonf	Barkan - Savinov (Tonf)	Norma Rusa (Tonf)	Gazetas y Mylonakis (Tonf)	% Variación en Barkan - Savinov	% Variación en Norma Rusa	% Variación en Gazetas y Mylonakis
Azotea	46.56	46.74	46.26	41.61	0.39%	-0.64%	11.90%
Story5	111.52	112.21	111.69	105.43	0.62%	0.16%	5.77%
Story4	167.09	168.19	167.58	159.72	0.65%	0.29%	4.61%
Story3	210.23	211.74	211.11	201.97	0.72%	0.42%	4.09%
Story2	241.36	243.28	242.68	232.89	0.79%	0.55%	3.63%
Story1	260.51	262.83	262.35	252.36	0.88%	0.70%	3.23%
Semi Sótano	270.10	272.78	272.47	262.87	0.98%	0.87%	2.75%
Cota 0.00	271.24	273.70	273.47	264.16	0.90%	0.82%	2.68%

Tabla 40*Comparativa de cortantes de entrepiso, Sismo en XX – Cortante Vy*

Nivel	Convencional Tonf	Barkan - Savinov (Tonf)	Norma Rusa (Tonf)	Gazetas y Mylonakis (Tonf)	% Variación en Barkan - Savinov	% Variación en Norma Rusa	% Variación en Gazetas y Mylonakis
Azotea	26.67	26.40	26.03	21.10	0.99%	2.43%	26.39%
Story5	66.14	65.52	64.84	53.92	0.94%	2.01%	22.68%
Story4	98.55	97.62	96.69	81.07	0.95%	1.93%	21.56%
Story3	122.20	121.05	119.99	101.04	0.94%	1.84%	20.94%
Story2	138.06	136.83	135.70	114.40	0.89%	1.74%	20.68%
Story1	146.26	145.02	143.86	121.22	0.85%	1.67%	20.66%
Semi Sótano	149.28	147.77	146.18	124.43	1.02%	2.12%	19.97%
Cota 0.00	149.18	148.37	146.79	125.18	0.54%	1.63%	19.17%

Tabla 41*Comparativa de cortantes de entrepiso, Sismo en YY – Cortante Vx*

Nivel	Convencional Tonf	Barkan - Savinov (Tonf)	Norma Rusa (Tonf)	Gazetas y Mylonakis (Tonf)	% Variación en Barkan - Savinov	% Variación en Norma Rusa	% Variación en Gazetas y Mylonakis
Azotea	25.59	25.36	25.04	21.40	0.90%	2.19%	19.59%
Story5	63.99	63.36	62.85	55.69	0.99%	1.81%	14.90%
Story4	98.57	97.65	96.96	86.27	0.94%	1.66%	14.26%
Story3	125.58	124.52	123.68	110.22	0.85%	1.53%	13.94%
Story2	144.99	143.91	143.03	127.74	0.75%	1.37%	13.50%
Story1	156.84	155.90	155.03	138.70	0.61%	1.17%	13.08%
Semi Sótano	162.50	161.81	161.02	144.27	0.43%	0.92%	12.64%
Cota 0.00	163.17	162.34	161.54	144.83	0.51%	1.01%	12.66%

Tabla 42*Comparativa de cortantes de entrepiso, Sismo en YY – Cortante Vy*

Nivel	Convencional Tonf	Barkan - Savinov (Tonf)	Norma Rusa (Tonf)	Gazetas y Mylonakis (Tonf)	% Variación en Barkan - Savinov	% Variación en Norma Rusa	% Variación en Gazetas y Mylonakis
Azotea	49.74	49.55	48.92	40.16	0.39%	1.64%	23.85%
Story5	121.61	120.68	119.61	101.67	0.77%	1.65%	19.62%
Story4	179.29	177.30	175.85	151.22	1.13%	1.92%	18.57%
Story3	222.07	218.83	217.23	187.85	1.48%	2.18%	18.22%
Story2	252.31	247.58	245.91	213.07	1.91%	2.53%	18.41%
Story1	269.67	263.41	261.71	227.13	2.37%	2.95%	18.73%
Semi Sótano	277.47	271.93	268.63	237.51	2.04%	3.19%	16.83%
Cota 0.00	279.14	273.85	270.69	240.11	1.93%	3.03%	16.26%

Figura 43

Cortantes con el Sismo en XX en la dirección XX de la estructura

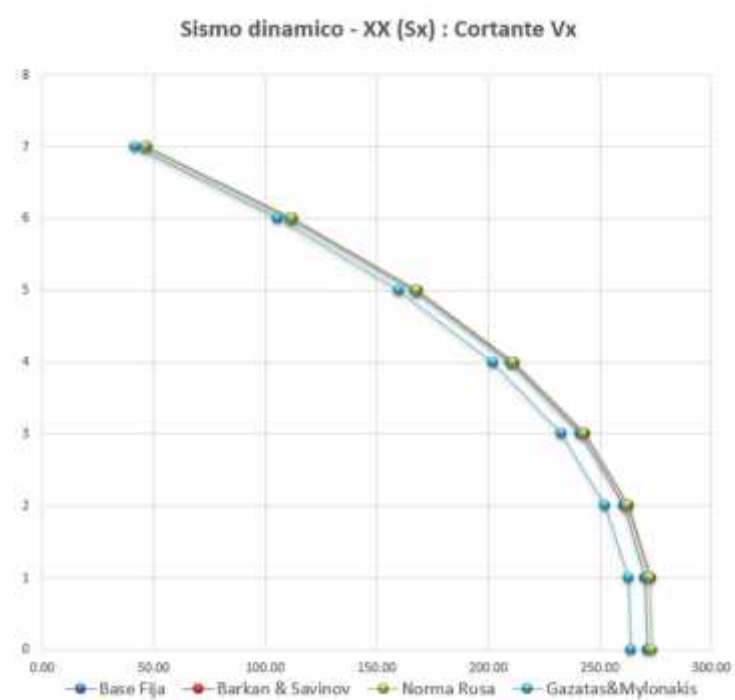


Figura 44

Cortantes con el Sismo en XX en la dirección YY de la estructura

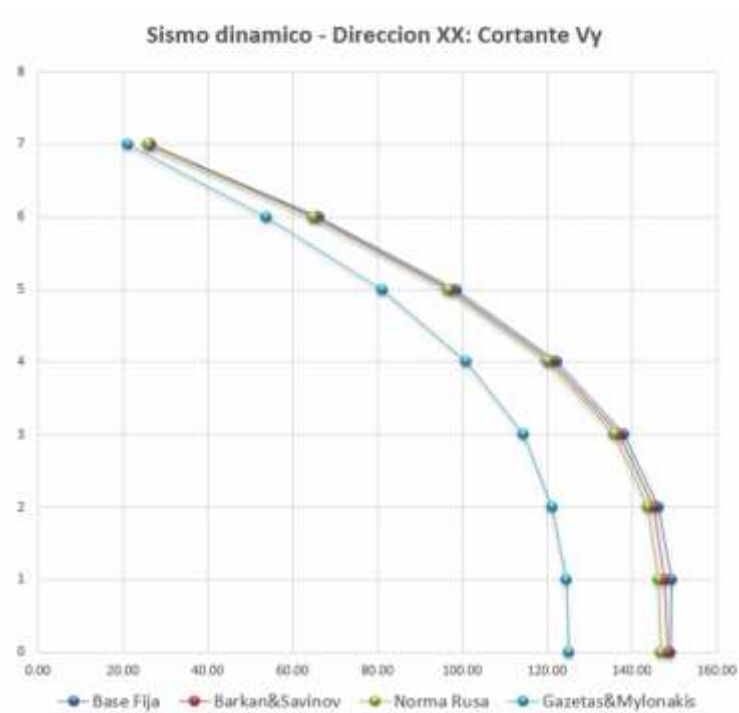


Figura 45

Cortantes con el Sismo en YY en la dirección XX de la estructura

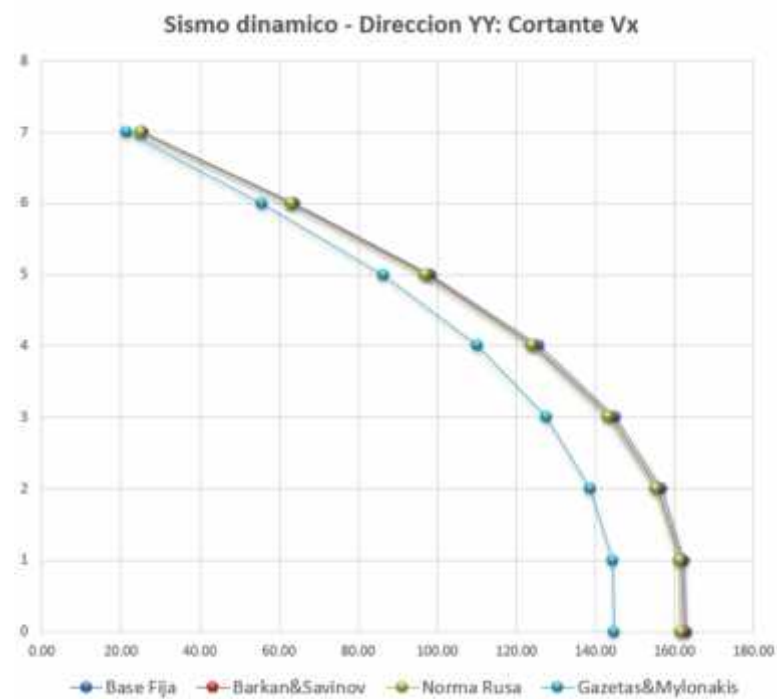
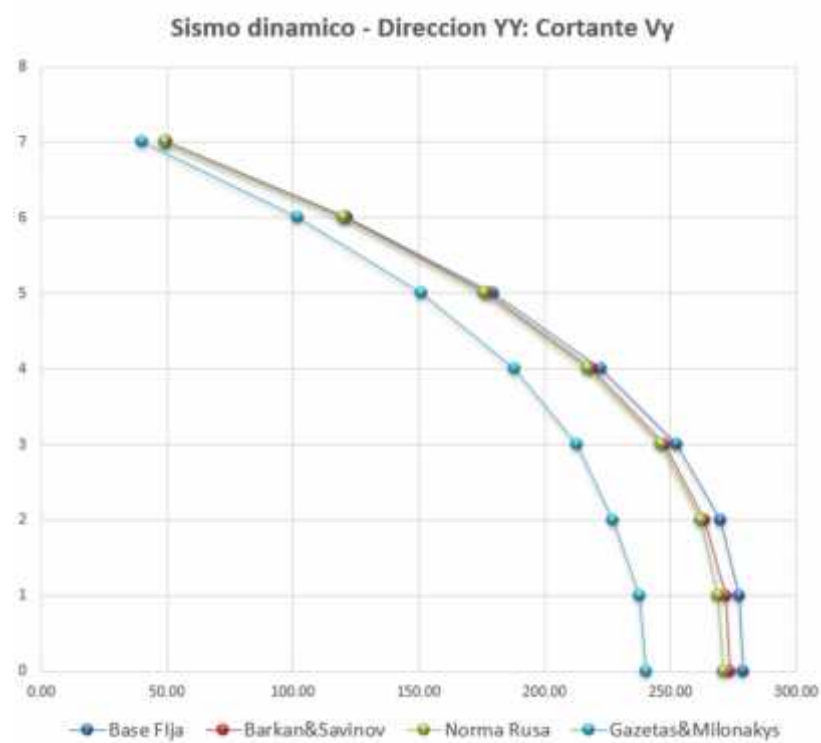


Figura 46

Cortantes con el Sismo en YY en la dirección YY de la estructura



Al comparar las cortantes obtenidas con el sismo dinámico escalado usado para determinar las cortantes en la estructura con el empotramiento en la base fija, y los modelos que incorporan los coeficientes obtenidos de los modelos dinámicos de Barkan y Savinov, Norma Rusa, Gazetas y Mylonakis, se llegó a determinar que en el caso del Sismo en XX aplicado en la dirección XX y YY de la edificación para los modelos de Barkan y Savinov y la Norma Rusa las cortantes se incrementaron en menos del 2%, mientras que para el modelo de Gazetas y Mylonakis las cortantes disminuyeron en 19% en la dirección YY de la edificación (Figuras 43 y 44). En el caso del Sismo en YY aplicado en la dirección XX y YY de la edificación para los modelos de Barkan y Savinov y la Norma Rusa las cortantes se redujeron hasta en un 3% y para el modelo de Gazetas y Mylonakis las cortantes se redujeron en 12.66% en la dirección XX de la edificación y en un 16.26% en la dirección YY de la estructura. (Figuras 45 y 46).

4.7 Contratación de hipótesis

Según Gonzales (2019) un contraste de hipótesis consta de dos afirmaciones contradictorias, a las que se denominan hipótesis nula y se denota por H_0 , y la hipótesis alternativa que se denota por H_a . Por tanto se plantea el sistema de hipótesis considerando una hipótesis nula y una alterna, como se aprecia a continuación:

H_0 . La Interacción Estática y Dinámica Suelo Estructura mediante el cálculo de coeficientes estáticos y dinámicos, por el método inverso no modifican el comportamiento estructural de una edificación con platea de cimentación en Jaén, al no variar el periodo fundamental de la edificación, desplazamiento y derivas, así como las fuerzas cortantes en la base de la estructura.

H_a . La Interacción Estática y Dinámica Suelo Estructura mediante el cálculo de coeficientes estáticos y dinámicos, por el método inverso modifican el comportamiento estructural de una edificación con platea de cimentación en Jaén, al variar el periodo fundamental de la edificación, desplazamiento y derivas, así como las fuerzas cortantes en la base de la estructura.

Al haber obtenido los resultados de las simulaciones con los coeficientes de rigidez y amortiguamiento en los modelos ISE estáticos y dinámicos, se llegó a determinar que los coeficientes de interacción suelo estructura modifican el comportamiento estructural de la edificación con platea de cimentación en Jaén, dado que se aprecia incrementos en el periodo en los cinco modelos usados, se aprecia la variación de los desplazamientos y

las derivas, así como un incremento y disminución de cortantes en las estructuras con los coeficientes de ISE, por tanto se acepta la hipótesis alterna.

En ninguno de los casos se obtuvieron resultados similares al modelo con la base empotrada, por tanto se deniega la hipótesis nula, que afirmaba que al incorporar los coeficientes de ISE estáticos y dinámicos, no se presentaría una modificación en el comportamiento estructural de la edificación con platea de cimentación en Jaén

4.8 Discusión de los resultados

Respecto al objetivo general para analizar de qué manera la Interacción Estática y Dinámica suelo estructura modifican el comportamiento estructural en una edificación con platea de cimentación, Jaén, Perú, se llegó a establecer mediante los resultados obtenidos, que uno de los efectos de los modelos de Interacción Suelo Estructura estáticos y dinámicos, es el cambio que ocurre en el periodo fundamental de la estructura, incrementos como consecuencia de la incorporación de los resortes de rigidez y amortiguamiento, aspecto que confirma el consenso definido en esta línea de investigación, que considera que la deformabilidad del suelo introduce una flexibilidad adicional al sistema suelo-cimentación-estructura, provocando un incremento del periodo respecto a los modelos convencionales con base fija. En este sentido Mylonakis y Gazetas (2000) señalan que la interacción dinámica suelo – estructura puede modificar considerablemente los parámetros dinámicos empleados en el diseño sísmico convencional. Sus investigaciones indican que el aumento del periodo fundamental depende tanto de las características mecánicas del suelo como de la relación entre la rigidez de la estructura y la cimentación. Petrov et al. (2025) señala que al considerar la interacción suelo-estructura se aprecia una mayor flexibilidad estructural, un comportamiento dinámico modificado y variaciones en la intensidad y distribución de las fuerzas sísmicas. Estas influencias son especialmente notables en suelos blandos o de rigidez moderada, donde la flexibilidad de la cimentación puede provocar aumentos o disminuciones en la demanda sísmica. En consecuencia, edificaciones relativamente rígidas construidas sobre suelos blandos experimentan incrementos en sus periodos en comparación de aquellos que se encuentran en estratos de mayor rigidez, por ende la Interacción Suelo Estructura (ISE) tiene una influencia significativa sobre el periodo fundamental de las edificaciones cimentadas en suelos blandos, en el caso de estudio las variaciones fueron pequeñas.

Respecto al objetivo específico 1 en la que se propone determinar los coeficientes de rigidez y amortiguamiento para modelos de Interacción Suelo Estructura Estáticos y Dinámicos se llegó a obtener los coeficientes por el metodo inverso o subestructuración, usando para ello los modelos estáticos de WinKler y Pasternak que de acuerdo al estudio de Bao y Liu (2019) estos concuerdan bien con los datos obtenidos de forma experimental, acercándose bastante a los modelos reales. También se llegó a determinar los coeficientes de rigidez y amortiguamiento para los modelos dinámicos mediante el uso de funciones de impedancia para la Norma Rusa, el modelo de Barkan y Savinov, así como el modelo de Mylonakis y Gazetas que han sido verificados ampliamente en la literatura, haciendo uso de los parámetros del suelo determinados mediante el EMS. Los coeficientes de rigidez y amortiguamiento se determinaron mediante las ecuaciones propuestas por cada autor, para simular las condiciones de deformabilidad del suelo.

Respecto al objetivo específico 2, mediante el cual se propuso determinar la variación en el periodo del modo fundamental de vibración del modelo estructural con platea de cimentación, se llegó a determinar mediante la aplicación de los modelos estaticos y dinamicos, se aprecian incrementos en el periodo poco significativos en la estructura, considerando que uno de las factores se debe a la propia rigidez del sistema estructural en base a muros estructurales, dicho efecto puede ampliarse en estructuras de periodos mas flexibles como las estructuras mas esbeltas y de menor rigidez. En concordancia con lo anterior Wang et.al. (2023) señalaron que la interacción Suelo Estructura genera una prolongación del periodo natural y un incremento del amortiguamiento efectivo del sistema, factores que modifican considerablemente la respuesta sísmica de las edificaciones. Por otra parte, Fernández et.al. (2023) en los análisis de estructuras de mayor altura (100m), observaron una disminución de las frecuencias de oscilación al incorporar la deformabilidad del terreno, comportamiento que confirma indirectamente un aumento del periodo fundamental. Los autores atribuyeron este fenómeno a la redistribución de esfuerzos y a la pérdida de rigidez efectiva del sistema suelo-cimentación-estructura. En consecuencia, la mayoría de investigaciones coinciden que la Interacción Suelo Estructura (ISE) presenta tendencia a incrementar el periodo fundamental de vibración, siendo este efecto más pronunciado en edificaciones altas y en estructuras situadas sobre suelos blandos. Asimismo, se llega al consenso de señalar que la magnitud de dicha variación depende de factores como la altura de la estructura, la rigidez del sistema estructural y las propiedades mecánicas de rigidez y amortiguamiento del terreno.

Respecto al objetivo específico 3, mediante el cual se propueso determinar la variación en las deformaciones laterales del modelo estructural con platea de cimentación, en un análisis convencional y con los principales modelos de Interacción Suelo Estructura de tipo estático y dinámico, se llegó a determinar que las derivas (desplazamientos horizontales relativos entre pisos) obtenidas para los modelos estáticos, según los coeficientes de rigidez ingresados, estas se incrementan considerablemente a nivel del semi sotano en promedio de un 60% en la dirección de mayor desplazamiento (dirección YY) mientras que en la dirección XX estas se incrementaron en promedio de un 23%, lo que permite señalar que las derivas se ven significativamente afectadas por la Interacción Suelo Estructura con los coeficientes estáticos. En el caso de los modelos dinámicos haciendo uso de las funciones de impedance, las derivas se incrementaron en la dirección YY de la edificación en un 24% en promedio de los tres modelos de Interacción suelo estructura, en el caso de la dirección XX de la edificación el incrementó fue en un 17% en promedio. Con estos resultados se ratifica que la Interacción Suelo estructura modifica los desplazamientos tanto en los modelos estáticos como en los modelos dinámicos, al respecto Bararnia et al.(2018) señalan en los resultados de su investigacion, que el desplazamiento inelástico en sistemas estructurales con base fija conducen a una subestimación de las demandas inelásticas máximas, dado que podrían ser mayores en los sistemas con interacción suelo-estructura. Señalan que este fenómeno se atenúa a medida que aumenta el empotramiento de la cimentación, asimismo, señalan que los efectos de los movimiento generados en la cimentación (derivados de la interaccion dinámica suelo estructura) resultan significativos en cimentaciones profundas y empotradas cuando se hace predominante el efecto de la Interaccion Suelo Estructura. Los resultados se pueden explicar debido que al considerar el suelo como flexible y deformable, la vibración de las estructuras se incrementa y como señala Bararnia et al.(2018) se puede generar un balanceo en la cimentacón, logrando un mayor desplazamiento global debido a la flexibildiad de la cimentación que presenta rotación y traslación en la base. En el estudio realizado por Morales et al.(2024) al considerar dos modelos de interacción suelo-estructura desarrollados por Barkan y Savinov, y Pais y Kausel, incluyendo las funciones de Impedancia por el método no directo, o sub estructuración (interacción suelo-estructura IDSE) se obtuvieron resultados que se compararon con el modelo de base rígida logrando un incremento en las derivas inelásticas máximas de piso en un 17.8%.

Respecto al objetivo específico 4, en el cualse planeta determinar la variación en los esfuerzos internos que se presentan en el modelo estructural frente a un análisis convencional y con los modelos de Interacción Suelo Estructura de tipo estático y dinámico, se llegó a determinar que mediante los modelos estaticos y dinamicos de interaccion suelo estructura, se experimenta variaciones en la cortante basal. Diversos investigadores coinciden al señalar que el incremento del periodo fundamental de la estructura ocasionado por la flexibilidad adicional del suelo modifica las aceleraciones y en consecuencia, las fuerza sísmicas transmitas a la estructura. En lo concerniente a las cortantes de base, en los modelos de Interacción Suelo Estructura Estáticos en los modelos de Winkler y Pasternak las cortantes llegan a incrementarse en 2% en la dirección YY y en 7% en la dirección XX de la estructura. En el caso de los modelos de Interacción Suelo Estructura Dinámicos en la dirección XX de la estructura y aplicacion de la fuerza simica en esa dirección se incrementan en 0.9% para el modelo de Barkan & Savinov y 0.82% para el modelo de la Norma Rusa, mientras que se reduce un 2.68% para el modelo de Gazetas y Mylonakis. En los demas casos los cortantes basales disminuyen, siendo más significativa la disminucion en el modelo de Gazetas & Mylonakis con 19.17% logrado en la direccion XX de la estructura y cortante en YY. Es decir las cortantes basales tienen tendencia a disminui en los modelos con Interacción Suelo Estructura Dinámicos. Si bien es cierto que los modelos de Interacción Suelo Estructura incrementan el desplazamiento global debido a la flexibilidad de la cimentación, se puede afirmar con certeza que reducen las fuerzas sísmicas inerciales en toda la estructura. En ese sentido Mylonakis y Gazetas (2000) señalaron que el aumento del periodo natural asociado a la Interacción Suelo Estructura puede producir una disminución de las demandas sísmicas respecto al modelo convencional de base fija. Los autores indicaron que la magnitud de este efecto depende principalmente de las características del suelo y de la relación de rigidez entre la estructura y la cimentación, pudiendo incluso presentarse respuestas desfavorables cuando existe una interacción significativa entre ambos sistemas. Igualmente Wang et.al. (2023) al desarrollar simulaciones numéricas en 1380 casos determinaron que el efecto de la Interacción Suelo Estructura sobre la cortante en la base puede variar entre una reducción del 80% y un incremento del 40% dependiendo de las propiedades del suelo y de la estructura. En consecuencia, la investigación llega a concordar con los estudios que indican que la Interacción Suelo Estructura puede ocasionar una reducción de la cortante basal debido al incremento del periodo fundamental de la estructura como consecuencia de la

incorporación del amortiguamiento, sin embargo eso no exceptua que debido a la configuración estructural y las propiedades del sismo, la cortante basal también puede incrementarse como lo señalan diversos autores.

Capítulo V

Conclusiones

- Los modelos de Interacción Suelo Estructura estático y dinámico consideran las propiedades elásticas del estrato del suelo, así como la geometría y rigidez del sistema de cimentación. En este aspecto la investigación partió de un supuesto hipotético que señala que estas propiedades elásticas del suelo de cimentación del proyecto seleccionado influyen significativamente en las frecuencias de vibración de la estructura, en los desplazamientos laterales y los esfuerzos cortantes del modelo estructural. Al llevar a cabo el análisis dinámico de los modelos estructurales, incorporando los coeficientes de rigidez y amortiguamiento obtenidos para cada modelo estático y dinámico se procedió a verificar que, en el modelo estructural, las frecuencias de vibración del modelo estructural varían en un rango inferior al 5% en comparación al modelo con cimentación empotrada sin embargo existe incremento tal como se señala en estudios similares. En lo concerniente a las derivas estas se incrementan con mayor incidencia en los modelos estáticos, mientras que en los modelos dinámicos se obtuvo un 24% como máximo en la dirección del periodo fundamental. En lo concerniente a las cortantes basales se apreció una reducción importante en el modelo dinámico de Gazetas y Mylonakis. En base a estos resultados se puede afirmar que la inclusión de los modelos de Interacción Suelo Estructura puede alterar la respuesta estructural al incorporar los coeficientes de rigidez y amortiguamiento.
- Al considerar la incorporación de resortes de rigidez y amortiguamiento en la base obtenidas de los modelos de Interacción Suelo Estructura estático y dinámico, se asume desde un punto de vista teórico que estas condiciones influyen en la frecuencia de vibración del modelo estructural, incrementando el periodo. Por tanto, mediante los modelos estructurales con los respectivos coeficientes estáticos y dinámicos de interacción suelo-estructura, se llegó a demostrar que existe un incremento en el periodo de la edificación para cada modelo. En el caso de los

modelos con los coeficientes estáticos de rigidez de Winkler y Pasternak el periodo se incrementó en promedio un 6% de incremento en el periodo fundamental de la estructura, mientras que dentro de los modelos dinámicos la variación del periodo de 2.62% se obtuvo para el modelo de Gazetas y Mylonakis. Si bien es cierto que las magnitudes de variación para la estructura son pequeñas, se puede establecer que las propiedades de elasticidad del suelo y la rigidez de la platea de cimentación, puede influir en la estructura al incorporar los principales modelos de ISE. Se debe considerar que la rigidez de la estructura lo clasifica como estructura en base a muros estructurales y no permite una variación mayor en el periodo fundamental de la estructura.

- En lo concerniente a las derivas del modelo estructural, se llegó a determinar que la deformación lateral e incrementa a nivel de la base de la estructura con mayor intensidad. En los resultados se aprecian que los incrementos son mayores para los modelos con coeficientes estáticos, mientras que los resultados para los modelos dinámicos son más reales, el mayor incremento de la deriva se obtuvo para el modelo de Gazetas y Mylonakys en el nivel del semi sótano en la dirección YY, seguido de la norma Rusa. Mediante estos resultados se puede comprobar que los modelos de ISE estáticos y dinámicos incrementan los desplazamientos de la estructura con mayor incidencia en la dirección del periodo fundamental de la estructura y en el nivel que se encuentra adyacente a la cimentación. La variación en las derivas inelásticas es significativa, por ende, es posible que en estructuras de menor rigidez como estructuras aporticadas y mixtas en condiciones de flexibilidad del suelo afecten a los primeros niveles, generando cambios notables de rigidez y un posible piso blando. En estructuras más rígidas como el modelo estructural usado el incremento en las derivas es significativo, sin embargo, por tener una alta rigidez aportados por los muros estructurales en la base, no afectan al comportamiento estructural frente al sismo severo usado para el análisis.
- En lo concerniente a las cortantes se demostró que estas se reducen en los modelos dinámicos según lo que se señalan los aportes teóricos, sin embargo, en los modelos estáticos estos se incrementan, por lo cual se considera que los modelos dinámicos al incorporar los coeficientes en las direcciones traslacionales y rotacionales se interpretan con mayor exactitud que los modelos estáticos. Siendo las funciones de

impedancia del modelo de Gazetas y Mylonakis los que muestra resultados de mayor reducción de la cortante en la base.

Recomendaciones

- Se recomienda al Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamientos evaluar la incorporación de los Modelos de Interacción Suelo-Estructura (ISE) en la E.030 Diseño Sismorresistente, especialmente para edificaciones emplazadas sobre suelos de baja rigidez o con condiciones geotécnicas que favorezcan la deformabilidad del sistema de cimentación. Los resultados obtenidos en la presente investigación evidenciaron que la consideración de la ISE genera variaciones en parámetros estructurales como el periodo fundamental, los esfuerzos cortantes y las deformaciones laterales, lo que demuestra que el comportamiento dinámico de la estructura puede diferir respecto al supuesto convencional de base rígida. Por ello, la incorporación de lineamientos específicos permitirá obtener representaciones más realistas de la respuesta sísmica de las edificaciones y mejorar la confiabilidad de los procedimientos de diseño estructural.
- Se recomienda a futuros investigadores desarrollar estudios comparativos tomando en consideración sistemas estructurales de rigidez variable, suelos flexibles con los diversos Modelos de Interacción Suelo-Estructura (ISE), tomando para ello los modelos propuestos por la Norma Rusa, por Barkan y Savinov y Gazetas y Mylonakis, Pais y Kausel. La ampliación de las formulaciones analizadas permitirá evaluar las diferencias que existen entre los distintos enfoques teóricos y metodológicos empleados para representar la rigidez y el amortiguamiento del suelo. Asimismo, la comparación de diversos modelos contribuirá a identificar aquellos que reproduzcan de manera más adecuada al comportamiento dinámico de las estructuras frente a solicitaciones sísmicas, ampliando el conocimiento técnico respecto a la influencia de la ISE en los parámetros de respuesta estructural.
- Se recomienda realizar investigaciones en edificaciones localizadas en zonas con mayor peligrosidad y con cimentaciones sobre suelos flexibles, particularmente en la zona sísmica 4, debido a que en estas condiciones los efectos de la Interacción Suelo-Estructura (ISE) pueden adquirir una mayor relevancia en comparación con los resultados obtenidos en el presente estudio realizada en una zona con baja demanda sísmica. La combinación de una zona de elevada amenaza sísmica y una

menor estabilidad del terreno, podrían tener diversos efectos en las estructuras en cuanto a los parámetros de desplazamientos, derivas y periodos de la estructura. Por ello, el análisis de la estructura con estas condiciones permitiría comprender a mayor profundidad la influencia de la flexibilidad del suelo en la respuesta sísmica global y determinar si las variaciones observadas adquieren una importancia práctica en el diseño estructural.

- Se recomienda ampliar el análisis de la Interacción Suelo-Estructura (ISE) a sistemas estructurales con menor rigidez, tales como edificaciones aporticadas o sistemas duales y mixtos. Como se observó, en la presente investigación debido a la elevada rigidez proporcionada por los muros estructurales, las variaciones obtenidas en el periodo no generan cambios sustanciales en el comportamiento global de la edificación por su rigidez propia. Sin embargo, en estructuras más flexibles es posible que la influencia de la Interacción Suelo-Estructura (ISE) se manifieste con mayor significancia, generando mayores incrementos en desplazamientos laterales y deformaciones. Por tanto, el desarrollo de investigaciones bajo las condiciones mencionadas permitirán evaluar el alcance de este fenómeno en estructuras con diferentes características de rigidez y resistencia.
- Se recomienda ampliar la investigación a edificaciones con cimentaciones de diferente tipo, tales como zapatas combinadas, zapatas aisladas y cimentaciones profundas, con el propósito de determinar la influencia que ejerce cada sistema sobre la respuesta estructural. Dado que la rigidez de la cimentación conforma unos de los principales parámetros involucrados en la Interacción Suelo-Estructura (ISE), es posible que la magnitud de los efectos observados demuestre resultados variables según el tipo de cimentación empleado. La comparación entre diferentes sistemas permitirá establecer criterios más precisos para identificar aquellos casos en los cuales la consideración de la ISE resulta más relevante dentro del análisis y diseño sísmico de edificaciones.
- Se recomienda evaluar la influencia de la Interacción Suelo-Estructura (ISE) en edificaciones equipadas con sistemas de control sísmico, tales como disipadores de energía o aisladores sísmicos, con el fin de analizar la variación de los parámetros de respuesta estructural cuando ambos mecanismos actúan simultáneamente. Tomando en consideración que estos dispositivos modifican significativamente el comportamiento dinámico de las estructuras, resulta importante determinar como la

flexibilidad del suelo y de la cimentación puede afectar su desempeño durante eventos sísmicos. Los resultados de este tipo de investigaciones permitirán mejorar los criterios de modelamiento y diseño de edificaciones con tecnologías de protección sísmica avanzada, contribuyendo a optimizar su nivel de seguridad y desempeño estructural.

Capítulo VI

Referencias bibliográficas

- Acuña, F. Luna, M. Smith, J. y Barrios, J. (2023). Interacción Suelo Estructura: una Revisión del Estado del Arte. Revista Ciencia Latina. [en línea] <https://ciencialatina.org/index.php/cienciala/article/view/7427/11224>
- Anderson, J. (2012). *Dynamic response of Structures*. Cap. V en *The Seismic Design Handbook* (Farzad Naeim). p. 183-246. Disponible en: <http://civilwares.free.fr/The%20Seismic%20Design%20Handbook/Chapter%2004-Dynamic%20Response%20of%20Buildings.pdf>
- Anelli et al. (2020). *Comparison of different intervention options for massive seismic upgrading of essential facilities*. Buildings [en línea], vol. 10, no. 10. ISSN 20755309. DOI 10.3390/BUILDINGS10070125. <https://www.mdpi.com/2075-5309/10/7/125>.
- Arias, F. (2012) *El proyecto de Investigación. Introducción a la metodología científica*. 6ta Edición. Editorial Episteme. Caracas, Venezuela. ISBN: 980-07-8529-9. Recuperado en: https://tauniversity.org/sites/default/files/libro_el_proyecto_de_investigacion_de_fidias_g_arias.pdf
- Alva, J. (2020) *El sismo del 31 de mayo de 1970 y las estaciones acelerográficas de Chimbote y Huaraz actuales. (VIII Simposio Regional - Diseño Estructural y Prevención de desastres)* Universidad Nacional de Ingeniería. Lima-Perú. Recuperado en: <https://www.jorgealvahurtado.com/files/SISMO%20DE%201970%20Y%20ESTACIONES%20DE%20CHIMBOTE%20Y%20HUARAZ%20B.pdf>
- Asadi, H. y Attarnejad, R. (2020). *A Winkler-based model for inelastic response of soil-structure systems with embedded foundation considering kinematic and inertial interaction effects*. Artículo Científico en: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S2352012420304859>
- Bao, T. & Liu, Z. (2019). *Evaluation of Winkler Model and Pasternak Model for Dynamic Soil- Structure Interaction Analysis of Structures partially Embedded in Soils*. Michigan Technological University. USA. Recuperado en: https://www.researchgate.net/publication/332820015_Evaluation_of_Winkler_Model_and_Pasternak_Model_for_Dynamic_Soil-Structure_Interaction_Analysis_of_Structures_Partially_Embedded_in_Soils
- Bapir, B. Abrahamczyk, L. Wichtmann, T. y Prada, L. (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. 9. 1120351. 10.3389/fbuil.2023.1120351. Recuperado en:

https://www.researchgate.net/publication/368191634_Soil-structure_interaction_A_state-of-the-art_review_of_modeling_techniques_and_studies_on_seismic_response_of_building_structures.

- Bararnia, M. Hassani, N. Ganjavi, B. Ghodrati, G. (2018) *Estimation of inelastic displacement ratios for soil-structure systems with embedded foundation considering kinematic and inertial interaction effects*, Engineering Structures, Volume 159, p 252-264, ISSN 0141-0296, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.01.002>.
- Barzgar, A. Tehranizadeh, M. Taslimi, A. (2023) *Probability of collapse evaluation for high-rise reinforced concrete buildings in the event of near-fault earthquakes and soil-structure interaction effects*. Revista Structures Volume 55, September 2023, Pages 1675-1691. Recuperado en: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S2352012423008718>
- Boskovic, M., Stamenic, M. y Nefovska-Danilović, M. (2024). *Soil-structure interaction effect on seismic response of mid-rise RC buildings*. University of Belgrade. Recuperado en: <https://grafar.grf.bg.ac.rs/handle/123456789/3793>
- Boulkhiout, R., Messast, S. (2020) *Calculating the dynamic impedances of foundations and their effect on the seismic response of structures: analytical and numerical study*. (Artículo) Revista Civil and Environmental Engineering Reports. E-ISSN 2450-8594 CEER 2021; 31 (2): 0178-0217. DOI: 10.2478/ceer-2021-0026. Skikda, Algeria. Recuperado de: <https://www.ceer.com.pl/pdf-167636-90740?filename=90740.pdf>
- Buitrago, L. (2017) “*Soil-Structure Interaction Effects on the Seismic Response of Low-Rise Eccentrically Braced Frames*”. Universidad de Arkansas, Fayetteville. Recuperado de: https://scholarworks.uark.edu/etd/2398/?utm_source=scholarworks.uark.edu%2Fetd%2F2398&utm_medium=PDF&utm_campaign=PDFCoverPages
- Cai, Y. Yu, Ch. Zhong, S, Chen, G. y Liu, L. (2023) *Roughness-controlled cell-surface interactions mediate early biofilm development in drinking water systems*. Journal of Environmental Chemical Engineering. Volume 11, Issue 3, June 2023, 110101. Recuperado en: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S2213343723008400>
- Calle, S. (2023) *Diseños de investigación cualitativa y cuantitativa*. Ciencia Latina Revista Científica Multidisciplinar Julio-Agosto, 2023, Volumen 7, Número 4. https://doi.org/10.37811/cl_rcm.v7i4.7016

- Chourasia, A. (2017). *Design Guidelines for Confined Masonry Buildings (1st Edition)*. CSIR-Central Building Research Institute. Disponible en: https://www.researchgate.net/publication/316716493_Design_guidelines_for_confined_masonry_buildings
- Çömez, İ. (2024) *Dynamic indentation of viscoelastic orthotropic layer supported by a Winkler–Pasternak foundation*. *Acta Mech* 235, 2599–2610 (2024). <https://doi.org/10.1007/s00707-023-03848-0>. Recuperado en: <https://link.springer.com/article/10.1007/s00707-023-03848-0>
- Chinju, J y Nirmal, G. (2015) *Effect of Soil Structure Interaction on Frames with Different Base Conditions*. *International Journal of Engineering Research y Technology (IJERT)* ISSN: 2278-0181. Recuperado en <https://www.ijert.org/research/effect-of-soil-structure-interaction-on-frames-with-different-base-conditions-IJERTCONV3IS29018.pdf>
- Cueva, F. Tenorio, J. Quiñones, N. Vilcarromero, L. Piedra, J. Cayatopa, B. y Gonzalez . M. (2026) *Metodologías para interacción suelo -estructura en edificaciones: Una revisión sistemática*. *Revista Científica Pakamuros*. Volumen 14, Número 1, Enero-Marzo, 2026, Páginas 151 al 171. DOI: <https://doi.org/10.37787/a3qpe512>. Recuperado en: <https://revistas.unj.edu.pe/index.php/pakamuros/article/view/795/893>
- Deepashree, R. Kavitha, S. Mamatha, P. y Vishal B (2020). Evaluation of the effects of soil structure interaction on a multistorey RC building. *Journal of Physics: Conference Series*, Volume 1706, First International Conference on Advances in Physical Sciences and Materials 13-14 August 2020, Coimbatore, India <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1742-6596/1706/1/012136>
- Domínguez, M. (2014) *Períodos de vibración de las edificaciones*. *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, vol. 8, núm. 2, agosto, 2014, pp. 1-13 Empresa de Proyectos de Arquitectura e Ingeniería de Matanzas. Matanzas, Cuba. <https://www.redalyc.org/pdf/1939/193932724001.pdf>
- EMS (2024) Estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación. Memoria descriptiva. Informe con Número de registro: CEIMSUP- EMS-TP-2024-002. Jaen, Cajamarca-Peru.
- FEMA P-2091 (2020) A practical Guide to Soil-Structure Interaction. Recuperado de <https://www.fema.gov/sites/default/files/documents/fema-p-2091-soil-structure-interaction.pdf>

- Fernández, A. Cobelo W. y Fernández I. (2022). Estudio del fenómeno de interacción suelo-estructura. 20 convención científica de Ingeniería y Arquitectura. Universidad Tecnológica de la Habana. Recuperado de: https://www.researchgate.net/publication/366005371_ESTUDIO_DEL_FENOMEN_O_DE_INTERACCION_SUELO-ESTRUCTURA
- Fernández A. y Cobelo W. (2022). *Influencia de la interacción suelo-estructura en edificación de baja altura*. 20ava Convención Científica de Ingeniería y Arquitectura. Disponible en: https://www.researchgate.net/profile/Aldo-Fernandez-Limes/publication/366005381_INFLUENCE_OF_SOIL_STRUCTURE_INTERACTION_AT_SMALL_BUILDING/links/638d7d91ca2e4b239c8d36ff/INFLUENCE-OF-SOIL-STRUCTURE-INTERACTION-AT-SMALL-BUILDING.pdf
- Falcon, N. (2024). *Evaluación de la Respuesta Sísmica de un Edificio Aporticado Considerando Interacción Suelo Estructura*. DOI:10.1590/SciELOPreprints.8016. Recuperado en: https://www.researchgate.net/publication/378619635_Evaluacion_de_la_Respuesta_Sismica_de_un_Edificio_Aporticado_Considerando_Interaccion_Suelo_Estructura
- Gazetas, G. (1991) *Formulas and Charts for Impedances of Surface and Embedded Foundations*. (Artículo) Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No. 9, September, 1991. SSN 0733-9410/91/0009-1363. Recuperado en: http://ssi.civil.ntua.gr/downloads/journals/1991-ASCE_FORMULAS%20AND%20CHARTS%20FOR%20IMPEDANCES%20OF%20SURFACE%20AND%20EMBEDDED%20FOUNDATIONS.pdf
- González, A. (2019) Contrastes de hipótesis mediante técnicas de simulación. Revista de Educación Matemática. Volumen 34, N° 1 (2019), páginas 11 – 27 V.Unión Matemática Argentina - FAMAF (UNC)
- Hassani, N. Bararnia, M. y Amiri, G. (2018) Effect of soil-structure interaction on inelastic displacement ratios of degrading structures. Revista Engineering, Environmental Science. DOI:10.1016/J.SOILDYN.2017.10.004. Recuperado en <https://www.semanticscholar.org/paper/Effect-of-soil-structure-interaction-on-inelastic-Hassani-Bararnia/97bb29a8306770507671d91c3abf655172fe7357>
- Hosseini, M. y Ramana R. (2018). *Study the Impact of the Drift (Lateral Deflection) of the Tall Buildings Due to Seismic Load in Concrete Frame Structures with Different Type of RC Shear Walls*. Global Journal of Researchs in Engineeering, 18(1), 19-29. Disponible en: <https://engineeringresearch.org/index.php/GJRE/article/view/1787>

- IGP (2020). Análisis y evaluación de los patrones de sismicidad y escenarios sísmicos en el borde Occidental del Perú. Informe Técnico No 004-2020/IGP. Instituto Geofísico del Perú. Lima-Perú.
https://repositorio.igp.gob.pe/bitstream/handle/20.500.12816/4893/ESCENARIO_SI_SMICO_PERU_IGP2020.pdf?sequence=6&isAllowed=y
- Izaddoost, A. Naderpajouh, N. Heravi, G. (2023). Modelling principal-agent dilemma for management of resilience in interdependent infrastructure systems. *Reliability Engineering and System Safety* [en línea], vol. 238, no. October. ISSN 09518320. DOI 10.1016/j.ress.2023.109424. Disponible en: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0951832023003381>.
- Kuroiwa, H (2024). Los sismos de Ancash (1970) Piso (2007) Haití y Chile (2010) y el desarrollo sostenible del Perú. Encuentro Económico – Región Ica. Cámara de Comercio, Industria y Turismo de Ica. Ica – Perú.
<https://www.bcrp.gob.pe/docs/Proyeccion-Institucional/Encuentros-Regionales/2010/Ica/EER-Ica-Julio-Kuroiwa.pdf>
- Kassas, K., Adamidis, O. y Anastasopoulos, I. (2022). *Structure–soil–structure interaction (SSSI) of adjacent buildings with shallow foundations on liquefiable soil*. Institute of Geotechnical Engineering (IGT). Swiss Federal Institute of Technology (ETH), Zürich, Switzerland 2Department of Engineering Science, University of Oxford, Oxford, UK Recuperado en: <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/epdf/10.1002/eqe.3665>
- López, G. y Días, D. (2022). *Dynamic Soil–Structure Interaction Effects in Buildings Founded on Vertical Reinforcement Elements*. *CivilEng* 3(3), 573-593; Recuperado en: <https://doi.org/10.3390/civileng3030034>
- Mahsuli, M. Ali, M. (2009). *The effect of foundation embedment on inelastic response of structures*. DOI:10.1002/eqe.858. Recuperado en: https://www.researchgate.net/publication/230314497_The_effect_of_foundation_embedment_on_inelastic_response_of_structures
- Medina C., Aznarez, J., Padron, L. y Maeso, O. (2013). *Effects of soil–structure interaction on the dynamic properties and seismic response of piled structures*. *Earthquake Spectra*. 53, 160-175. Recuperado en: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.07.004>
- Maharjan, S. Bahadur, K. (2021). *Study of Soil-Structure Interaction Effects on Seismic Analysis*. Department of Civil Engineering, Pulchowk Campus, IOE, TU, Nepal. Recuperado en: <https://conference.ioe.edu.np/ioegc9/papers/ioegc-9-040-90071.pdf>

- Morales, L y Espinoza, A. (2020). *Influencia de la Interacción Suelo Estructura (ISE) de Cimentaciones Superficiales en Suelos no Cohesivos en el Comportamiento Estructural de una Edificación de 8 Pisos y un Subsuelo*. *Ingenio* [en línea], vol. 3, no. 1, pp. 5-26. ISSN 2588-0829. DOI 10.29166/ ingenio.v3i1.2391. <https://revistadigital.uce.edu.ec/index.php/INGENIO/article/view/2391/3235>.
- Morales, H. Guerrero, M. Morales, S. Ramírez, W. y Morales, A. (2024). *Estudio del Comportamiento Sísmico de la Interacción Suelo-Cimentación en una Estructura de Acero-Parte 1*. *Ciencia Latina Revista Científica Multidisciplinar*. Nov-Dic. Vol. 8 numero 6. DOI: https://doi.org/10.37811/cl_rcm.v8i6.15293
- Mr. Magade S. B 1, Prof. Patankar J. P 2 (2018) *Effect of soil structure interaction on the dynamic behavior of buildings*. *IOSR Journal of Computer Engineering (IOSR-JCE)*. ISSN : 2278-0661, ISBN : 2278-8727, PP : 00-00. Recuperado en: https://www.researchgate.net/publication/325256495_Effect_of_Soil_Structure_Interaction_on_the_Dynamic_Behavior_of_Buildings
- Mylonakis, G. Nikolaou, S. y Gazetas, G. (2006) *Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations*. *Revista Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 26 (2006) 824–853. Recuperado en: http://ssi.civil.ntua.gr/downloads/journals/2006-SDEE_Footings%20under%20seismic%20loading_Analysis%20and%20design%20issues%20with%20emphasis%20on%20bridge%20foundations.pdf
- Mylonakis, G. y Gazetas, G. (2000) *Seismic Soil-Structure Interaction: Beneficial or Detrimental?* (July 2000) *Journal of Earthquake Engineering* 4(3):277-301 DOI:10.1080/13632460009350372. University of Bristol. Recuperado en: https://www.researchgate.net/publication/239794323_Seismic_Soil-Structure_Interaction_Beneficial_or_Detrimental
- Mekki, M. Elachachi, S. Breysse, D y Zoutat, M (2016) *Seismic behavior of R.C. structures including soil-structure interaction and soil variability effects*. *Revista Engineering Structures*. Volume 126, 1 November 2016, Pages 15-26. Recuperado en: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S014102961630373X>
- Nguyen, T. Ngo, V. (2025) A review of soil–foundation–structure interaction and structure–soil–structure interaction effects based on numerical simulations. *Revista Journal of water and land development*. e-ISSN 2083-4535, No. 66 (VII–IX), p. 1–12. DOI: 10.24425/jwld.2025.155295.

- NIST GCR 12-917-21 (2012) *“Soil-Structure Interaction for Building Structures”*. National Institute of Standards and Technology. California, USA.
- Ñaupas, H. Valdivia, M, Palacios, J. Romero, H. (2018) *Metodología de la Investigación Cuantitativa-Cualitativa y redacción de la Tesis*. Quinta Edición. Bogotá: Ediciones de la U, 2018. p.562; 24 cm. Incluye bibliografía ISBN 978-958-762-876-0 e-ISBN 978-958-762-877-7. Recuperado en: <https://escuelitamedica.com/wp-content/uploads/2024/10/metodologiainvestigacionnaupas-1.pdf>
- Olivera, R. Villareal, G. (2023) *Interacción Suelo-Estructura para edificaciones con platea de cimentación por los modelos estático y dinámico*. Memoria investig. ing. (Facultad Ing., Univ. Montev.), n.º 25, pp. 137–171, dic. 2023. DOI: <https://doi.org/10.36561/ING.25.9> Recuperado en: <http://www.revistas.um.edu.uy/index.php/ingenieria/article/view/1196>
- Pais, A. Kausel, E. (1988) *Aproximate formulas for dynamic stiffness of rigid foundations*. Soil Dynamics and Earthquake Engrg., 7, 213-227. Recuperado en: [https://www.mit.edu/afs/athena.mit.edu/user/k/a/kausel/Public/webroot/articles/SSI/Pais%20y%20Kausel,%20Approx%20Stiff%20SDE%20\(corrected\).pdf](https://www.mit.edu/afs/athena.mit.edu/user/k/a/kausel/Public/webroot/articles/SSI/Pais%20y%20Kausel,%20Approx%20Stiff%20SDE%20(corrected).pdf)
- Palmett, A. (2020). *Métodos inductivo, deductivo y teoría de la pedagogía crítica*. Petroglifos. Revista Crítica Transdisciplinar 3(1): 36-42 enero-junio 2020. ISSN 2610-8186. https://petroglifosrevistacritica.org.ve/wp-content/rep/2020_030105.pdf
- Petrov, N. Bojadjieva, J. y Bojadjiev, N. (2025) *Nonlinear analysis of an RC frame structure considering the effects of embedment on soil–structure interaction*. Scientific paper. Published: December 3, 2025. <https://doi.org/10.13167/2025.31.14>
- Pinto, F. Ledezma, C. (2019) *Interacción suelo-estructura en edificios de gran altura con subterráneos en Santiago, Chile*. Revista Obras y proyectos 25, p. 55-75. Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Pontificia Universidad Católica de Chile. Recuperado en: https://www.scielo.cl/scielo.php?pid=S0718-28132019000100066&script=sci_arttext
- Quispe, B. Carcausto, E. y Villarreal, G. (2024) *Análisis y diseño sísmico de una edificación multifamiliar de diez niveles y dos sótanos aplicando la interacción suelo-estructura con un sistema dual y platea de cimentación*, Memoria investig. ing. (Facultad Ing., Univ. Montev.), n.º 26, pp. 158–187, jul. 2024. DOI: <https://doi.org/10.36561/ING.26.10>. Recuperado en: <http://www.revistas.um.edu.uy/index.php/ingenieria/article/view/1285>

- Requena, M.V., Bento, R. Durand, P. y Morales A. (2022). *Analysis of the soil structure-interaction effects on the seismic vulnerability of mid-rise RC buildings in Lisbon*. Structures Volume 38, 599-617. Recuperado en: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.02.024>
- Rivadeneira, E. (2017) *Lineamientos teóricos y metodológicos de La investigación cuantitativa en ciencias sociales* (Artículo) In Crescendo. Institucional. 2017; 8(1): 121-127. Universidad Nacional de Educación, Ecuador. Recuperado en: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=6042332>
- Santana, A. (2010). “*Modelo Winkler para el Análisis de la Respuesta Dinámica de Estructuras Enterradas*.” (Tesis de Maestría). Universidad de las Palmas de Gran Canaria. https://accedacris.ulpgc.es/bitstream/10553/6325/5/TFM_Ariel_Santana.pdf
- Segaline, H. Saez, E.y Ubilla, J.. (2022). *Evaluation of dynamic soil-structure interaction effects in buildings with underground stories using 1 g physical experimentation in a transparent shear laminar box*. Estructuras de Ingeniería [en línea], pp. 1-6. DOI <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114645>. Recuperado de: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0141029622007428>.
- Tabish, A. Nour, M. Haider, W (2023) *The Effect of Soil-Structure Interaction on the Seismic Response of Structures Using Machine Learning, Finite Element Modeling and ASCE 7-16 Methods*. (Artículo) Sensors 2023, 23, 2047. <https://doi.org/10.3390/s23042047>. Academic Editor: Yih-Min Wu
- Tekin, G. (2024). *The dynamic soil–foundation–structure interaction problem in the time domain using a discrete element model*. Applied Sciences, 14(23), Article 10994. Recuperado en <https://doi.org/10.3390/app142310994>
- Villareal, G. (2017) “*Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones con Plateas de cimentación*”. Primera edición. Lima, Perú.
- Wang, J., Xie, Y., Guo, T., y Du, Z. (2023). *Predicting the Influence of Soil–Structure Interaction on Seismic Responses of Reinforced Concrete Frame Buildings Using Convolutional Neural Network*. Buildings, 13(2), 564. <https://doi.org/10.3390/buildings13020564>. Recuperado en <https://www.mdpi.com/2075-5309/13/2/564>
- Zeolla, E., Sica, S., y De Silva, F. (2022). *Dynamic impedance functions for neighbouring shallow footings*. In *Geotechnical Engineering for the Preservation of Monuments and Historic Sites III* (1st ed., pp. 627-636). CRC Press. Disponible en: <https://www.taylorfrancis.com/chapters/oa-edit/10.1201/9781003308867->

68/dynamic-impedance-functions-neighbouring-shallow-footings-zeolla-sica-de-silva

Capítulo VII

Anexos

Anexo i – Estudio de mecánica de suelos

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002
		TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN MEMORIA DESCRIPTIVA



TESIS:
"INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"
TESISTA:
MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO

UBICACIÓN

DISTRITO:	JAÉN
PROVINCIA:	JAÉN
DEPARTAMENTO:	CAJAMARCA



Jaén, Enero 2024

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS - INFORME
NUMERO DE REGISTRO: CEIMSUP- EMS-TP-2024-002
RAZON SOCIAL: GRUPO EDICAM SAC RUC: 20606920751

DIRECCION: PJE. LAS BEGONIAS N° 192
SECTOR NUEVO HORIZONTE - JAEN - CAJAMARCA
CEL:941633428 / 962567094

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002

INDICE

MEMORIA DESCRIPTIVA

1. GENERALIDADES.....	4
1.1. INTRODUCCIÓN.....	4
1.2. OBJETIVO.....	4
1.3. NORMATIVA.....	4
1.4. UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL ÁREA EN ESTUDIO.....	5
Cuadro N° 01: Cuadro De Ubicación Geográfica.....	6
Cuadro N° 02: Cuadro De Coordenadas De Zona De Estudio.....	6
Imagen N° 01: Mapa De Ubicación De La Zona De Estudio.....	7
1.5. DESCRIPCIÓN Y DATOS GENERALES DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	7
1.6. ACCESO AL ÁREA DE ESTUDIO.....	7
1.7. CONDICIÓN CLIMÁTICA Y ALTITUD DE LA ZONA.....	8
Imagen N° 02: Reporte de emergencias en el distrito de Jaén, año 2003-2023.....	8
2. GEOMORFOLOGIA, GEOLOGIA Y SISMICIDAD EN EL AREA DE ESTUDIO.....	9
2.1. GEOLOGIA REGIONAL.....	9
2.2. DEPÓSITOS GEOLÓGICOS.....	10
2.3. GEOMORFOLOGIA.....	12
2.6. DETERMINACIÓN DE PARAMETROS SISMICOS SEGÚN NORMA E – 030.....	17
2.6.1. CARACTERÍSTICAS GEOTECNICAS.....	17
Tabla N°01 Norma E.050: Resume los valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo.....	19
2.7. ELECCION DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO.....	21
Cuadro N° 03: Parámetros Para Elección Del Perfil De Suelo.....	21
3. INVESTIGACIONES DE CAMPO.....	22
3.1. COORDENADAS Y ALTITUD DE LOS PUNTOS DE EXPLORACIÓN.....	22
Cuadro N° 04: Ubicación de Puntos de Exploración SPT.....	22
3.2. TRABAJOS DE CAMPO.....	22
3.2.1. PROCEDIMIENTOS Y EQUIPOS EMPLEADOS PARA TRABAJOS DE CAMPO.....	22
4. ENSAYOS DE LABORATORIO.....	23
4.1.1. PROCEDIMIENTOS Y EQUIPOS EMPLEADOS PARA TRABAJOS DE LABORATORIO.....	23
4.2. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS ESTÁNDAR.....	25
Cuadro N°05: Resumen De Los Ensayos Estándar De Clasificación De Suelos.....	25
4.3. ENSAYOS ESPECIALES.....	26
Cuadro N° 6: Resumen del Ensayo SPT.....	26
5. PERFIL DE SUELO.....	26
5.1. PERFILES DE SUELO.....	26
5.2. ASPECTOS RELACIONADOS CON LA NAPA FREÁTICA.....	26
6. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN.....	27
6.1. PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACIÓN.....	27
6.2. TIPO DE CIMENTACIÓN.....	27
6.3. TEORÍA DE CAPACIDAD DE CARGA.....	27
6.4. TIPO DE FALLA.....	28
6.5. CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA.....	28
6.5.1. CÁLCULO DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN.....	28



CEIMSUP
 Alex Joel Mingo Manchay
 Reg. C.R. 312620

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS – INFORME
 NUMERO DE REGISTRO: CEIMSUP- EMS-TP-2024-002
 RAZON SOCIAL: GRUPO EDICAM SAC RUC: 20606920751

DIRECCION: PJE. LAS BEGONIAS N° 192
 SECTOR NUEVO HORIZONTE - JAEN - CAJAMARCA
 CEL:941633428 / 962567094

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002

TESIS
DOCTORADO EN
INGENIERIA
CIVIL

Imagen N° 03: Abaco para Obtener Angulo de Fricción (Peck Hanson)	29
Cuadro N° 7: Cuadro Resumen Para Angulo De Fricción.....	30
6.5.2. RESUMEN DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE Y TIPO DE CIMENTACIÓN.....	30
Cuadro N°8: Resumen de capacidad portante de la losa de cimentación.	30
6.6. CÁLCULOS DE ASENTAMIENTOS.....	30
6.6.1. SEGÚN LA TEORÍA DE ELASTICIDAD.....	30
6.6.2. CALCULO DE ASENTAMIENTO DE LA LOSA DE CIMENTACION.....	31
7. HOJA DE RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN.....	32
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	33



 **CEIMSUP**
 Alex Joel Mingo Marchiny
 Ingeniero Civil
 Reg. CIP. 312420



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS - INFORME
 NUMERO DE REGISTRO: CEIMSUP- EMS-TP-2024-002
 RAZON SOCIAL: GRUPO EDICAM SAC RUC: 20606920731

DIRECCION: PJE. LAS BEGONIAS N° 192
 SECTOR NUEVO HORIZONTE - JAEN - CAJAMARCA
 CEL:941633428 / 962547094

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y FUNDAMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002
		TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL

MEMORIA DESCRIPTIVA DE MECÁNICA DE SUELOS

CON FINES DE EVALUACION

1. GENERALIDADES.

1.1. INTRODUCCIÓN

Los trabajos para el estudio de mecánica de suelos "EMS" se han desarrollado con la finalidad de investigar las características del suelo, dicho estudio se ha efectuado mediante una investigación geotécnica, los trabajos se realizaron en 4 etapas.

En la Primera Etapa Inicialmente los trabajos correspondientes a la revisión de la información que se cuenta en la Zona del proyecto y prospecciones de campo y reconocimiento de Terreno.

La segunda Etapa involucra trabajos de campo a través de ensayos de campo mediante SPT, así como extracción de muestras y entregas de muestras al laboratorio para los ensayos de Laboratorio.

En la Tercera Etapa se realizaron los ensayos de laboratorio, para evaluar las características físicas, mecánicas del subsuelo, sus propiedades de resistencia.

En la Cuarta Etapa se realizaron las labores de gabinete en base a los cuales se define el perfil estratigráfico, tipo y profundidad de cimentación, capacidad portante admisible, asentamiento, y las conclusiones y recomendaciones generales para la cimentación, cumpliendo detalladamente con la Norma E.050 (Suelos y Cimentaciones).


Alex Joel Mungo Manchay
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 312420

1.2. OBJETIVO.

Determinar las condiciones, características y propiedades físicas y mecánicas del suelo y proponer las alternativas más convenientes que garanticen el correcto funcionamiento de la estructura, en base a los resultados de los Ensayos In situ y de laboratorio.

1.3. NORMATIVA.

La evaluación del terreno destinado para el proyecto, Está en concordancia con las siguientes Normas:



CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS			
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"		TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO		
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002	

- Normativa Del Reglamento Nacional De Edificaciones RNE:
 - Norma E.050 "Suelos y Cimentaciones" (RM-406-2018-VIVIENDA).
 - Norma E.030 "Diseño Sismorresistente". (RM-355-2018-VIVIENDA).
 - Norma CE.010 "Pavimentos Urbanos".
 - Norma CE.0.20 "Estabilización De Suelos y Taludes"
- Normas Técnicas Peruanas (Normas ASTM):
 - NTP 339.134 (ASTM D 2487): Método para la clasificación de suelos con propósitos de ingeniería (sistema unificado de clasificación de suelos SUCS).
 - NTP 339.150 (ASTM D 2488): Descripción e identificación de suelos (Procedimiento visual – manual).
 - NTP 339.162 (ASTM D 420): Guía normalizada para caracterización de campo con fines de diseño de ingeniería y construcción.
 - NTP 339.151 (ASTM D4220): Prácticas Normalizadas para la Preservación y Transporte de Muestras de Suelos.
 - NTP 339.151 (ASTM D4220): Prácticas Normalizadas para la Preservación y Transporte de Muestras de Suelos.
 - NTP 339.127 (ASTM D2216): Contenido de Humedad.
 - NTP 339.128 (ASTM D422): Análisis Granulométrico.
 - NTP 339.129 (ASTM D4318): Límite Líquido y Límite Plástico.
 - NTP 339.131 (ASTM D854): Peso Específico Relativo de Sólidos.
 - NTP 339.131: Ensayo De Gravedad Específica De Sólidos De Suelo.
 - NTP 339.133 (ASTM D 1586): Método de Ensayo de Penetración Estándar (SPT).

 **CEIMSUP**
 Alex Joel Mungu Blanchay
 Ingeniero Civil
 Reg. CIP. 312420

1.4. UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL ÁREA EN ESTUDIO.

Ubicación Geográfica.

El proyecto se encuentra ubicado en la calle Samuel Castañeda Farfán, Mz. H, sub lote 2 de la habilitación urbana Guillermo Sánchez Chávez de la ciudad de Jaén del distrito de Jaén, Provincia de Jaén – Región Cajamarca.



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS – INFORME
 NUMERO DE REGISTRO: CEIMSUP- EMS-OE-2024-002
 RAZON SOCIAL: GRUPO EDICAM SAC RUC: 20606920751

DIRECCION: PJE. LAS BEGONIAS N° 192
 SECTOR NUEVO HORIZONTE - JAEN - CAJAMARCA
 CEL:941633420 / 962567094

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002
		TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL

Cuadro N° 01: Cuadro De Ubicación Geográfica.

UBICACIÓN GEOGRAFICA		
REGIÓN	:	Cajamarca
PROVINCIA	:	Jaén
DISTRITO	:	Jaén
ALTITUD	:	695 m.s.n.m

B. CUADRO DE COODENADAS

Cuadro N° 02: Cuadro De Coordenadas De Zona De Estudio

PARÁMETRO	VALOR	COORDENADAS		
Hemisferio	Sur	UTM	Norte	9369593.00
Huso	17		Este	743629.00
Franja	M	Geográficas	Altura	695 m.s.n.m.
Datum	WGS -84			

Fuente: Plano topográfico

C. MAPAS DE UBICACIÓN.




CEIMSUP
 Alex Joel Minga Manchay
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 312620

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002
		TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL

Imagen N° 01: Mapa De Ubicación De La Zona De Estudio.



Fuente: Google heart.

1.5. DESCRIPCIÓN Y DATOS GENERALES DE LA ZONA DE ESTUDIO

✓ Usos Anteriores.

Anteriormente, el área en estudio no ha tenido ningún uso estructural por lo que ha sido terreno de cultivo.

✓ Topografía:

El terreno en mención cuenta con una superficie con poca pendiente.

1.6. ACCESO AL ÁREA DE ESTUDIO.

El área de estudio se encuentra en la calle Samuel Castañeda Farfán, Mz. H, sub lote 2 de la habilitación urbana Guillermo Sánchez Chávez, dentro del distrito de Jaén, el acceso es mediante cualquier medio de transporte, ya que se encuentra dentro de la ciudad.



CEIMSUP
ALEX JOEL MINGA MENCHAY
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 312420

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS – INFORME
NUMERO DE REGISTRO: CEIMSUP- EMS-DE-2024-002
RAZON SOCIAL: GRUPO EDICAM SAC RUC: 20606920751

DIRECCION: PJE. LAS BEGONIAS N° 192
SECTOR NUEVO HORIZONTE - JAEN - CAJAMARCA
CEL: 941633428 / 962567094

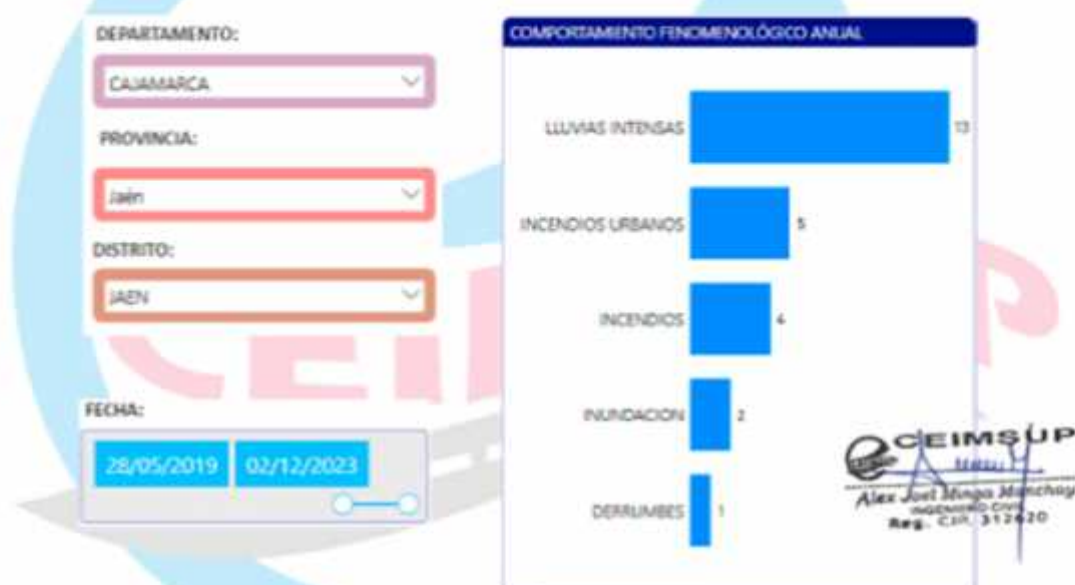
CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002
TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL		

1.7. CONDICIÓN CLIMÁTICA Y ALTITUD DE LA ZONA.

En Jaén, los veranos son largos, muy calientes y nublados y los inviernos son cortos, cómodos, secos y mayormente despejados. Durante el transcurso del año, la temperatura generalmente varía de 17 °C a 32 °C y rara vez baja a menos de 15 °C o sube a más de 35 °C.

La temporada calurosa dura 5,8 meses, del 13 de septiembre al 5 de marzo, y la temperatura máxima promedio diaria es más de 31 °C. El mes más caluroso del año es el mes de enero, con una temperatura máxima promedio de 32 °C y una temperatura mínima promedio de 19 °C.

Imagen N° 02: Reporte de emergencias en el distrito de Jaén, año 2003-2023



En el Distrito de Jaén donde se encuentra el área de trabajo y el objeto de estudio, según la data histórica en tiempo real que maneja la Oficina General de Tecnologías de la Información y Comunicaciones del INDECI, desde el año 2003 hasta el 02 de diciembre del 2023, fueron 13 las emergencias registradas por lluvias intensas, incendios 5, derrumbes 1, inundaciones 2 y por acciones sísmicas 1, ocupando el Segundo lugar en la lista.



CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAGUMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002
		TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL

2. GEOMORFOLOGIA, GEOLOGIA Y SISMICIDAD EN EL AREA DE ESTUDIO.

2.1. GEOLOGIA REGIONAL

El área de estudio se encuentra en el sector el Huito del distrito de Jaén de la Provincia de Jaén, Departamento de Cajamarca. Se ubica dentro de las siguientes coordenadas geográficas (Longitud Oeste: 78°30' y 79°00'; Latitud sur: 5°30' y 6°00') cubre una extensión aproximada de 3,052.55 km². De acuerdo al mapa geológico de los cuadrángulos está en cuadrángulo 12 – f (Boletín, Serie A: Carta Geológica Nacional; N.º 62 del INGEMMET). Jaén se encuentra en el sector norte del Perú, comprendiendo parte del flanco este de la cordillera occidental y zonas septentrionales de la cordillera occidental.

El área en estudio se encuentra al este de la cordillera occidental y en las estribaciones septentrionales de la Cordillera Oriental, que se encuentra entre los ríos Marañón y Utcubamba. Su morfología se caracteriza por la presencia montañosa y cerros en el sector occidental y una depresión con lomadas cerros, valles y pampas aluviales, en el sector oriental del cuadrángulo, con la excepción de la esquina suboriental, que está atravesado por el río Marañón y sus afluentes el río Chamaya y el Utcubamba. Las rocas que se encuentran en el cuadrángulo de Jaén son mayormente mesozoicas y cenozoicas, con un pequeño afloramiento de esquistos del Complejo del Marañón en la esquina SE. El Grupo Pucará, conformado por calizas del triásico-jurásico, se presenta en afloramientos pequeños. La mayor parte del sector occidental lo ocupan las rocas piroclásticas, derrames lávicos intercalados con algunas sedimentitas de la Formación Oyotún del Jurásico. El Grupo Goyllarisquizga del Cretáceo inferior sobreyace a las rocas volcánicas de la Formación Oyotún. La secuencia cretácica que sobreyace al Grupo Goyllarisquizga es mayormente calcarea-limocarcillítica, donde se identifican las Formaciones Chúlec y Pariatambo, los Grupos Pulluicana y Quilquiñan, las Formaciones Cajamarca y Celendin. Sobre éstas se encuentran areniscas conglomerádicas, lodolitas y limolitas de la Formación Chota. Las rocas Cenozoicas son, principalmente, sedimentarias clásticas continentales, agrupadas en las Formaciones Cajaruro, El Milagro, Bellavista y Tamborapa, con una cobertura discontinua de material aluvial



CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002
		TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL

coluvial. Las rocas intrusivas son tonalitas, granodioritas, granitos y monzonitas, que se han emplazado en rocas Jurásico-Cretáceas. La estructura general muestra un cambio de NO-SE a N-S a NNE-SSO, coincidente con el desvío de los ríos Marañón y Chamaya. Algunas zonas de alteración hidrotermal se han identificado en la Formación Oyotun.

2.2. DEPÓSITOS GEOLÓGICOS

En la zona de estudio existen depósitos geológicos, como los que se mencionan a continuación, siendo la más predominante y la que abarca la zona de estudio los **Depósitos Fluvioaluviales**.

A. Formación Bellavista.

Caracterizada por un predominio de areniscas, limolitas y limoarcillitas, color pardo amarillentas y pardo grisáceas, en capas delgadas a gruesas, con intercalaciones ocasionales de areniscas guijarrosas y conglomerados subredondeados. En el cerro San Antonio se observa un grueso conglomerado color gris amarillento en la parte inferior sobre el conglomerado en el Cerro Pistolero se observa una secuencia de areniscas, limoarcillitas y conglomerados color marrón amarillento a blanco amarillento que constituyen el miembro superior de la Formación Bellavista.

B. Formación Chulec.

Se puede ubicar en el curso inferior del Río Chamaya en Corral Quemado, hacia el Sur en los cerros Huayanche, Pangamito, Guyuche, más al Oeste aflora en los flancos derecho e izquierdo de los ríos Huayllabamba y Huancabamba. Se le distingue por sus relieves moderados a suaves que tiene coloración gris a crema amarillenta, mostrando una estratificación paralela con superficies onduladas; exhibe una alternancia de niveles resistentes a suaves. En todos los lugares donde ocurre esta unidad es fácilmente diferenciable por su coloración y características morfológicas

C. Formación Quilquiñan.

En el Cuadrángulo de Jaén el Grupo Quilquiñan se encuentra mayormente en la parte Suroriental entre Mesones Muro, y la Qda. Sanom de Rumiaco, en el paraje Buena Esperanza, y en ambos flancos del anticlinal El Alicón, se le distingue por su morfología característica que define relieves suaves con abundante suelo de


CEIMSUP
 Alex Joel Minga Manchay
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 312620



CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002
		TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL

coloración crema a gris con tonalidades verdosas. Las mejores exposiciones se observan en los cortes de la carretera a Corral Quemado y en la Qda. Sonora de Rumiaco. Esta unidad ha sido descrita en las áreas adyacentes al Cuadrángulo de Jaén.

D. Formación Tamborapa.

Sus afloramientos son reconocibles por su morfología suave, formando colinas, que tienen un color beige claro. Frente a Chamaya se observan cortes verticales en la Formación Tamborapa debido a erosión lateral, generando pilares o columnas de erosión muy característicos. Se encuentra distribuida en Pampa Tablones, La Floresta, Shumba, Cerro Remates de Santa Cruz, Cerro Algarrobal y al Sur de Jaén en los cerros De La Shapa, Las Pampas, Mesa Rumi, Cañete y Piedra Negra. Se trata de conglomerados poco consolidados, redondeados a subredondeados, heterométricos y de composición heterogénea con clastos de rocas intrusivas, volcánicas y sedimentarias; están aglutinados por un matriz limo arenosa.

E. Depósitos Fluvioaluviales.

Suelen ubicarse en quebradas y superficies topográficas amplias. A diferencia de los coluviales tienen un espesor más apreciable y conforman terrazas más desarrolladas especialmente en los márgenes de valles fluviales, en ocasiones están representadas por niveles bien estratificados, cuya granulometría varía desde gravas de cantos y gránulos hasta arenas de grano grueso.

Igualmente, en Jaén estos depósitos están acumulados en una explanada de 4 x 5 Km. conformado por limos y arcillas donde se ha desarrollado el cultivo de arroz y producto de pan llevar. Los depósitos están acumulados con eventos aluviales producto de la erosión de las secuencias cretáceas de las montañas del Alicón y los depósitos Neógenos del NE de la hoja. Están compuestos de limos y Limoarcillas en posición horizontal, con niveles que se pueden seguir por varios kilómetros, estos representan periodos climáticos de variada intensidad acumulando horizontes con varios metros de grosor de sedimentos finos cuya secuencia sobrepasa los 40 m de grosor, estos presentan estratificación paralela y ondulada producto de flujos fuertes que acumularon conglomerados, gravas y arenas en forma de canales de corte y relleno erosionados en la parte superior de las secuencias finas, estos se ven frente a Bellavista como acantilados verticales, tales depósitos se encuentran en las pampas del valor que tiene una extensión de 6 x 7 Km de superficie generalmente ondulada.




 Alex Joel Minga Manchay
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 312420

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002
		TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL

2.3. GEOMORFOLOGIA

Según el mapa geomorfológico, elaborado por el Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico - INGEMMET, el área de estudio está conformada por las siguientes unidades geomorfológicas:

A. Montañas de chunchuca-cola pon

Corresponde a las partes más altas y abruptas de las elevaciones comprendidas en este cuadrángulo. Se ubican en el sector occidental del mismo, con una clara orientación Norte-Sur.

El control litológico de esta unidad geomorfológica es claro, ya que se encuentra circunscrito, esencialmente, a los sectores donde afloran rocas intrusivas cretáceas y volcánicos jurásicos. Sus altitudes están entre 1,600 m. hasta aproximadamente los 3,150 m.s.n.m. (cerros Chunchuca, Guayaquil, Calabozo, etc.).

Se caracterizan por ser elevaciones de topografía muy abrupta con laderas de fuerte pendiente, empinadas e irregulares. Los puntos más elevados constituyen divisorias locales de quebradas y ríos que discurren por valles en "V" de corto recorrido, tal como las quebradas Miraflores, Cascarilla, De Valencia, etc.

Tiene una red de drenaje subparalela a dendrítica y radial alargada; presenta abundante cobertura vegetal arbórea.

B. Cerros y colinas del flanco cordillerano

Esta unidad, se desarrolla hacia la zona occidental de la hoja de Jaén, como una franja paralela a las montañas más elevadas. Presenta, en general, una topografía abrupta a semiabrupta, de laderas con fuertes pendientes hacia el Este y hacia los ríos Chamaya y Huayllabamba. Sus flancos más orientales (localidades de Mesones Muro, Jaén, Pueblo Nuevo), tienen relieves moderados, y corresponden a macizos cuyas crestas siguen direcciones cambiantes con tendencia hacia el Este. Su drenaje, es subparalelo a paralelo con nacientes dendríticas. Sus altitudes varían entre 1,000 y 2,000 m.s.n.m. Litológicamente, esta unidad comprende rocas volcánicas, intrusivas y sedimentarias, mayormente de la Formación Oytún, y de la secuencia cretácica, que están sometidas a una erosión cada vez más intensa debido al proceso acelerado de deforestación. Hacia el Oriente esta unidad da lugar a las unidades de pampas y lomadas, claramente diferenciables por su relieve más bajo.




 Alex José Minga Manchay
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 312620

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS – INFORME
 NUMERO DE REGISTRO: CEIMSUP- EMS-OE-2024-002
 RAZON SOCIAL: GRUPO EDICAM SAC RUC: 20606920751

DIRECCION: PJE. LAS BEGONIAS N° 192
 SECTOR NUEVO HORIZONTE - JAEN - CAJAMARCA
 CEL:941633428 / 962567094

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002
		TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL

C. Valle

Las geoformas tipo valle corresponden al río Marañón y sus afluentes principales, los ríos Chamaya y Utcubamba, así como sus ríos y quebradas tributarios. Los valles que se observan en el área de estudio en parte siguen la estructura geológica regional y en otros casos cortan transversalmente dicha estructura.

• Valle Del Río Marañón.

Este valle presenta en sección transversal un perfil asimétrico, con laderas de poca pendiente que se amplían aún más a partir de Bellavista yendo hacia el Pongo de Rentema. Las terrazas fluvio aluviales tienen un amplio desarrollo y se presentan a distintos niveles a ambas márgenes del río, limitando con afloramientos rocosos y/o depósitos de laderas. El río Marañón que discurre de Sur a Norte, tiene un recorrido sinuoso, con la consiguiente formación de islas o barras fluviales en el cauce del río. Los flancos de este valle, están disectados por numerosas quebradas, que al desembocar en el valle del Marañón acumulan conos de material elástico grueso. El valle del Marañón tiene un desarrollo maduro y Aguas abajo el valle se ensancha notablemente, alcanzando amplitudes de 3.5 km.

• Valle del río Chamaya.

Este río es el principal afluente del Marañón al Sur de Jaén. Presenta un curso sinuoso teniendo su cauce una pendiente moderada. Sus principales afluentes son los ríos Huancabamba y Huaylabamba, los cuales confluyen en la localidad de Chunchuca Puente; desde aquí hasta el Algarrobo, el río Chamaya presenta cierto encajonamiento, con una amplitud de 300 m, luego su valle es más abierto presentando terrazas fluvio-aluviales; se vuelve a reducir su amplitud aguas abajo del Molino Chamaya en relación con la resistencia de las unidades estratigráficas.

• Valle del río Huayllabamba.

El río es de recorrido sinuoso, encajonado en la Formación Oyotún, su perfil transversal asimétrico, tiene un fondo de 100 a 300m. limitado por paredes más empinadas con tramos encañonados. Este valle tiene una dirección NO a SE.

D. Ladera disectada

Esta unidad geomorfológica, está conformada por la secuencia sedimentaria cretácica aflorante en el extremo SE del cuadrángulo de Jaén, y constituye el flanco oriental del valle del río Marañón; hacia el NE limita con la unidad de Valle Sinclinal.

Presenta laderas de pendientes moderadas en las partes bajas adyacentes al Marañón, notándose la presencia de zonas de escarpas y morfologías abruptas a semiabruptas en




 Alex Joel Minga Alencay
 Ingeniero Civil
 Reg. C.I.R. 312520

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002
		TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL

algunas partes altas y cumbres de cerros (Guyuche, El Alicón, Pangamito). Sus quebradas se caracterizan por ser de recorrido largo, siendo su red de drenaje subparalela en los tramos inferiores y medios con características dendríticas en las nacientes.

La cumbre de sus cerros, tienen altitudes de 1,500 a 2,200 m.s.n.m. (C0 San Antonio), mientras que sus zonas más bajas tienen cotas aproximadas de 350m (valle del Maraón). Las pendientes de las laderas son bastante uniformes debido a la inclinación de las capas sedimentarias que buzan hacia el SO.

E. Lomadas y cerros bajos

Se distribuye en los alrededores de Bagua (margen derecha é izquierda del río Utcubamba), al Norte y Oeste de Bellavista y al Norte de Jaén (Pampa de Tablones hasta Shumba Bajo).

Estas geoformas son elevaciones por debajo de los 1,000 m.s.n.m., de contornos suaves en su parte occidental y que generan escarpas de erosión debido a la poca consolidación de las secuencias que la conforman; caracterizándose por un drenaje paralelo y dendrítico, denso en los tramos superiores de las quebradas.

Las geoformas onduladas, de contornos suaves y homogéneos, de baja altitud; están disectadas por quebradas tributarias. Litológicamente, comprende afloramientos de rocas sedimentarias (principalmente cenozoicas).

F. Valle sinclinal

Esta unidad se ubica en el sector NE de la hoja de Jaén. Su eje es aproximadamente coincidente con el cauce del río Utcubamba que sigue de orientación NO; luego a la altura del río Maraón, hace una inflexión tomando una dirección Norte. En cuanto a litología esta unidad geomorfológica comprende rocas que tienen un rango de edad desde el Cretáceo al Cenozoico.

Se trata de un valle sinclinal de sección transversal asimétrica, moderadamente amplio y disectado por numerosas quebradas que desembocan a los ríos Utcubamba y Chinchipe que discurren, aproximadamente, a lo largo del núcleo del sindinal de Bagua.

Presenta desniveles comprendidos entre los 400 m (fondo del valle) a 1,200 m. (San Antonio). Contiene abundante cobertura vegetal, así como terrenos de cultivo. El valle del Maraón interrumpe esta geoforma generando escarpas de erosión transversales a la estructura en la secuencia neógena.




 Alex Joel Mingo Manchay
 Ingeniero Civil
 Reg. CIP. 312430

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS - INFORME
 NUMERO DE REGISTRO: CEIMSUP- EMS-DE-2024-002
 RAZON SOCIAL: GRUPO EDICAM SAC RUC: 20606920751

DIRECCION: PJE. LAS BEGONIAS N° 192
 SECTOR NUEVO HORIZONTE - JAEN - CAJAMARCA
 CEL:941633428 / 962567094

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAGUMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002
		TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL

G. Pampas aluviales

Estas planicies son llanuras aluviales producidas por el relleno de zonas bajas a partir de quebradas. Un ejemplo de ello es la depresión de Bagua Chica que continúa fuera del área de estudio, hacia el SE.

Otras áreas, entre las que destacan La Huanguera, El Valor, Shumba, Guayaquil, se localizan al Este de Bellavista, en la margen derecha del río Marañón y al Norte de Jaén respectivamente

2.4. GEODINAMICO DE LA ZONA

• Geodinámico externo

Durante los trabajos de campo efectuados no se han apreciado riesgos geodinámicos recientes, como levantamientos o hundimientos, ni desplazamientos de la formación existente que puedan afectar el área de estudio.

• Geodinámico interno

El área del emplazamiento del Proyecto se localiza en la zona 2 (sísmica de baja a moderada) con una Intensidad de VII-VIII.

2.5. SISMICIDAD

El Perú, por estar dentro de una zona de más alta actividad sísmica, forma parte del Cinturón Circumpacífico que es una de las zonas sísmicas más activas del mundo. Razón por la cual debe tenerse presente la posibilidad de que ocurran sismos de intensidades altas. Dentro del territorio peruano se ha establecido diversas zonas sísmicas, las cuales presentan diferentes características de acuerdo a la mayor o menor presencia de los sismos

De acuerdo al Nuevo Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, según la nueva Norma Sismo Resistente (NTE E-030) modificada mediante Decreto Supremo (RM-355-2018-VIVIENDA); del 23 de Octubre del 2018 y del Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú, el cual se basa en isosistas de sismos peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos y sismo recientes; se concluye que el área en estudio se encuentra dentro de la zona de Sismicidad (**Zona 2**), existiendo la posibilidad de que ocurran sismos de mediana Intensidad.




 Alex Joel Ortega Sánchez
 Ingeniero Civil
 RPP C-011429

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAGUMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TI-2024-002
		TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL

De acuerdo a la Norma Técnica E-030 Diseño Sismo Resistente y E-050 Suelos y Cimentación del Reglamento Nacional de Edificaciones. El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas ver (Imagen N°04).

Imagen N° 04: Mapa De Zonas Sísmicas Del Perú.



De acuerdo a la norma E. 0.30, modificada con (RM-355-2018-VIVIENDA), el factor Z para una Zona 2 según se indica que se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

Tabla N° 01	
Factores De La Zona	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0.10



CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAGUMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002
		TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL

- Para el presente proyecto se considerará una zona sísmica ($Z_2 = 0.25$), Según el Reglamento Nacional de Edificaciones El Distrito de Jaén se encuentra Ubicado en la Zona Sísmica 2.

2.6. DETERMINACIÓN DE PARAMETROS SISMICOS SEGÚN NORMA E – 030.

2.6.1. CARACTERÍSTICAS GEOTECNICAS

Para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (V_s), o alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los N60 obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (S_u) para suelos cohesivos. Estas propiedades deben determinarse para los 30 m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación. Para los suelos predominantemente granulares, se calcula N60 considerando solamente los espesores de cada uno de los estratos granulares. Para los suelos predominantemente cohesivos, la resistencia al corte en condición no drenada (S_u) se calcula como el promedio ponderado de los valores correspondientes a cada estrato cohesivo.

Este método también es aplicable si se encuentran suelos heterogéneos (cohesivos y granulares). En tal caso, si a partir de N60 para los estratos con suelos granulares y de (S_u) para los estratos con suelos cohesivos se obtienen clasificaciones de sitio distintas, se toma la que corresponde al tipo de perfil más flexible. Los tipos de perfiles de suelos son cinco:

- **Perfil Tipo S0: Roca Dura**

A este tipo corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte (V_s) mayor que 1500 m/s.

Las mediciones deberán corresponder al sitio del proyecto o a perfiles de la misma roca en la misma formación con igual o mayor intemperismo o fracturas. Cuando se conoce que la roca dura es continua hasta una profundidad de 30 m, las mediciones


CEIMSUP
 Alex Joel Minga Manchay
 Ingeniero Civil
 Reg. CIP. 312420



CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAGUMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002

de la velocidad de las ondas de corte superficiales pueden ser usadas para estimar el Valor de (V_s).

• Perfil Tipo S1: Roca o Suelos Muy Rígidos

A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte (V_s), entre 500 m/s y 1500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimenta sobre:

- Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada (q_u) mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²).
- Arena muy densa o grava arenosa densa, con N_{60} mayor que 50.
- Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condición no drenada (S_u) mayor que 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

• Perfil Tipo S2: Suelos Intermedios

A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte (V_s), entre 180 m/s y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimenta sobre:

- Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT N_{60} , entre 15 y 50.
- Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenada (S_u), entre 50 kPa (0,5 kg/cm²) y 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

• Perfil Tipo S3: Suelos Blandos

Corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte (V_s), menor o igual a 180 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimenta sobre:

- Arena media a fina, o grava arenosa, con valores del SPT N_{60} menor que 15.


 Alex Joel Zeigra Manchay
 Ingeniero Civil
 Reg. CIP. 312420



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS – INFORME
 NUMERO DE REGISTRO: CEIMSUP- EMS-OE-2024-002
 RAZON SOCIAL: GRUPO EDICAM SAC RUC: 20608920751

DIRECCION: PJE. LAS BEGONIAS N° 192
 SECTOR NUEVO HORIZONTE - JAEN - CAJAMARCA
 CEL: 941633420 / 962567094

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAGOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002

- Suelo cohesivo blando, con una resistencia al corte en condición no drenada (S_u), entre 25 kPa (0,25 kg/cm²) y 50 kPa (0,5 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

- Cualquier perfil que no correspondan al tipo S4 y que tenga más de 3 m de suelo con las siguientes características: índice de plasticidad PI mayor que 20, contenido de humedad w mayor que 40%, resistencia al corte en condición no drenada (S_u) menor que 25 kPa.

• Perfil Tipo S4: Condiciones Excepcionales

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables, en los cuales se requiere efectuar un estudio específico para el sitio. Sólo será necesario considerar un perfil tipo S4 cuando el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS).

Tabla N°01 Norma E.050: Resume los valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo:

Clasificación De Los Perfiles De Suelo			
Perfil	V_s	N_{60}	S_u
S0	> 1500 m/s	-	-
S1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S4	Clasificación basada en el EMS		



2.6.1.1. Parámetros de Sitio (S, TP y TL)

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales,


CEIMSUP
 Alex Joel Mungo Manchay
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 312420

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAGAMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002
TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL		

utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los periodos TP y TL dados en las Tablas.

Factor De Suelo "S"				
SUELO ZONA	S_0	S_1	S_2	S_3
Z4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z1	0,80	1,00	1,60	2,00

Períodos "Tp" Y "Tl"				
	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
TP (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
TL (s)	3,0	2,5	2,0	1,6


CEIMSUP
 Alex Joel Alinga Manchay
 Ingeniero Civil
 Reg. C.I.R. 312620

TP =Período que define la plataforma del factor C .
 TL =Período que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.

El área de investigación del proyecto consta de un perfil de suelo S_3 , por lo que para la definición de los parámetros sísmicos se considera lo siguiente:

PARAMETROS SISMICOS		
Zona Sísmica:		Zona 2
Zona 4	Z :	0.25
Tipo de perfil del suelo:	S :	S_3
Factor del suelo (S):	:	1.40
Periodo TP (s):	:	1.00
Periodo TL (s):	:	1.60



CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS			
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"		TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO		
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002	

2.7. ELECCION DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO.

Según la tabla N°02, Clasificación de los perfiles de suelo del artículo N°12; Condiciones geotécnicas y determinación de parámetros sísmicos del Reglamento Nacional de Edificaciones E.030. Existen 3 parámetros por los cuales se puede clasificar los perfiles de suelo.

- ✓ Velocidad Promedio de propagación de las ondas de corte (V_s)
- ✓ Promedio ponderado del N60, obtenidos mediante el ensayo de Penetración estándar (SPT).
- ✓ Promedio ponderado de la resistencia al corte en condiciones No drenadas (S_u)

En el lugar del proyecto se realizó el Ensayo de Penetración Estándar, Los valores obtenidos del N60 para cada Punto de Exploración están detallados en los cuadros **Número N°03**, para luego poder clasificar el perfil de suelo, según la Tabla N°02.

Tabla N° 2 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	$\bar{V}_s$	$\bar{N}_{60}$	$\bar{S}_u$
S_u	> 1500 m/s	-	-
S_{12}	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S_{15}	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S_{18}	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S_{19}	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: Norma E.030

CEIMSUP
Alex Joel Minga Manchay
Ingeniero Civil
RPP - CIP, 312620

Cuadro N° 03: Parámetros Para Elección Del Perfil De Suelo

PUNTO DE EXPLORACIÓN	PROFUNDIDAD (m)	ESTRATO DE APOYO	TIPO DE SUELO	PARAMETROS DEL SUELO DEL ESTRATO DE APOYO			PERFIL DE SUELO
				Cohesión (Kg/cm ²)	(ϕ)	N60 Promedio	
SPT - 01	1.20	E-1	CL	-	29.4	8	S3

- Se considera un perfil de suelo S3, para los puntos de exploración SPT 01, debido a que los suelos Cuentan con un valor N60 menor de 15.



CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS			
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"		TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO		
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002	

3. INVESTIGACIONES DE CAMPO.

3.1. COORDENADAS Y ALTITUD DE LOS PUNTOS DE EXPLORACIÓN.

Cuadro N° 04: Ubicación de Puntos de Exploración SPT

DESCRIPCION	PUNTO DE EXPLORACIÓN	ESTE	NORTE	NIVEL FREATICO
EDIFICACIÓN	SPT - 01	743629.00	9369593.00	2.00 m

3.2. TRABAJOS DE CAMPO.

3.2.1. PROCEDIMIENTOS Y EQUIPOS EMPLEADOS PARA TRABAJOS DE CAMPO

Para la realización de los trabajos de campo se realizó las siguientes actividades:

• ENSAYO INSITU – SPT

Equipos y Materiales Utilizados

- ✓ Equipo de Perforación
- ✓ Barrenos Continuos con eje Hueco
- ✓ Varillas de Muestreo
- ✓ Muestreados de Caña Partida
- ✓ Martillo y yunque
- ✓ Hoja de Datos, Parafina, Barreta, Casco
- ✓ Guantes, Cinta Métrica, Saquetas

 **CEIMSUP**
 Alex Joel Mingo Blanchay
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 312420

Procedimiento

- ✓ Se realizó el Ensayo de Penetración Estándar, siguiendo los Lineamientos de NTP. 339.134.
- ✓ Se realizó la instalación del Equipo SPT, teniendo en cuenta que se encuentre sobre una base sólida y debidamente nivelada
- ✓ Marcas las varillas de perforación cada 0.15 m, de modo que el avance hasta llegar a 0.45 m.



CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002
		TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL

- ✓ Hincar el muestreador con golpes en 3 incrementos sucesivos de 0.15 cm y contar el Numero de Golpes aplicados en cada Incremento.
- ✓ Se Realizo la obtención de muestra con el Muestreados de Caña Partida, para luego transportar la muestra Inalterada para posteriores ensayos en Laboratorio.
- ✓ El ensayo se paralizo cuando la acumulación de los tres incrementos fue mayor a 50 golpes, ahí paralizo en el ensayo en cada Punto de Exploración

4. ENSAYOS DE LABORATORIO.

4.1.1. PROCEDIMIENTOS y EQUIPOS EMPLEADOS PARA TRABAJOS DE LABORATORIO

❖ ENSAYOS ESTANDAR

Los ensayos estándar de laboratorio, se realizaron en el Laboratorio de Mecánica de Suelos, Tecnología de Concreto y Tecnología del asfalto, de la empresa CEIMSUP y el análisis químico de sales agresivas, bajo las Normas A.S.T.M. (American Society For Testing and Materials). De Las muestras obtenidas del subsuelo los trabajos en laboratorio incluyeron las siguientes actividades:

• Ensayos de Análisis Granulométrico. ASTM – D6913

Se realizo con el objetivo de determinar cuantitativamente la distribución de tamaños de partículas del suelo.

Equipos y Materiales

- ✓ Estufa
- ✓ Dos Balanzas una con sensibilidad (0.01g) y con otra con sensibilidad 0.1%
- ✓ Tamices.
- ✓ Envases, Brochas

Procedimientos:

- ✓ Se realizo la reducción de muestra, usando el cuarteo
- ✓ Se realizó el lavado de muestra el por tamiz N°200
- ✓ Se seco la muestra en la Estufa
- ✓ Luego se procedió a tamizar de forma manual, moviendo de un lado a otro en forma de circunferencia.




 Alex Joel Domingo Manchay
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 312420

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS – INFORME
 NUMERO DE REGISTRO: CEIMSUP- EMS-OE-2024-002
 RAZON SOCIAL: GRUPO EDICAM SAC RUC: 20606920751

DIRECCION: PJE. LAS REGONIAS N° 192
 SECTOR NUEVO HORIZONTE - JAEN - CAJAMARCA
 CEL:941633428 / 962567094

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002
		TESIS DOCTORADO EN INGENIERÍA CIVIL

- ✓ Limpiar la parte retenida apresadas en las mallas, usando un cepillo
- ✓ Se determinará el peso de cada fracción en las balanzas.

• **Ensayos de Límite Líquido, Plástico e índice de Plasticidad de Suelos. ASTM – D4318**

Equipos y Materiales

- ✓ Copa Casa Grande
- ✓ Recipientes (Taras)
- ✓ Anacalador, Ranurera, Balanza, Espátulas

Procedimientos:

- ✓ Tamizar por el Tamiz Numero N°40
- ✓ Agregar agua al material tamizado de manera que se pueda obtener una mezcla homogénea y Molderar el material en la copa casa grande
- ✓ Utilizar la Ranurera luego Apuntar el número de Golpes necesarios para que cierre la ranurar, considerar lo especificado por la Norma.
- ✓ Determinar el contenido de humedad

• **Ensayos de Contenido de humedad. ASTM – D2216**

Equipos y Materiales

- ✓ Horno de Secado
- ✓ Dos Balanzas una con sensibilidad (0.01g) y con otra con sensibilidad 0.1%
- ✓ Recipientes

Procedimientos:

- ✓ Se selecciono es espécimen, según el tipo de material
- ✓ Se realizo cuarteo
- ✓ En las muestras Intactas, se desbasto cuidadosamente 3mm
- ✓ Se determino y registro la masa en un contenedor Limpio y seco
- ✓ Secar el material en el Horno de secado
- ✓ Se enfrió a temperatura Ambiente para posteriormente pesar el material


 Alex Joel Minga Manchay
 Ingeniero Civil
 Reg. CIP. 312620



CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002
TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL		

• **Densidad Natural Húmeda A.S.T.M. D2937**

Se realizó este ensayo con la finalidad de determinar la densidad del suelo en su lugar por el método de unidad de cilindros.

Equipos y Materiales

- ✓ Cilindros, Horno se secado
- ✓ Balanza

Procedimientos:

- ✓ Extraer muestra inalterada
- ✓ Moldear la muestra en forma de cilindro y tomar las medidas correspondientes y luego anotar el Peso.
- ✓ Pesar el Muestreador y anotar ese dato.
- ✓ Luego secar en el Horno.

4.2. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS ESTÁNDAR.

- Las muestras han sido clasificadas utilizando el sistema de clasificación de suelos (SUCS) y la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transporte (AASHTO).

Cuadro N°05: Resumen De Los Ensayos Estándar De Clasificación De Suelos.

P. EXPLORACION	MUESTRA	PROF. (m):	GRANULOMETRIA (%)			LIMITES DE ATEMBERG			C.H. (%)	D.N. (gr/cm3)	CLASIFICACION
			GRAVA	ARENA	FINOS	L.L	L. P	IP			
SPT - 1	M - 1	0.20 - 1.20	0.00	8.21	91.79	39	25	15	18.76	1.66	CL
	M - 2	1.20 - 2.20	6.53	26.71	66.76	33	24	9	15.87	1.70	ML

Dónde:

L.L: Limite liquido

L.P: Limite plástico

I.P: Índice de Plasticidad

D.N: Densidad Natural.




CEIMSUP
 Alex Joel Minga Manchay
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 312620

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS - INFORME
 NUMERO DE REGISTRO: CEIMSUP- EMS-OE-2024-002
 RAZON SOCIAL: GRUPO EDICAM SAC RUC: 20606920751

DIRECCION: PJE. LAS BEGONIAS N° 192
 SECTOR NUEVO HORIZONTE - JAEN - CAJAMARCA
 CEL:941633428 / 962567094

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS			
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"		TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO		
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002	

4.3. ENSAYOS ESPECIALES.

Fueron realizados los siguientes ensayos especiales:

- ✓ Para el resumen de los resultados de SPT, Se considerará el estrato de apoyo del registro de Número de Golpes N60, y el promedio del Angulo de fricción – suelo friccionante ϕ .

Cuadro N° 6: Resumen del Ensayo SPT

PUNTO DE EXPLORACIÓN	ESTRATO DE APOYO	PROF. (m):	SPT			CLASIFICACIÓN
			N ₆₀	ϕ (°)	C (kg/cm ²)	
SPT - 01	E-1	1.20	8	29.4	-	CL

5. PERFIL DE SUELO.

Sobre la base de los registros de perforación y ensayos de laboratorio, se ha elaborado el perfil estratigráfico del suelo para el área destinada a cimentar. En base a los trabajos de campo y ensayos de laboratorio se deduce la siguiente conformación:

5.1. PERFILES DE SUELO.

SPT – 1

De 0.00 m. a 0.20 m., una capa de materia orgánica (pastos y raíces).

De 0.20 m. a 1.20 m., ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD, MEZCLA DE MATERIAL FINO=91.79%, ARENA GRUESA A FINA=8.21%, Y GRAVA=0%, MEDIANAMENTE CONSOLIDADA, NO PRESENTA NIVEL FREÁTICO EN SU PROFUNDIDAD EXPLORADA Y PRESENTA BAJO CONTENIDO DE SALES SULFATADAS.

De 1.20 m. a 2.20 m., LIMO ARENOSO DE BAJA PLASTICIDAD, MEZCLA DE MATERIAL FINO=66.76%, ARENA GRUESA A FINA=26.71%, Y GRAVA=6.53%, MEDIANAMENTE CONSOLIDADA, NO PRESENTA NIVEL FREÁTICO EN SU PROFUNDIDAD EXPLORADA Y PRESENTA BAJO CONTENIDO DE SALES SULFATADAS.

5.2. ASPECTOS RELACIONADOS CON LA NAPA FREÁTICA.

En la perforación estudiada se evidencio la aparición de napa freática a 2.00 m de profundidad.




 Alex José Minga Manchay
 INGENIERO CIVIL
 Reg. C.H. 312420

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS – INFORME
 NUMERO DE REGISTRO: CEIMSUP- EMS-OE-2024-002
 RAZON SOCIAL: GRUPO EDICAM SAC RUC: 20606920751

DIRECCION: PJE. LAS BEGONIAS N° 193
 SECTOR NUEVO HORIZONTE - JAEN - CAJAMARCA
 CEL:941633428 / 962567094

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAGAMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002
		TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL

6. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

Se presenta a continuación el análisis de la cimentación. Calculada en base al dimensionamiento de la estructura existente y características del terreno.

6.1. PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACIÓN.

Según la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones (Cap.4 Cimentaciones Superficiales) la profundidad de cimentación mínima será de 0.80 m. para Zapatas y Cimientos Corridos; así mismo, será mínima de 0.40 m. para las Plateas de Cimentación.

El bulbo de presiones de la cimentación tiene profundidad adicional de influencia de 1.5 a 2 veces el ancho de la cimentación, desde el fondo de cimentación.

Asimismo, la presión admisible del terreno aumenta a mayor profundidad de desplante; también, los costos de construcción, por lo tanto, es necesario adoptar una profundidad de desplante que satisfaga los requerimientos de economía y resistencia aceptables. En este caso además del factor resistencia se requiere una profundidad de desplante que garantice seguridad contra los cambios de humedad del terreno, heladas, etc.

6.2. TIPO DE CIMENTACIÓN.

Dada la naturaleza del estrato donde se va a desplantar la cimentación y las magnitudes posibles de las cargas transmitidas, se recomienda el empleo de una cimentación superficial, tales como Zapatas Conectadas con Vigas de Cimentación y/o Zapatas Continuas, Cimiento Corrido, Solado o Platea, etc.

6.3. TEORÍA DE CAPACIDAD DE CARGA.

TERZAGHI (1943) fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales. De acuerdo con esta, una cimentación es superficial si la profundidad D_f de la cimentación es menor o igual que el ancho de la misma. Sin embargo, investigadores posteriores sugieren que cimentaciones con D_f igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación pueden ser definidas como cimentaciones superficiales.



 **CEIMSUP**
 Alex Joel Mingo Manchay
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP. 312620

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS - INFORME
 NUMERO DE REGISTRO: CEIMSUP- EMS-DE-2024-002
 RAZON SOCIAL: GRUPO EDICAM SAC RUC: 20606920751

DIRECCION: PJE. LAS BEGONIAS N° 192
 SECTOR NUEVO HORIZONTE - JAEN - CAJAMARCA
 CEL: 941623428 / 962567094

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002
		TESIS DOCTORADO EN INGENIERÍA CIVIL

• Ecuación General De Capacidad De Carga.

$$q_{ult} = cN_c F_{cs} F_{cd} + qN_q F_{qs} F_{qd} + 0.5\gamma_t B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d}$$

Dónde:

c = Cohesión.

γ = Peso específico del suelo.

q = Esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación.

B = Ancho de la cimentación (o igual al diámetro de la cimentación) .

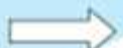
$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = Factores de forma.

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

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = Factores de inclinación de la carga.

N_c, N_q, N_γ = Factores de inclinación de la carga.

$$Q_{ult} = \frac{2}{3} c' N'_c + \gamma D_f N'_q + 0.5 \gamma B N'_\gamma$$



CIMENTACIÓN CORRIDA

$$Q_{ult} = 1.3 \left(\frac{2}{3} \right) c' N'_c + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$



CIMENTACIÓN CUADRADA

$$Q_{ult} = 1.3 \left(\frac{2}{3} \right) c' N'_c + \gamma D_f N'_q + 0.3 \gamma B N'_\gamma$$



CIMENTACIÓN RECTANGULAR

6.4. TIPO DE FALLA

Para efectos del proyecto y según las características encontradas, se considerará un tipo de **Falla Por Corte Local**.

6.5. CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA.

6.5.1. CÁLCULO DEL ANGULO DE FRICCIÓN.

- ✓ Con el propósito de conocer el comportamiento real de los suelos identificados se determinó el Angulo de fricción interna ϕ (°). Para ello se consideró los resultados del N60 obtenidos con el ensayo de Penetración Estándar SPT, Para luego ser

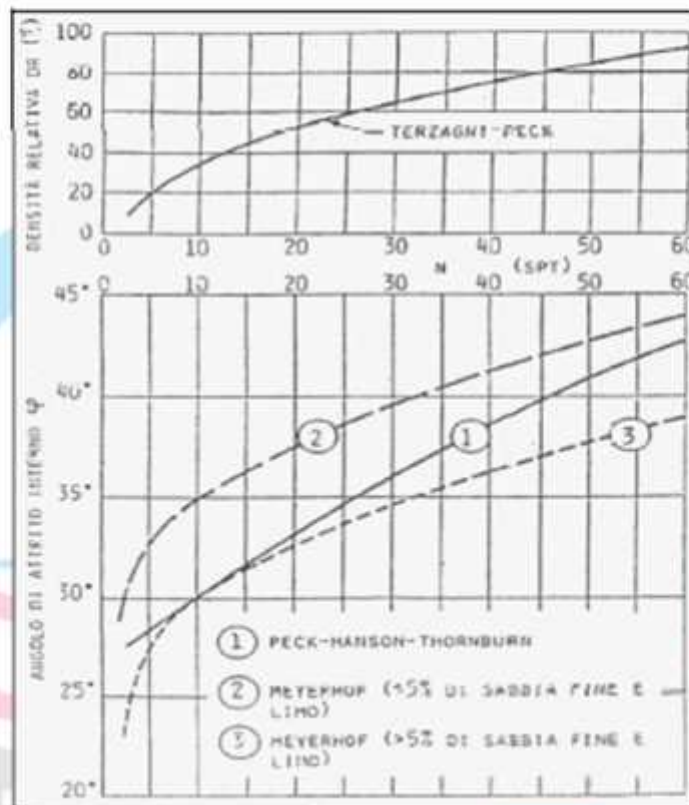
CEIMSUP
Alex Joel Mingo Manchay
Ingeniero en Geotecnia
Reg. CIP. 312420



CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002
TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL		

correlacionado en el Abaco dado en el libro de Ingeniería de Cimentaciones (Peck Hanson).

Imagen N° 03: Abaco para Obtener Angulo de Fricción (Peck Hanson)



- ✓ Para obtener el ángulo de fricción se traza una recta en según el N60, con la curva N°01 de PECK-HANSON-THORNBURN (**Ver Abaco**). De esta manera se logra obtener el Angulo de fricción, que será considerado para los cálculos Posteriores.
- ✓ Para cálculo de la capacidad portante y admisible se considerará el ángulo de Fricción que está sobre el estrato de apoyo, de los obtenidos mediante el Abaco. Este dato será muy importante para el cálculo de las capacidades admisibles de las estructuras a proyectar




CEIMSUP
 Alex Joel Mingos Manchay
 Ingeniero Civil
 Reg. CIP. 312220

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS			
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"		TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO		
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002	

Cuadro N° 7: Cuadro Resumen Para Angulo De Fricción.

SPT	PROFUNDIDAD (m)	N60	ANGULO DE FRICCIÓN (°)	ANGULO DE FRICCIÓN (°) – SEGÚN ESTRATO DE APOYO
SPT - 01	1.20	8	29.4	29.4
	2.20	14	31.2	

6.5.2. RESUMEN DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE Y TIPO DE CIMENTACIÓN.

Cuadro N°8: Resumen de capacidad portante de la losa de cimentación.

LOSA DE CIMENTACIÓN							
DESCRIPCIÓN	SPT	TIPOS DE SUELO	DIMENSIONES			RESISTENCIA (kg/cm2)	
			L (m)	B (m)	DF (m)	Qu	Qadm
ESTRUCTURA	SPT - 01	CL	20	6	0.80	2.50	0.83

6.6. CÁLCULOS DE ASENTAMIENTOS

6.6.1. SEGÚN LA TEORÍA DE ELASTICIDAD.

Se determinó el asentamiento de acuerdo a las estructuras identificadas en la exploración. El asentamiento inmediato se ha calculado en base al método elástico, a continuación, un resumen:

- Se ha adoptado el criterio de limitar el asentamiento total de la cimentación a **2.54 cm**. Así, el asentamiento elástico inicial según la Teoría de la elasticidad (Bowles, 1987), está dado por:

$$S_e = qB \frac{1-u^2}{E_s} I_f$$

$$S_{e(rigida)} = 0.93S_e$$

Se= asentamiento elástico

Es= Modulo de elasticidad del suelo

B= Ancho de la cimentacion

u= relacion de Poisson del suelo

If= factor de profundidad

q= presión neta aplicada sobre la cimentacion



CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002
TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL		

6.6.2. CALCULO DE ASENTAMIENTO DE LA LOSA DE CIMENTACION.

Según las Cimentaciones dadas se calcula el asentamiento máximo que deberían averse producido (Ver cálculo de asentamiento)

DATOS	
B	6 m
L	20 m
q	0.83 kg/cm ²
u	0.3
Es	115 kg/cm ²
Se(perm)	2.54 cm

Se(rig)=1.25 cm

- El asentamiento máximo en esta zona será **(1.25 cm)** inferior a lo permisible (2.54 cm), por lo que no se presentarán problemas por asentamiento.


CEIMSUP
 Alex Joel Minga Manchay
 Ingeniero Civil
 Reg. CIP. 312620



CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002

7. HOJA DE RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN.

PROYECTO: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION".

TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO

FECHA: ENERO - 2024

HOJA RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION			
DESCRIPCIÓN	ZAPATA Z1		
Profesional Responsable (PR):	ING. ALEX JOEL MINGA MANCHAY		
TIPO DE CIMENTACION	Losa de Cimentación		
ESQUEMA			
ESTRATO DE APOYO	ML		
PROF. DE NAPA FREÁTICA	2.00 m		
PARAMETROS DE DISEÑO			
Prof. Cim. Dt(m)	0.80		
Presión Admisible	0.83		
F.S.	3		
Asentamiento Diferencial max. Aceptable	1.25 cm < 2.54 cm		
PARAMETROS SISMICOS			
Zona Sísmica	2		
Perfil de Suelo	S3		
Factor de Suelo (S)	1.40		
Periodo TP (s)	1.00		
Periodo TL (s)	1.60		




Alex Joel Minga Manchay
 Ingeniero Civil
 Reg. CIP. 311420

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS - INFORME
 NUMERO DE REGISTRO: CEIMSUP- EMS-OE-2024-002
 RAZON SOCIAL: GRUPO EDICAM SAC RUC: 20606920751

DIRECCION: PJE. LAS REGONIAS N° 192
 SECTOR NUEVO HORIZONTE - JAEN - CAJAMARCA
 CEL: 941633428 / 962567094

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002
		TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El presente Informe técnico se ha elaborado en base a la Norma Técnica E-050 Suelos y Cimentaciones; y E-030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones Vigentes del año 2018 y corresponde al estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación del Proyecto de tesis: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION", correspondiente al tesista: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO. Según los resultados de la investigación de campo, los ensayos realizados de laboratorio, la interpretación de los resultados se realizó el informe de mecánica de suelos, establecemos los siguientes conclusiones y recomendaciones:

- De acuerdo a la Norma Técnica E-030 Diseño Sismo Resistente y E-050 Suelos y Cimentación del Reglamento Nacional de Edificaciones. El área en estudio se encuentra dentro de la zona de Sismicidad (Zona 2), existiendo la posibilidad de que ocurran sismos de mediana Intensidad.
- Para determinar los parámetros sísmicos se ha tomado en cuenta el RNE – Norma Sismo Resistente E-030, en función al tipo de suelo(S) y el factor TP (Periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo) y los parámetros de sitio. Estos están detallados en el Capítulo 7 (HOJA RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN).
- Con la finalidad de determinar las características de suelo en el área de intervención se han realizado 01 perforaciones con el equipo SPT y los ensayos en el laboratorio de suelos y pavimentos (CEIMSUP), verificándose de esta manera que el suelo está conformado básicamente por arcilla de mediana plasticidad (CL) y Limo arenoso de baja plasticidad (ML). Se encontró el nivel freático a una profundidad de 2.00 m.
- El material que conforma el suelo del terreno de fundación del proyecto: Se encuentran húmedas, semi consolidada.




 Alex Joel Mingo Manchay
 Ingeniero Civil
 Reg. CIP. 312620

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS			
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"		TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO		
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002	

RESUMEN DE LOS ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS.

P. EXPLORACION	MUESTRA	PROF. (m):	GRANULOMETRIA (%)			LIMITES DE ATEMBERG			C.H. (%)	D.N. (gr/cm3)	CLASIFICACION
			GRAVA	ARENA	FINOS	L.L	L. P	IP			
SPT - 1	M - 1	0.20 - 1.20	0.00	8.21	91.79	39	25	15	18.76	1.66	CL
	M - 2	1.20 - 2.20	6.53	26.71	66.76	33	24	9	15.87	1.70	ML

Dónde:

LL: Límite líquido

LP: Límite plástico

IP: Índice de Plasticidad

C.H.: Contenido de humedad

RESUMEN DE LOS ENSAYOS ESPECIALES

- ✓ Para el resumen de los resultados de SPT, Se considerará el estrato de apoyo del registro de Número de Golpes N60, y el promedio del Angulo de fricción – suelo friccionante ϕ .


 Alex Joel Alvarado Alvarado
 Ingeniero Civil
 Reg. C. 312420

RESUMEN DEL ENSAYO SPT

PUNTO DE EXPLORACIÓN	ESTRATO DE APOYO	PROF. (m):	SPT			CLASIFICACIÓN
			N ₆₀	ϕ (°)	C (kg/cm ²)	
SPT - 01	E-1	1.20	8	29.4	-	CL

CAPACIDAD PORTANTE, TIPO DE CIMENTACIÓN

LOSA DE CIMENTACIÓN							
DESCRIPCIÓN	SPT	TIPOS DE SUELO	DIMENSIONES			RESISTENCIA (kg/cm ²)	
			L (m)	B (m)	DF (m)	Qu	Qadm
ESTRUCTURA	SPT - 01	CL	20	6	0.80	2.50	0.83



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS – INFORME
 NUMERO DE REGISTRO: CEIMSUP- EMS-OE-2024-002
 RAZON SOCIAL: GRUPO EDICAM SAC RUC: 20608920751

DIRECCION: PJE. LAS BEGONIAS N° 192
 SECTOR NUEVO HORIZONTE - JAEN - CAJAMARCA
 CEL: 941633428 / 962567094

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002
		TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL

ASENTAMIENTOS

CALCULO DE ASENTAMIENTO

- El asentamiento máximo en la platea de cimentación se proyectaba con **(1.25 cm)** inferior a lo permisible **(2.54 cm)**, por lo que no se presentarán problemas por Asentamiento.
- Finalmente, podemos concluir que para la realización del Proyecto de tesis: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION", se deberá tener en cuenta las consideraciones antes descritas, dada la importancia de la obra de forma que se asegure una evaluación acorde a lo estudiado.


CEIMSUP
 Alex Joel Minga Manchay
 Ingeniero Civil
 Reg. CIP. 312420

CEIMSUP



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS – INFORME
 NUMERO DE REGISTRO: CEIMSUP- EMS-OE-2024-002
 RAZON SOCIAL: GRUPO EDICAM SAC RUC: 20606920751

DIRECCION: PJE. LAS BEGONIAS N° 192
 SECTOR NUEVO HORIZONTE - JAEN - CAJAMARCA
 CEL:941633428 / 962567094

ANEXO 3 – PERFIL ESTRATIGRAFICO

	CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS	TÍTULO: DOCTORADO EN INGENIERÍA CIVIL
	PROYECTO: INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL MÉTODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACIÓN	
	TESISTA: MSc. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	DISTRITO: JAEN, PROVINCIA: JAEN, DEPARTAMENTO: CAJAMARCA	

N° REGISTRO:	0054776224002
FECHA:	ENERO - 2024

DATOS DE CAMPO								
SPT:				QT		PROFUNDIDAD NIVEL FREÁTICO (m) : 2.00		
PROFUNDIDAD AD (m)	SIMBOLO GRAFICO	CLASIFICACION (S.U.C.S.)		ESTRATO	(N)	LIMITE		DESCRIPCION DEL MATERIAL
		USCS	AASHTO			LL (%)	LP (%)	
0.20		-	-	S/M	-	-	-	MATERIAL ORGANICO PASTOS Y RAICES
0.50		CL	A-6 (10)	E-1	18.8	29	15	ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD, MEZCLA DE MATERIAL FINO=91.79%, ARENA GRUESA A FINA=8.21%, Y GRAVA=0%, MEDIANAMENTE CONSOLIDADA, NO PRESENTA NIVEL FREÁTICO EN SU PROFUNDIDAD EXPLORADA Y PRESENTA BAJO CONTENIDO DE SALES SULFATADAS
1.00		ML	A-6 (7)	E-1	15.9	23	9	LIMO ARENOSO DE BAJA PLASTICIDAD, MEZCLA DE MATERIAL FINO=66.76%, ARENA GRUESA A FINA=26.71%, Y GRAVA=6.53%, MEDIANAMENTE CONSOLIDADA, NO PRESENTA NIVEL FREÁTICO EN SU PROFUNDIDAD EXPLORADA Y PRESENTA BAJO CONTENIDO DE SALES SULFATADAS
1.50								
2.00								
2.50								
3.00								
3.50								
4.00								

OBSERVACIONES:

 **CEIMSUP**
Alex Joel Minga Manchay
 Ingeniero Civil
 Reg. CIP. 312620

ANEXO 3 – ENSAYO SPT

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS			
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"		TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO		
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002	



FOTOGRAFIA 01:

DESCRIPCIÓN	:	EQUIPO TÉCNICO REALIZANDO EL ENSAYO SPT
P. EXPLORACION	:	SPT - 01
PROYECTO DE TESIS	:	"INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"
TESISTA	:	MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO



 **CEIMSUP**
ALEX JOEL MINGA MARCHAY
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. 312420

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS – INFORME
NUMERO DE REGISTRO: CEIMSUP- EMS-OE-2024-002
RAZON SOCIAL: GRUPO EDICAM SAC RUC: 20606920751

DIRECCION: P/J. LAS BEGONIAS N° 192
SECTOR NUEVO HORIZONTE - JAEN - CAJAMARCA
CEL:941633428 / 962567094

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS		
	TESIS: "INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"	
	TESISTA: MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO	
	FECHA: ENERO - 2024	EMS-TP-2024-002
		TESIS DOCTORADO EN INGENIERIA CIVIL



FOTOGRAFIA 02:

DESCRIPCIÓN	:	EQUIPO TÉCNICO REALIZANDO EL ENSAYO SPT
P. EXPLORACION	:	SPT - 01
PROYECTO DE TESIS	:	"INTERACCIÓN ESTÁTICA Y DINÁMICA POR EL METODO DIRECTO E INVERSO EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACION"
TESISTA	:	MG. ING. JUAN ALBERTO CONTRERAS MORETO



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS – INFORME
 NUMERO DE REGISTRO: CEIMSUP- EMS-OE-2024-002
 RAZON SOCIAL: GRUPO EDICAM SAC RUC: 20606920751

DIRECCION: PJE. LAS BEGONIAS N° 192
 SECTOR NUEVO HORIZONTE - JAEN - CAJAMARCA
 CEL:941633428 / 962567094

ANEXO II . ANALISIS DE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA

VERIFICACION DE IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA									
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Maximum m	Average m	Ratio	Estado
Azotea	SismoD_XX	LinRespSpec	Max		X	0.024474	0.018022	1.358	No existe irregularidad torsional extrema
Story5	SismoD_XX	LinRespSpec	Max		X	0.020868	0.015471	1.349	No existe irregularidad torsional extrema
Story4	SismoD_XX	LinRespSpec	Max		X	0.016822	0.012572	1.338	No existe irregularidad torsional extrema
Story3	SismoD_XX	LinRespSpec	Max		X	0.012355	0.009319	1.326	No existe irregularidad torsional extrema
Story2	SismoD_XX	LinRespSpec	Max		X	0.007765	0.005921	1.311	No existe irregularidad torsional extrema
Story1	SismoD_XX	LinRespSpec	Max		X	0.003598	0.00277	1.299	No existe irregularidad torsional extrema
semi solano	SismoD_XX	LinRespSpec	Max		X	0.000719	0.000496	1.449	No existe irregularidad torsional extrema

Tabla N° 12 Irregularidades estructurales en planta	Factor de irregularidad I_r
Irregularidad torsional extrema (Tabla N° 13) Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{ext}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 14 de la presente Norma Técnica.	0,60