



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ
FACULTAD DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y ARQUITECTURA

CARRERA: INGENIERÍA CIVIL
INFORME FINAL DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

MODALIDAD: PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

TEMA:

**ANÁLISIS SÍSMICO DE UN EDIFICIO IRREGULAR DE CINCO PLANTAS
CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO –
ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE MANTA**

ELABORADO POR:

SANCÁN CHELE FRANCO AXEL

TUTOR:

ING. MORÁN GUZMÁN ALEXI OSCAR

MANTA – MANABÍ – ECUADOR

Agosto 2025

CERTIFICACIÓN DE TUTOR

En calidad de docente tutor(a) de la Facultad de Ingeniería, Industria y Arquitectura de la Universidad Laica “Eloy Alfaro” de Manabí, CERTIFICO:

Haber dirigido, revisado y aprobado preliminarmente el Trabajo de Integración Curricular bajo la autoría del estudiante SANCÁN CHELE FRANCO AXEL, legalmente matriculado en la carrera de Ingeniería Civil, período académico 2025- 2026, cumpliendo el total de 384 horas, cuyo tema del proyecto **“ANÁLISIS SÍSMICO DE UN EDIFICIO IRREGULAR DE CINCO PLANTAS CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE MANTA”**.

La presente investigación ha sido desarrollada en apego al cumplimiento de los requisitos académicos exigidos por el Reglamento de Régimen Académico y en concordancia con los lineamientos internos de la opción de titulación en mención, reuniendo y cumpliendo con los méritos académicos, científicos y formales, y la originalidad del mismo, requisitos suficientes para ser sometida a la evaluación del tribunal de titulación que designe la autoridad competente.

Particular que certifico para los fines consiguientes, salvo disposición de Ley en contrario.

Manta, 09 de septiembre de 2025.

Lo certifico,



Ing. Alexi Óscar Morán Guzmán
120431824-8
Docente Tutor
Área:
Estructuras

DECLARACIÓN DE AUTORÍA INTELECTUAL

Yo, Franco Axel Sancán Chele con CC: 135180104-6, doy constancia de ser el autor del Trabajo de Titulación con modalidad Proyecto de Investigación con el tema **“ANÁLISIS SÍSMICO DE UN EDIFICIO IRREGULAR DE CINCO PLANTAS CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE MANTA”**, el cual fue dirigido por el tutor, Ing. Oscar Alexi Morán Guzmán.

Quiero resaltar la originalidad de este trabajo, que se fundamenta en la contribución de varios autores que enriquecen la investigación, así como en la recopilación de datos e información provenientes de fuentes bibliográficas y otros recursos.

En la ciudad de Manta, a los 9 días del mes de septiembre de dos mil veinticinco.



Franco Axel Sancán Chele

C.C. 135180104-6

Autor

CERTIFICACIÓN DE APROBACIÓN

En calidad de tribunales de la Facultad de Ingeniería, Industria y Arquitectura de la Universidad Laica “Eloy Alfaro” de Manabí, certifico;

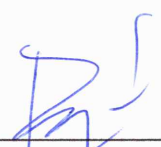
Haber revisado el trabajo de titulación, bajo la modalidad de Proyecto de Investigación, cuyo tema es **“ANÁLISIS SÍSMICO DE UN EDIFICIO IRREGULAR DE CINCO PLANTAS CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE MANTA”** internos de la modalidad en mención y en apego al cumplimiento de los requisitos exigidos por el Reglamento de Régimen Académico, por tal motivo **APRUEBO**, que el mencionado proyecto reúne los méritos académicos, científicos y formales, suficientes para proceder a la defensa correspondiente.

Certifico lo anterior para los fines pertinentes, a salvo disposición de Ley en contrario.

En la ciudad de Manta, a los 9 días del mes de septiembre de dos mil veinticinco.



Ing. Zambrano Mejía Angel Abel
C.C. 131043700-7
Tribunal 1



Dra. Avila Ayón Verónica
C.C. 095941648-8
Tribunal 2

DEDICATORIA

Dedico este trabajo, en primer lugar, a Dios quien ha sido mi apoyo y guía espiritual siempre en cada capítulo de mi vida.

A mis padres, Franco Sancán y Lupita Chele, quienes han dedicado todo su tiempo desde que existo a apoyarme y darme todo en esta vida, por guiarme y ser mi principal fuente de inspiración.

A mis hermanos, Diana, Jhon, Michelle y Kevin, por ser apoyo incondicional y ejemplos a seguir. A mis hermanitos perrunos, Bolt y Milk, por ese amor y cariño que transmiten sin decir una palabra.

A mis amigos, Wilmer, Joshua, Norman y Sebastián, quienes han hecho de la carrera universitaria, una experiencia increíble.

Una mención especial a mi hermano de otra madre, ingeniero y gran amigo Samuel, quien ha sido un apoyo fundamental en mi vida y la carrera, gracias por ser mi amigo.

Franco Axel Sancán Chele.

AGRADECIMIENTO

A toda mi familia por su constante aliento.

A la planta docente y administrativa de la facultad Ingeniería Industria y Arquitectura.

A las personas que fueron parte de esta experiencia, con las que compartí momentos agradables y adversos que forjaron mi espíritu y carácter.

Franco Axel Sancán Chele.

RESUMEN

La presente investigación evalúa el comportamiento sísmico de una edificación idealizada irregular de cinco niveles ubicada en la ciudad de Manta, Ecuador, considerando los efectos de la interacción suelo–estructura (ISE). Dicha interacción, a menudo ignorada en la práctica estructural profesional, puede alterar significativamente la respuesta dinámica de una estructura, especialmente en zonas sísmicamente activas y con suelos deformables, como es el caso de Manta y sus alrededores. El estudio se desarrolla bajo el marco normativo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS 2015, que emplea como base metodológica el análisis comparativo entre un modelo con base rígida y otro que incorpora explícitamente la ISE mediante el modelo dinámico propuesto por Vladímir Aleksándrovich Ilichev.

La modelación tridimensional de la edificación se realizó utilizando el software ETABS, introduciendo propiedades geotécnicas que se obtuvieron de un estudio de suelos. Posteriormente, se llevó a cabo un análisis modal espectral para ambos escenarios (con ISE y sin ISE), lo que permitió analizar parámetros estructurales importantes como los desplazamientos máximos, las derivas entre pisos, los periodos de vibración y la distribución de fuerzas del cortante basal. El contenido de esta investigación proporciona un enfoque integral sobre el fenómeno de interacción suelo – estructura, resaltando aspectos claves que necesitan investigación adicional en futuros trabajos y sugiriendo pautas esenciales para el diseño de estructuras con un análisis sísmico adecuado.

Palabras clave: *Interacción suelo – estructura, NEC-SE-DS 2015, Modelo de Ilichev, Periodo de Vibración, Rigidez de suelo, Deriva de piso, Desplazamientos laterales.*

SUMMARY

This research evaluates the seismic behavior of an idealized irregular five-story building located in the city of Manta, Ecuador, considering the effects of soil-structure interaction (SSI). This interaction, often ignored in professional structural practice, can significantly alter the dynamic response of a structure, especially in seismically active areas with deformable soils, such as Manta and its surroundings. The study is carried out under the regulatory framework of the Ecuadorian Construction Standard NEC-SE-DS 2015, which uses as its methodological basis a comparative analysis between a rigid base model and another that explicitly incorporates ISE using the dynamic model proposed by Vladimir Aleksándrovich Ilichev.

Three-dimensional modeling of the building was performed using ETABS software, introducing geotechnical properties obtained from a soil study. Subsequently, a spectral modal analysis was carried out for both scenarios (with ISE and without ISE), which allowed for the analysis of important structural parameters such as maximum displacements, drifts between floors, vibration periods, and the distribution of basal shear forces. The content of this research provides a comprehensive approach to the phenomenon of soil-structure interaction, highlighting key aspects that require further investigation in future work and suggesting essential guidelines for the design of structures with adequate seismic analysis.

Keywords: *Soil–structure interaction, NEC-SE-DS 2015, Ilichev model, Vibration period, Soil stiffness, Interstory drift, Lateral displacements.*

ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR	I
CERTIFICACIÓN DE APROBACIÓN.....	II
DECLARACIÓN DE AUTORÍA INTELECTUAL	III
DEDICATORIA	IV
AGRADECIMIENTO	V
RESUMEN	VI
SUMMARY	VII
ÍNDICE DE CONTENIDO	VIII
ÍNDICE DE TABLAS	XIV
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XVII
CAPITULO I: ESTADO DEL ARTE	1
1.1. Introducción	1
1.2. Planteamiento del Problema.....	3
1.3. Objetivos	4
1.3.1. Objetivo General.....	4
1.3.2. Objetivos Específicos.....	4
1.4. Antecedente	5
1.5. Justificación.....	5
1.6. Hipótesis.....	6
1.7. Variables.....	7
1.7.1. Variables independientes	7
1.7.2. Variables dependientes	7

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO	8
2. Fundamentación Teórica.....	8
2.1. Introducción	8
2.2. Movimientos Sísmicos	9
2.3. El suelo de fundación	11
2.3.1. Estudio de mecánica de suelos.....	11
2.3.2. Tipos de suelos.....	12
2.3.3. Clasificación de perfiles de suelo	12
2.3.4. Capacidad portante del suelo	13
2.4. Cimentación de la estructura.....	15
2.4.1. Cimentaciones superficiales.....	16
2.4.2. Criterios para elegir el tipo de cimentación	17
2.4.3. Cimentaciones profundas.....	18
2.4.4. Columnas	19
2.4.5. Vigas	20
2.5. Base rígida en el sistema suelo – estructura.....	20
2.6. Interacción Suelo-Estructura	21
2.6.1. Efectos asociados a la interacción Suelo – Estructura	24
2.6.2. Tipos de interacción Suelo – Estructura	25
2.6.3. Modelos de interacción suelo – estructura.....	28
2.6.3.1. Modelo de Winkler	33
2.6.3.2. Modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov.....	35
2.6.3.3. Modelo V.A. Ilichev	37

2.6.3.4.	Modelo A.E. Sargsian.....	42
2.6.3.5.	Modelo Norma ASCE 41 – 17	44
2.6.4.	Problemas al no considerar la interacción suelo – estructura	46
2.6.4.1.	Resonancia.....	46
2.6.4.2.	Limites colindantes entre estructuras	47
2.6.5.	Flexibilidad del suelo y la cimentación	48
2.7.	Análisis Sísmico.....	49
2.8.	Análisis Sísmico Dinámico	50
2.9.	Fundamentación y normativa para el diseño.....	52
2.9.1.	Peligrosidad Sísmica y Zonificación del factor z en el Ecuador	52
2.9.2.	Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd, Fs	54
2.9.3.	Categoría y coeficiente de importancia I del edificio	55
2.9.4.	Irregularidades y coeficientes de configuración estructural	56
2.9.4.1.	Coeficiente de irregularidad en planta.....	57
2.9.4.2.	Coeficiente de irregularidad en elevación	58
2.9.5.	Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.....	60
2.9.6.	Factor de reducción sísmica.....	63
2.9.7.	Periodo fundamental de vibración de diseño	64
2.9.8.	Coeficiente k	66
2.9.9.	Cortante basal.....	67
2.9.9.1.	Ajuste de cortante basal de los resultados obtenidos en el análisis dinámico ..	67
CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS		69
3.	MATERIALES Y MÉTODOS.....	69

3.1. Metodología de investigación	69
3.1.1. Método de investigación	69
3.1.1.1. Método descriptivo	69
3.1.1.2. Método análisis – síntesis	70
3.1.1.3. Método lógico deductivo	70
3.1.2. Técnicas de recolección de datos	70
3.1.2.1. Investigación.....	70
3.1.3. Instrumento de recolección de datos.....	71
3.2. Metodología de cálculo	72
3.2.1. Descripción general del proyecto.....	72
3.2.2. Ubicación	72
3.2.2.1. Perforaciones	73
3.2.3. Parámetros y propiedades de materiales para el prediseño.....	73
3.2.4. Pre dimensionamiento de los elementos estructurales.....	74
3.2.4.1. Pre dimensionamiento de Losa.....	74
3.2.4.2. Pre dimensionamiento de Viga.....	80
3.2.4.3. Pre dimensionamiento de Columna.....	82
3.2.4.4. Cortante basal	85
3.2.5. Modelación estructural en software Etabs, método convencional.....	86
3.2.5.1. Elementos estructurales	86
3.2.5.2. Geometría de la estructura y definición de secciones.....	87
3.2.5.3. Modelo matemático tridimensional de la estructura.....	91
3.2.5.4. Asignación de los estados de carga	93

3.2.5.5.	Análisis Modal – Espectral.....	93
3.2.5.6.	Losa rígida y centro de masa	96
3.2.5.7.	Desfase de longitud en los extremos	97
3.2.6.	Estudio de Suelo	98
3.2.6.1.	Estratigrafía	99
3.2.6.2.	Parámetros de diseño de zapata aislada	100
3.2.7.	Pre dimensionamiento de zapata aislada de cimentación	100
3.2.8.	Cálculo de coeficientes de rigidez del suelo – modelo dinámico V. A. Ilichev	104
3.2.9.	Modelación estructural en software Etabs – método interacción suelo-estructura	108
3.2.9.1.	Modelación y discretización de la cimentación.....	109
3.2.9.2.	Definición y asignación del coeficiente de balasto	110
3.2.9.3.	Definición y asignación de los resortes sobre la cimentación	112
CAPITULO IV: ANÁLISIS Y RESULTADOS		115
4.	ANÁLISIS Y RESULTADOS DE LA ESTRUCTURA	115
4.1.	Análisis dinámico con restricción en la base de la estructura y con interacción suelo – estructura.....	115
4.1.1.	Comprobación del cortante	115
4.1.2.	Distribución de fuerza cortante estática	116
4.1.3.	Distribución de fuerza cortante dinámica	117
4.1.4.	Distribución de fuerza cortante dinámica con ISE	119
4.1.5.	Comparación de los cortantes	121
4.1.6.	Distribución de fuerzas laterales estáticas por piso	122
4.1.7.	Desplazamientos	124

4.1.7.1.	Desplazamientos por Sismo Estático.....	124
4.1.7.2.	Desplazamientos por sismo dinámico	128
4.1.8.	Derivas	129
4.1.8.1.	Derivas sísmicas estáticas.....	130
4.1.8.2.	Derivas sísmicas dinámicas	131
4.1.9.	Periodos y modos de vibración	133
4.1.9.1.	Verificación de periodos.....	133
4.1.9.2.	Verificación de modos de vibración	138
4.1.10.	Irregularidad torsional	141
CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		142
5.	Conlusiones.....	142
6.	Recomendaciones	143
7.	Bibliografía	144

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Clasificación de los perfiles de suelo	13
Tabla 2	Factor de seguridad F_s	15
Tabla 3	Coeficiente de forma de la cimentación.....	34
Tabla 4	Coeficientes y parámetros de vibraciones horizontales, rotacionales y horizontales	40
Tabla 5	Coeficientes y parámetros de vibraciones horizontales, rotacionales y horizontales	41
Tabla 6	Rigideces de fundación en la Superficie	45
Tabla 7	Factores para Corrección en empotramiento	46
Tabla 8	Factor de zona z	53
Tabla 9	Tipo de suelo y factor de sitio F_a	54
Tabla 10	Tipo de suelo y Factor de sitio F_d	54
Tabla 11	Tipo de suelo y Factor de sitio F_s	55
Tabla 12	Categoría y coeficiente de importancia I	55
Tabla 13	Valores del factor r	61
Tabla 14	Provincias y valores de la relación de amplificación espectral.....	62
Tabla 15	Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles	63
Tabla 16	Valores de C_t y α para la determinación del periodo natural de la estructura por el método 1.....	65
Tabla 17	Valores del coeficiente relacionado con el periodo fundamental de la estructura (k) ..	67
Tabla 18	Ubicación de las perforaciones	73
Tabla 19	Propiedades mecánicas del hormigón.....	73
Tabla 20	Propiedades mecánicas del acero	73
Tabla 21	Espesor mínimo de losas en una dirección macizas no preesforzadas	74

Tabla 22	Valores de peso de losa aligerada	75
Tabla 23	Pesos propios de acabados	76
Tabla 24	Inercia de losa maciza equivalente	76
Tabla 25	Espesor mínimo de losa en dos direcciones con vigas entre los apoyos	77
Tabla 26	Parámetros para el pre dimensionamiento de losa	78
Tabla 27	Altura mínima de vigas no preesforzadas	80
Tabla 28	Secciones de vigas longitudinales y transversales	82
Tabla 29	Secciones de vigas adoptadas en el Predimensionamiento	82
Tabla 30	Combinaciones de carga	83
Tabla 31	Secciones de columnas para el pre diseño	84
Tabla 32	Área y cuantía de acero para el pre diseño	85
Tabla 33	Resumen de los parámetros para el cálculo del coeficiente de corte sísmico.....	85
Tabla 34	Elementos Estructurales.....	86
Tabla 35	Propiedades de los materiales	86
Tabla 36	Clasificación del suelo de cimentación, resultados del ensayo SPT.....	99
Tabla 37	Parámetros Geo-Mecánicos del suelo.....	100
Tabla 38	Parámetros de diseño de zapata aislada	100
Tabla 39	Características del suelo de fundación.....	104
Tabla 40	Coeficientes y parámetros de vibraciones horizontales, rotacionales y horizontales .	105
Tabla 41	Coeficientes y parámetros de vibraciones horizontales, rotacionales y horizontales .	105
Tabla 42	Coeficientes de rigidez y masas del resorte	107
Tabla 43	Cortante estático, dinámico y con ISE - Sismo X.....	115
Tabla 44	Cortante estático, dinámico y con ISE - Sismo Y.....	116

Tabla 45	Fuerzas estáticas de corte-Sismo X.....	117
Tabla 46	Fuerzas dinámicas de corte-Sismo X.....	117
Tabla 47	Fuerzas dinámicas de corte-Sismo Y.....	118
Tabla 48	Fuerzas cortantes dinámicas con ISE.....	119
Tabla 49	Fuerzas laterales estáticas por piso	123
Tabla 50	Desplazamientos máximos sismo estático - SX.....	124
Tabla 51	Desplazamientos máximos sismo estático - SY.....	126
Tabla 52	Desplazamientos máximos sismo dinámico en dirección X y Y.....	128
Tabla 53	Derivas sísmicas estáticas	130
Tabla 54	Derivas sísmicas dinámicas	131
Tabla 55	Periodo de vibración, método 2	134
Tabla 56	Verificación de periodos de vibración	138
Tabla 57	Modos de vibración del análisis modal sin ISE	139
Tabla 58	Modos de vibración del análisis modal con ISE.....	139
Tabla 59	Comparación Técnica relevante de la participación modal	140
Tabla 60	Derivas máximas por piso y verificación de irregularidad torsional	141

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1	Pérdidas humanas ocasionadas por Sismos.....	10
Figura 2	Esquema de zapata de cimentación.....	16
Figura 3	Esquema de pilotes hincados.....	19
Figura 4	Diagrama de empotramiento perfecto en la cimentación.....	21
Figura 5	(a) Modificación del movimiento del campo libre con un cambio de aceleración ($=a$) mostrada en la gráfica de a vs t , y (b) una aceleración a^* que varía debido a la presencia de estructuras.	22
Figura 6	Modelo de resortes asumiendo ISE	23
Figura 7	Factores de los que depende la ISE	24
Figura 8	Esquema de interacción cinemática	26
Figura 9	Representación de interacción inercial.....	27
Figura 10	Condiciones de fijación de la estructura: a) Esquema tradicional; b) Esquema considerando la flexibilidad de la base de fundación	30
Figura 11	Esquema espacial de cálculo de cimentación tipo zapata aislada	32
Figura 12	Modelo de Winkler.....	33
Figura 13	Respuesta del suelo bajo efectos de interacción de rigideces de Winkler.....	35
Figura 14	Modelo dinámico V.A. Ilichev.....	37
Figura 15	Módulo de corte efectivo (G/G_0).....	45
Figura 16	Factores para Corrección en empotramiento.....	46
Figura 17	Modelo de interacción suelo-estructura del péndulo invertido	51
Figura 18	Mapa de zonas sísmicas del Ecuador	53
Figura 19	Configuraciones estructurales recomendadas	56

Figura 20	Configuraciones estructurales no recomendadas	57
Figura 21	Coeficientes de irregularidad en planta	58
Figura 22	Coeficientes de irregularidad en elevación	59
Figura 23	Espectro sísmico elástico que representa el sismo de diseño	60
Figura 24	Ubicación del Proyecto	72
Figura 25	Losa para análisis con un extremo continuo en su condición de apoyo	74
Figura 26	Sección de losa aligerada para análisis.....	75
Figura 27	Luz libre crítica	81
Figura 28	Área colaborante.....	84
Figura 29	Configuración en planta de la edificación.....	87
Figura 30	Configuración en elevación de la edificación en el sentido X y Y	87
Figura 31	Propiedades de los materiales – Hormigón y Acero	88
Figura 32	Sección columna 40x40 cm.....	89
Figura 33	Sección columna 35x35 cm.....	89
Figura 34	Sección viga 35x45 cm.....	90
Figura 35	Sección viga 30x40 cm.....	90
Figura 36	Losa aligerada.....	91
Figura 37	Vista en planta	92
Figura 38	Vista tridimensional	92
Figura 39	Asignación de estados de carga, coeficiente de corte sísmico y coeficiente de rigidez	93
Figura 40	Espectro inelástico de diseño	94
Figura 41	Casos de carga	94

Figura 42	Combinaciones de cargas	95
Figura 43	Sobrecarga piso 1 – 5	96
Figura 44	Carga viva piso 1 – 5.....	96
Figura 45	Asignación de diafragma rígido en cada piso	97
Figura 46	Brazos rígidos.....	98
Figura 47	Planta de cimentación de la estructura	104
Figura 48	Grid de cimentación	108
Figura 49	Propiedad de material para cimentación	109
Figura 50	Asignación de zapata aislada y discretización de la misma	109
Figura 51	Modelo tridimensional de la estructura con zapatas aisladas.....	110
Figura 52	Propiedad del área de resorte - coeficiente de balasto.....	110
Figura 53	Asignación del coeficiente de balasto	111
Figura 54	Base flexible	111
Figura 55	Coeficientes de rigideces del suelo	112
Figura 56	Aplicación de la masa adicional.....	113
Figura 57	Vista en planta y Elevación de modelo suelo-estructura.....	114
Figura 58	Cortante estático, dinámico y con ISE - Sismo X.....	115
Figura 59	Cortante estático, dinámico y con ISE - Sismo Y	116
Figura 60	Fuerzas estáticas de corte-Sismo X, Sismo Y	117
Figura 61	Fuerzas dinámicas de corte-Sismo X	118
Figura 62	Fuerzas dinámicas de corte-Sismo Y	119
Figura 63	Cortante dinámico – ISE X	120
Figura 64	Cortante dinámico – ISE Y	120

Figura 65	Comparación de los cortantes en la dirección X	121
Figura 66	Comparación de los cortantes en la dirección Y	121
Figura 67	Fuerzas laterales estáticas por piso - SX-SY	123
Figura 68	Desplazamientos máximos sismo estático – CASO 1.....	124
Figura 69	Desplazamientos máximos sismo estático – CASO 2.....	125
Figura 70	Desplazamientos máximos sismo estático – CASO 3.....	125
Figura 71	Desplazamientos máximos sismo estático – CASO 1.....	126
Figura 72	Desplazamientos máximos sismo estático – CASO 2.....	127
Figura 73	Desplazamientos máximos sismo estático – CASO 3.....	127
Figura 74	Desplazamientos máximos dinámico – Sismo X	128
Figura 75	Desplazamientos máximos dinámico – Sismo Y	129
Figura 76	Derivas sísmicas estáticas - SX	130
Figura 77	Derivas sísmicas estáticas - SY	131
Figura 78	Derivas sísmicas dinámicas - Sismo X.....	132
Figura 79	Derivas sísmicas dinámicas - Sismo Y.....	132
Figura 80	Periodos de vibraciones con y sin ISE	134
Figura 81	Modo 1 de vibración sin ISE - Traslacional en X	135
Figura 82	Modo 2 de vibración sin ISE - Traslacional en Y	135
Figura 83	Modo 3 de vibración sin ISE - Rotacional en Z	136
Figura 84	Modo 1 de vibración con ISE - Traslacional en Y	136
Figura 85	Modo 2 de vibración con ISE - Traslacional en X	137
Figura 86	Modo 3 de vibración con ISE - Rotacional en Z	137
Figura 87	Verificación de periodos de vibración.....	138

CAPITULO I: ESTADO DEL ARTE

1.1. Introducción

En el contexto del diseño estructural actual y moderno, resulta imprescindible considerar todos los factores que inciden en la respuesta sísmica de las edificaciones, particularmente en regiones geográficas propensas a sismos de gran intensidad. La ciudad de Manta se caracteriza por su elevada peligrosidad sísmica, lo cual quedó evidenciado tras el terremoto del 16 de abril de 2016. A esta condición se suma la presencia, predominante, de suelos blandos, clasificados como tipo C y D en su mayoría según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS-2015, los cuales tienden a amplificar la energía sísmica. Frente a estas condiciones, el uso de modelos convencionales de análisis estructural, que suponen una cimentación rígida, puede llevar a estimaciones poco conservadoras respecto al comportamiento real de las estructuras durante un sismo. Por ello, surge la necesidad de incorporar los efectos de interacción suelo–estructura (ISE) en el análisis estructural.

La interacción suelo–estructura es un fenómeno dinámico complejo, mediante el cual la edificación y el terreno intercambian energía durante un evento sísmico. Este fenómeno se manifiesta principalmente a través de dos componentes: la interacción cinemática y la interacción inercial. La consideración de estos efectos permite modelar con mayor realismo el comportamiento sísmico de una estructura, superando las limitaciones de los modelos simplificados de base fija. Es por ello que, este estudio se orienta al desarrollo de un modelo estructural tridimensional de un edificio irregular de cinco niveles, aplicando tanto un análisis modal convencional como uno que incorpora explícitamente la interacción suelo–estructura a través del modelo dinámico de V. A. Ilichev.

La modelación se realizó utilizando el software ETABS, el cual permite simular estructuras con geometrías complejas y efectuar análisis sísmicos avanzados. Para el caso que incluye interacción, se incorporaron parámetros geotécnicos derivados de estudios de suelos, como la capacidad portante, el módulo de balasto, el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson, con el fin de calcular los coeficientes de rigidez del sistema suelo–estructura. Estos parámetros se integraron en el modelo a través de resortes verticales y horizontales que representan la respuesta elástica del terreno. En particular, el modelo de Ilichev permite considerar la propagación de ondas sísmicas (longitudinales, transversales y Rayleigh) en un semiespacio elástico, lo que posibilita una simulación más detallada del fenómeno de interacción dinámica.

La edificación en análisis refleja irregularidad en planta al tener entrantes en dos de sus esquinas, razón por la cual la hace vulnerable a los efectos de los movimientos sísmicos. Para comprender mejor esta situación, se verifican aspectos claves como desplazamientos máximos, derivas entre pisos, fuerzas internas en los elementos estructurales y la distribución de las fuerzas cortantes. Esta comparación de análisis nos ayuda a medir el verdadero impacto de la interacción suelo – estructura y a ofrecer recomendaciones técnicas que mejoren el diseño estructural en áreas propensas a movimientos sísmicos.

Es importante señalar que, este trabajo representa un aporte técnico al análisis estructural de edificaciones cimentadas sobre suelos deformables, como es el caso de Manta, es por ello que al incorporar de manera explícita los efectos de la interacción suelo–estructura, se mejora la precisión del análisis sísmico y se promueve el diseño de estructuras más seguras, eficientes y adaptadas a las condiciones reales del terreno, fortaleciendo así la resiliencia de la infraestructura construida en el Ecuador.

1.2. Planteamiento del Problema

La ciudad de Manta se ubica en una zona de elevada amenaza sísmica, donde predominan suelos tipo C, con velocidades $760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$, y suelo tipo D con velocidades V_s inferiores a 360 m/s , lo que favorece la amplificación del movimiento sísmico. En la práctica diaria los ingenieros estructurales diseñan superestructuras (columnas, vigas, losas de entrepiso, escaleras, muros de corte, etc.) que están fijas en la base y transmiten las reacciones a la infraestructura para luego de esto diseñar el sistema de cimentación (Plintos, cadenas de cimentación, pedestales, losas de cimentación, etc.) y estiman el desplazamiento del suelo sin tener en cuenta el cambio en la respuesta estructural que se puede dar por la interacción suelo – estructura.

Por consecuencia, en la práctica profesional local, la interacción entre el suelo y la estructura (ISE), a menudo no se toma en cuenta de manera rigurosa en el análisis estructural. Esto puede llevar a diseños que subestiman las demandas sísmicas. Esta situación resalta la importancia de combinar la caracterización geotécnica del sitio con modelos estructurales que consideren la interacción suelo – estructura (ISE), con el objetivo de mejorar la precisión en la evaluación del desempeño sísmico y fortalecer los criterios de diseño que se aplican en entornos urbanos, como es el caso de la ciudad de Manta.

1.3. Objetivos

1.3.1. *Objetivo General*

Analizar el comportamiento sísmico de un edificio irregular de cinco niveles, idealizado y ubicado en la ciudad de Manta, considerando los efectos de la interacción suelo–estructura (ISE) mediante un modelo tridimensional, de acuerdo con los parámetros establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS-2015, para evaluar y comparar resultados de su influencia en la respuesta estructural ante eventos sísmicos.

1.3.2. *Objetivos Específicos*

- Analizar los métodos de cálculos para un sistema de interacción suelo- estructura.
- Modelar el edificio considerando su configuración irregular y desarrollar análisis sísmicos con y sin interacción suelo–estructura.
- Comparar los resultados obtenidos en términos de desplazamientos, derivas, esfuerzos internos y distribución de fuerzas cortantes, con y sin la consideración de la ISE.

1.4. Antecedente

A lo largo del tiempo, los modelos estructurales han asumido que las cimentaciones actúan como empotramientos ideales. Sin embargo, esta suposición no se ajusta completamente a la realidad, ya que, ante cargas gravitatorias, acciones accidentales como los sismos o impactos, las cimentaciones pueden experimentar asentamientos o levantamientos diferenciales. Estas variaciones generan esfuerzos adicionales en los elementos estructurales. Por otro lado, en situaciones donde se produce levantamiento en la cimentación, se suele considerar únicamente la rigidez del pedestal y de la zapata, dejando de lado la contribución del suelo.

1.5. Justificación

El estudio del comportamiento sísmico de edificaciones ubicadas en zonas de alta peligrosidad sísmica, como la ciudad de Manta, resulta fundamental debido a su susceptibilidad frente a movimientos sísmicos de gran intensidad. Es por ello que, la presente investigación se orienta a evaluar la respuesta estructural de un edificio irregular, incorporando los efectos de la interacción suelo – estructura (ISE), aspecto que, muchas veces, es simplificado o ignorado en los procedimientos de análisis y diseños convencionales.

La irregularidad en la configuración estructural puede generar una distribución poco uniforme en la respuesta sísmica, provocando concentraciones de esfuerzos y desplazamientos que aumentan el riesgo de mecanismos de falla imprevistos. Estos efectos se incrementan al considerar las condiciones reales del terreno, especialmente en zonas con suelos blandos o estratos de baja rigidez, características frecuentes en la zona urbana de Manta. En consecuencia, un análisis convencional basado en un modelo de base rígida podría subestimar o no representar con precisión las verdaderas demandas sísmicas de la edificación.

Esta investigación se fundamenta en normas y guías técnicas nacionales e internacionales de amplia aceptación. La Norma Ecuatoriana de la Construcción – Capítulo de Diseño Sísmico (NEC-SE-DS 2015) establece los requisitos mínimos para el diseño sísmico de edificaciones y reconoce la importancia de incorporar la interacción suelo–estructura para casos donde se considere relevante la respuesta dinámica del terreno. Por su parte, la norma ACI 318-19, utilizada para el diseño estructural de elementos de concreto armado, proporciona los criterios necesarios para verificar la resistencia y ductilidad de los elementos estructurales ante demandas incrementadas por efectos de interacción.

Adicionalmente, normas internacionales como FEMA P-1050-1, FEMA P-2091 y la ASCE/SEI 7-22, en conjunto con la guía de evaluación sísmica ASCE/SEI 41-17, reconocen que la respuesta sísmica de una estructura puede incrementar o disminuir de manera significativa al tener en cuenta la interacción dinámica suelo – estructura.

1.6. Hipótesis

La consideración de los efectos de la interacción suelo–estructura (ISE) en el análisis sísmico de un edificio irregular, modifica significativamente la respuesta estructural frente a sollicitaciones sísmicas, en comparación con un análisis convencional sin considerar dichos efectos, evidenciándose en mayores desplazamientos laterales, variaciones en los periodos fundamentales de vibración y redistribución de esfuerzos en elementos estructurales críticos.

1.7. Variables

1.7.1. Variables independientes

- Análisis suelo-estructura.
- Coeficiente de rigidez del suelo.
- Tipo de modelos de diseño.

1.7.2. Variables dependientes

- Acciones y deformaciones en los elementos
- Derivas de piso y cortante basal

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

2.1. Introducción

La forma en que una estructura reacciona ante un terremoto depende de las propiedades del terreno en movimiento, del suelo que la rodea y de la propia estructura. Las vibraciones de la edificación pueden amplificar considerablemente los movimientos del suelo, lo que provoca que las aceleraciones dentro de la estructura sean varias veces mayores que las registradas en el terreno. (Guzmán, Barreras, Vergara, & López, 2012).

El análisis estructural, normalmente, se lleva a cabo suponiendo que el movimiento que se aplica en la base o las fuerzas estáticas equivalentes que se ejercen en cada nivel, son independientes a las características de la cimentación. Sin embargo, existen casos en los que el movimiento en cualquier punto de la frontera suelo-estructura es sensiblemente diferente del que habría ocurrido en dicho punto si la estructura no estuviese presente. En estos casos se dice que existe interacción suelo-estructura (Guzmán, Barreras, Vergara, & López, 2012, pág. 1)

Desde la década de 1970, ha surgido un notable interés por incorporar los efectos de la interacción suelo-estructura (ISE) en el análisis sísmico, como lo evidencian los estudios pioneros de Paul C. Jennings (1973) y Meek (1974). En sus investigaciones iniciales, demostraron que al considerar la ISE, tanto el periodo fundamental como el amortiguamiento de la estructura pueden experimentar variaciones. No obstante, estudios más recientes, como el de Anand et al. (2018), indican que la respuesta del suelo influenciada por la ISE también afecta directamente al comportamiento sísmico de la estructura. Habitualmente, al modelar una edificación, se asumen apoyos fijos en la base, lo cual omite los efectos de interacción y puede alterar las propiedades dinámicas del sistema estructural. A pesar de esto, actualmente existen

normativas sísmicas que permiten prescindir del análisis de la ISE bajo ciertas condiciones. (Izquierdo, 2023).

2.2. Movimientos Sísmicos

Los sismos, también conocidos como terremotos o temblores, son movimientos vibratorios de la corteza terrestre provocados por diversos factores, como la actividad volcánica, el colapso de cavidades subterráneas o incluso explosiones. No obstante, los eventos sísmicos más intensos y de mayor relevancia para la ingeniería tienen un origen tectónico, resultado de desplazamientos súbitos de las grandes placas en que se divide la corteza terrestre. Estas placas, al estar sometidas a presiones originadas por el ascenso del magma desde el interior del planeta, pueden superar la fricción que las mantiene unidas, lo que provoca una liberación repentina de esfuerzos acumulados y de grandes cantidades de energía. Esta energía se manifiesta principalmente en forma de ondas sísmicas que se propagan a lo largo de grandes distancias a través de las rocas de la corteza terrestre (Bazán & Meli, 2002).

Según datos del USGS (2019), entre los años 2000 y 2018 se han contabilizado más de 104 eventos sísmicos considerados significativos, los cuales han provocado más de 806.000 muertes. La siguiente tabla, extraída del USGS, resume esta información. Entre los terremotos más destacados durante este período se encuentran el de Indonesia en 2018; los ocurridos en Irán, Irak y Ciudad de México en 2017; los de Italia y la costa ecuatoriana en 2016; así como los sismos en Pakistán y Nepal en 2015.

Figura 1*Pérdidas humanas ocasionadas por Sismos*

Sismos a nivel mundial 2000-2018											
Magnitud	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	Subtotal
8.0+	1	1	0	1	2	1	2	4	0	1	13
7-7.9	14	15	13	14	14	10	9	14	12	16	131
6-6.9	146	121	127	140	141	140	142	178	168	144	1447
5-5.9	1344	1224	1201	1203	1515	1693	1712	2074	1768	1896	15630
Muertes estimadas	231	21357	1685	33819	298101	87992	6605	708	88708	1790	540996
Magnitud	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	Subtotal
8.0+	1	1	2	2	1	1	0	1	1	-	10
7-7.9	23	19	12	17	11	18	16	6	16	-	138
6-6.9	150	185	108	123	143	127	130	104	117	-	1187
5-5.9	2209	2276	1401	1453	1574	1419	1550	1455	1674	-	15011
Muertes estimadas	226050	21942	689	1572	756	9624	1453	819	2100	-	265005

Fuente: (USGS, 2019)

La población ecuatoriana enfrenta una intensa actividad sísmica y volcánica, derivada de la convergencia entre las placas de Nazca y Sudamericana, las cuales generan terremotos y eventos naturales de un gran impacto. Según la investigación de (Butchibabu, Jha, Sandeep, & Sivaram, 2023), esta región libera energía acumulada a través de grandes ciclos de terremotos agrupados, prolongando así los periodos de riesgo sísmico. A pesar de que Ecuador se considera una zona en alto riesgo sísmico, la zona Nor-Oriental registra una amenaza intermedia. (J.L. González Acosta, P.J. Vardon, & M.A. Hicks, 2021)

Una investigación llevada a cabo por Aguiar y Ortiz (2017) indica que en la provincia de Manabí existen distintos tipos de suelos, como suelos blandos, capas rocosas, zonas de transición y sectores propensos a deslizamientos. Esta diversidad en las condiciones del terreno puede afectar de manera notable el comportamiento de las edificaciones durante sismos de gran magnitud. Por ello, el trabajo de Ruiz García y Guerrero (2017) resalta la relevancia de tener en cuenta la interacción entre el suelo y la estructura (ISE), sobre todo cuando las construcciones se encuentran sobre terrenos blandos.

2.3. El suelo de fundación

Uno de los aspectos fundamentales para lograr un diseño de cimentación seguro y rentable es disponer de una adecuada caracterización del suelo de fundación. Por ello, resulta esencial contar con un estudio geotécnico del terreno en el que se desarrollará el proyecto, ya que este permite identificar los distintos estratos y tipos de suelo presentes en el sitio donde se construirá la estructura.

2.3.1. Estudio de mecánica de suelos

Terzaghi, en su libro *Theoretical Soil Mechanics*, describe a la mecánica de suelo como: “La mecánica de suelos es la aplicación de las leyes de mecánica e hidráulica a los problemas de ingeniería que tratan con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, generadas por la desintegración mecánica o descomposición química de las rocas, independientemente de que tengan o no partículas de materia orgánica.”

El análisis de las propiedades mecánicas, hidráulicas e ingenieriles de los materiales naturales, como suelos y rocas, es competencia de la Ingeniería Geotécnica, una rama especializada dentro de la Ingeniería Civil y Geológica. Esta disciplina se encarga del estudio del comportamiento del terreno y de los materiales que lo componen, tanto en su estado natural como modificado (Botía Díaz, 2015).

Los profesionales dedicados a esta área, ingenieros geotécnicos, se enfocan en la caracterización del subsuelo, evaluando con precisión sus propiedades físicas y mecánicas. Esta información es fundamental para el diseño y dimensionamiento de cimentaciones y estructuras de soporte en obras de infraestructura tales como edificios, plantas hidroeléctricas, puentes, taludes, túneles y carreteras, asegurando la estabilidad y seguridad de las mismas ante distintas condiciones de carga y sollicitación (Botía Díaz, 2015).

2.3.2. Tipos de suelos

El suelo está compuesto por tres fases fundamentales: una fase sólida, una fase líquida y una fase gaseosa. La fase sólida está constituida por minerales, materia orgánica y fracciones inorgánicas tales como arena, limo y arcilla. La fase líquida corresponde principalmente al agua presente en los poros del suelo, mientras que la fase gaseosa está compuesta por el aire contenido en dichos espacios porosos (Rodríguez Rodríguez & Cedeño Calderón, 2023).

La distribución relativa de estas fases dentro del suelo depende de diversas propiedades físicas, químicas y biológicas, las cuales determinan sus características específicas, como la estructura, textura y comportamiento mecánico, dando lugar a la clasificación de distintos tipos de suelos (Rodríguez Rodríguez & Cedeño Calderón, 2023).

Según su granulometría, los suelos pueden clasificarse en dos grupos principales:

- Suelos de partículas gruesas o granulares, representados por la grava y la arena, los cuales generalmente presentan baja cohesión y alta permeabilidad.
- Suelos de partículas finas o cohesivos, conformados por el limo y la arcilla, caracterizados por su plasticidad, cohesión significativa y mayor susceptibilidad a cambios volumétricos.

2.3.3. Clasificación de perfiles de suelo

La caracterización de los perfiles de suelo se realiza utilizando la tabla de clasificación establecida en la NEC-15 Peligro Sísmico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS). La rigidez de un suelo se determina en función del valor de V_s , que representa la velocidad de propagación de ondas de corte medida hasta una profundidad de 30 metros (Quispillo Morocho, 2022).

Tabla 1*Clasificación de los perfiles de suelo*

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1 —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2 —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3\text{m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3 —Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5$ m con índice de Plasticidad $IP > 75$)	
	F4 —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30\text{m}$)	
	F5 —Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6 —Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)**2.3.4. Capacidad portante del suelo**

Esta capacidad portante del suelo se refiere a la habilidad del terreno para resistir las cargas que se le aplican. Su análisis tiene como objetivo prevenir fallas por corte o asentamientos diferenciales excesivos causados por la estructura. En este sentido, es fundamental que la carga transferida desde la cimentación no supere la capacidad portante del suelo sobre el cual se apoya la edificación (Quispillo Morocho, 2022).

La capacidad portante del suelo no solo está determinada por sus características propias, sino también por el tipo de cimentación que se utilizará en el proyecto. Con el fin de garantizar un diseño estructural más seguro y confiable, se introducen factores de seguridad que consideran las posibles incertidumbres derivadas de la obtención de datos y la realización de ensayos. Por esta razón, se utiliza la capacidad de carga admisible del suelo, la cual se obtiene al dividir la resistencia última del terreno entre el factor de seguridad previamente definido. (León, 2016).

$$q_{adm} = \frac{q_{unet}}{F_s}$$

Donde:

q_{adm} , capacidad de carga admisible del suelo

q_{unet} , capacidad última neta del suelo

F_s , factor de seguridad

La capacidad de carga última del suelo, representada como q_u , es el esfuerzo máximo que puede aplicarse sobre la cimentación antes de que ocurra una falla en el sistema suelo-cimentación. Es importante considerar que, al realizar una excavación hasta el nivel de cimentación, el esfuerzo que realmente contribuye a la falla es aquel que excede el esfuerzo geostático original del terreno (NEC-SE-GC, 2015, pág. 48).

$$q_{net} = q_u - q_{ob}$$

Donde:

q_{net} , capacidad de carga neta del suelo

q_u , capacidad de carga última del suelo

q_{ob} , esfuerzo efectivo geostático total, removido a la profundidad de desplante de la cimentación. El factor de seguridad para la capacidad portante del suelo se presenta en la siguiente tabla (Quispillo Morocho, 2022):

Tabla 2*Factor de seguridad F_s*

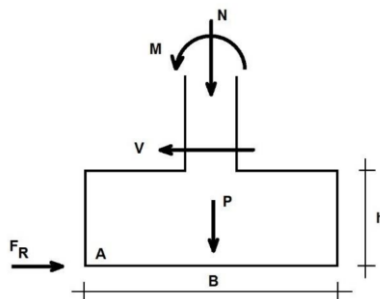
Condición	Fs admisible
CM + CV Normal	3,0
CM + CV Máxima	2,5
CM + CV Normal + Sismo de Diseño pseudo estático	1,5

Fuente: (NEC-SE-GC, 2015)**2.4. Cimentación de la estructura**

Las cimentaciones son componentes o elementos estructurales encargados de transferir las cargas provenientes de la superestructura al suelo de fundación. Su diseño debe contemplar la resistencia a las solicitaciones aumentadas y a las acciones inducidas, entre las cuales se incluyen cargas axiales, momentos flectores y fuerzas cortantes que la cimentación debe ser capaz de soportar adecuadamente (Quispillo Morocho, 2022).

Una vez determinada la presión admisible del suelo aplicando los principios de la mecánica de suelos, se procede a calcular el área de la base de la cimentación utilizando las cargas de servicio (no mayoradas). Luego, con base en esta área, se define la altura de la zapata y se diseña su refuerzo estructural (Guerra Avendaño, 2013).

Para calcular el peralte y el refuerzo de una zapata, es primordial determinar la presión de contacto que genera el suelo en presencia de las cargas que se incrementan. En el caso de una cimentación de tipo zapata aislada, con una carga aplicada de manera vertical concéntrica, la respuesta del suelo, que se expresa como q_{su} , se calcula utilizando la expresión $q_{su} = Pu/A$, donde Pu es la carga última y A es el área de la zapata. (Guerra Avendaño, 2013).

Figura 2*Esquema de zapata de cimentación***Fuente:** (Quispillo Morocho, 2022)

Para diferenciar entre una cimentación superficial y una cimentación profunda, la Norma Ecuatoriana de la Construcción, en su capítulo sobre Geotecnia y Cimentaciones (NEC-SE-GC), establece una serie de criterios y relaciones que ayudan a definir claramente esta clasificación. (NEC-SE-GC, 2015).

$$\frac{D_f}{B} \leq 4 = \text{cimentación superficial}$$

$$\frac{D_f}{B} > 4 = \text{cimentación profunda}$$

Donde:

D_f , profundidad de desplante

B , ancho de la cimentación

2.4.1. Cimentaciones superficiales

Los tipos de cimentación superficial usualmente empleados son los siguientes:

- Zapata Aislada: Esta zapata se apoya en una sola columna y puede estar centrada o excéntrica. En condiciones normales, son las más económicas y fáciles de construir.
- Zapata Combinada: Se utiliza para soportar dos columnas, ideal cuando están muy cerca una de la otra y puede manejar cargas relativamente altas.

- Zapata Conectada con Viga: Estas zapatas ayudan a reducir el efecto de la excentricidad, especialmente cuando una de las columnas está en el perímetro.
- Viga de Cimentación: Soporta dos o más columnas y se usa generalmente cuando las cargas y momentos son bastante altos (Quispillo Morocho, 2022).
- Losa de Cimentación: Esta opción soporta varias columnas y se emplea cuando la capacidad del suelo es baja, ocupando normalmente toda el área del terreno (Guerra Avendaño, 2013).

2.4.2. Criterios para elegir el tipo de cimentación

- Las zapatas aisladas son preferibles siempre que sea factible utilizarlas, ya que representan una solución más económica y permiten resistir no solo cargas axiales, sino también momentos flectores.
- Si los momentos generan una excentricidad considerable que obliga a aumentar excesivamente las dimensiones de la zapata, se debe considerar la opción de profundizar la cimentación para reducir su tamaño.
- En columnas ubicadas en los bordes, cuando las cargas axiales no son elevadas, se pueden emplear zapatas aisladas excéntricas; sin embargo, si la carga es significativa, lo más adecuado es utilizar zapatas conectadas mediante vigas.
- Cuando las zapatas se encuentran muy próximas entre sí y se superponen, se opta por zapatas combinadas. Si existen asentamientos que superan los límites admisibles, una solución viable es unir las zapatas aisladas mediante losas, vigas o elementos de cimentación (Guerra Avendaño, 2013).

2.4.3. Cimentaciones profundas

Cuando las cargas de la superestructura deben ser transferidas a estratos de suelo ubicados a mayor profundidad, se recurre al uso de cimentaciones profundas (Alva Hurtado, 2018).

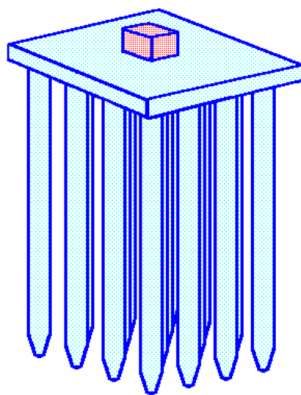
Existen diversas razones por las cuales puede ser necesario emplear cimentaciones profundas en una estructura, entre ellas se destacan las siguientes:

- Los estratos más superficiales del terreno no poseen la capacidad suficiente para soportar el peso de la edificación mediante una cimentación superficial, ya que se excede su capacidad portante.
- En construcciones ubicadas sobre cuerpos de agua o en zonas donde el nivel freático es alto.
- Cuando es necesario soportar cargas estructurales muy elevadas, lo que obliga a anclar la cimentación en un estrato rocoso más resistente (Alva Hurtado, 2018).

Una de las cimentaciones profundas más utilizadas son los pilotes, los cuales se emplean cuando la profundidad de cimentación es considerable. Estos pueden ser hincados en el terreno o prefabricados, y presentan diversas formas geométricas como circular, cuadrada, hexagonal, entre otras. Los pilotes pueden transmitir la carga estructural al suelo mediante apoyo directo en estratos resistentes, por fricción a lo largo de su superficie, o mediante una combinación de ambos mecanismos. Además, pueden estar conectados a una zapata o a una losa de cimentación para distribuir las cargas (Romo Proaño, 2008).

Figura 3

Esquema de pilotes hincados



Fuente: (Romo Proaño, 2008)

2.4.4. Columnas

Las columnas son elementos estructurales verticales sometidos principalmente a esfuerzos de compresión axial, aunque en la práctica también pueden estar sujetos a momentos flectores debido a cargas excéntricas o desplazamientos laterales. Su comportamiento estructural se analiza en función de su resistencia axial y su capacidad de flexión, elementos clave para garantizar la estabilidad global del sistema (Mendoza, 2013).

En el campo de ingeniería estructural y arquitectura, las columnas corresponden a elementos estructurales fundamentales, en la que su función principal es transferir cargas verticales de la estructura hacia la cimentación. Es por ello que, constituyen a que son muy versátiles en la configuración arquitectónica dentro de los espacios, al permitir soporte de cargas puntuales (axiales) sin requerir la implementación de muros portantes. (Mendoza, 2013).

La selección adecuada de las columnas, en cuanto a su sección transversal, altura, espaciamiento y material, influye directamente en su capacidad portante, en el comportamiento global de la estructura frente a cargas gravitacionales y sísmicas, y en la eficiencia del diseño estructural (Mendoza, 2013).

2.4.5. Vigas

Las vigas son elementos estructurales horizontales que desempeñan un rol primario dentro de los sistemas de marcos rígidos conformados por columnas y vigas. Además de contribuir a la estabilidad del conjunto estructural, cumplen la función de soportar y transferir las cargas provenientes de las losas hacia los elementos verticales (columnas), permitiendo una adecuada distribución de esfuerzos en la edificación y otorgando flexibilidad en el diseño arquitectónico (Gamboa Armijo, 2017).

La función principal de una viga es soportar cargas transversales, ya sean puntuales o distribuidas, y transmitir las a los apoyos. A lo largo de su vida útil, las vigas se enfrentan a varios tipos de esfuerzos internos, siendo los más comunes la flexión, el corte y la torsión, así como combinaciones de estos. Elegir adecuadamente su geometría, tipo de apoyo y refuerzo estructural es crucial para garantizar su rendimiento bajo condiciones de carga tanto estáticas como dinámicas (Gamboa Armijo, 2017).

2.5. Base rígida en el sistema suelo – estructura

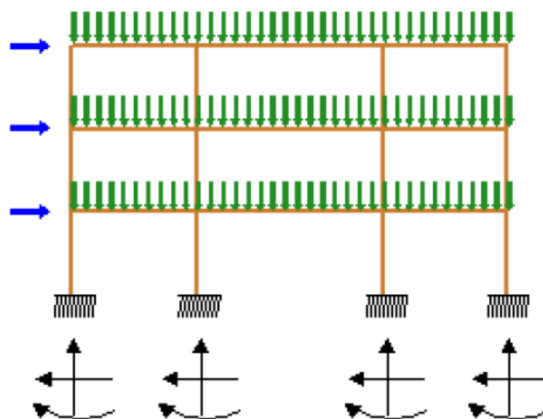
En la práctica profesional de la ingeniería estructural, es frecuente asumir que la cimentación actúa como una base rígida o como un empotramiento ideal, lo cual implica suponer que no se presentan desplazamientos ni rotaciones en la interfaz suelo-estructura. Esta simplificación es válida únicamente cuando la edificación se encuentra cimentada directamente sobre formaciones geológicas de alta rigidez, como macizos rocosos (Quispillo Morocho, 2022).

Frente a solicitaciones dinámicas, como las que genera un evento sísmico, la alta rigidez de un sustrato rocoso contribuye a minimizar las deformaciones generadas en el terreno, permitiendo que la base de la estructura se comporte como un empotramiento perfecto total. (Pacheco, Suárez, & Pando, 2007). Por tal razón, omitir este fenómeno puede conducir a una

caracterización poco precisa del comportamiento estructural ante solicitaciones sísmicas, comprometiendo la exactitud del análisis y en el proceso de diseño estructural (Quispillo Morocho, 2022).

Figura 4

Diagrama de empotramiento perfecto en la cimentación



Fuente: (Quispillo Morocho, 2022)

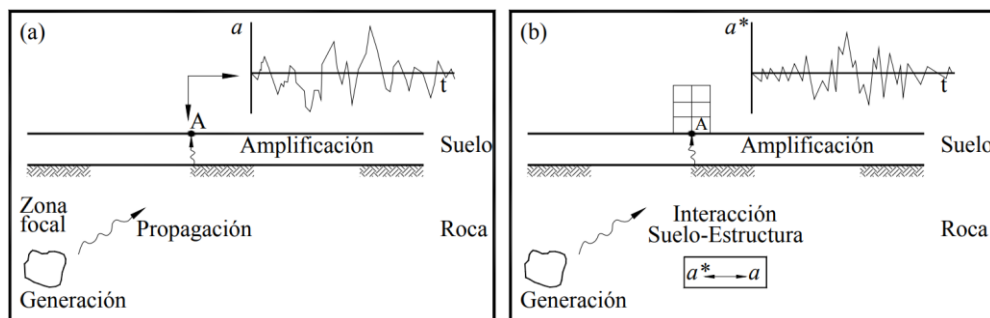
La modelación de la cimentación considerándolo como un empotramiento perfecto constituye una simplificación común en el análisis de la interacción suelo-estructura, al asumir que la base actúa como un elemento completamente rígido.

2.6. Interacción Suelo-Estructura

La interacción suelo-estructura (ISE) es un fenómeno mediante el cual la existencia de una edificación modifica el comportamiento del terreno durante un movimiento sísmico (Soriano, 1989). Este efecto se manifiesta como la diferencia entre la respuesta sísmica en el lugar donde se encuentra la estructura y la que se produciría en ese mismo sitio si no existiera ninguna edificación. Esto se representa en la siguiente figura, donde los desplazamientos en el punto A varían precisamente por la interacción entre el suelo y la estructura. (Guzmán et al, 2012).

Figura 5

(a) *Modificación del movimiento del campo libre con un cambio de aceleración ($=a$) mostrada en la gráfica de a vs t , y (b) una aceleración a^* que varía debido a la presencia de estructuras.*



La interacción suelo estructura (ISE) puede marcar una diferencia sustancial en cómo las estructuras se comportan durante un terremoto y cómo deben ser diseñados y, sin embargo, hay relativamente poca implementación de los efectos ISE por parte de ingenieros en ejercicio. (FEMA P-2091, 2020).

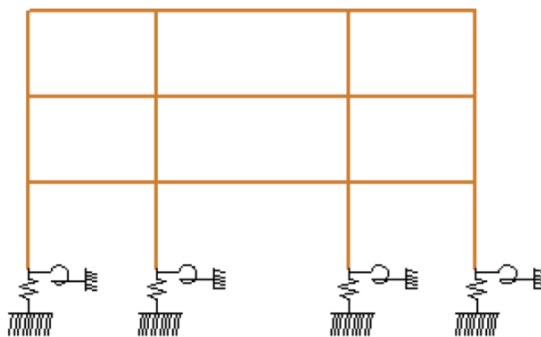
El fenómeno de interacción suelo – estructura (ISE) ejerce una influencia relevante en el análisis estructural de edificaciones y en muchas ocasiones, se considera una ventaja frente a solicitaciones sísmicas (Khalil et al, 2007), dado que modifica la respuesta dinámica de la estructura, aumentando el periodo fundamental y nivel de amortiguamiento en comparación con un modelo de base rígida. Varios estudios han evidenciado que la ISE puede reducir los esfuerzos que se generan internamente en la edificación, razón por la cual su omisión tiende a llevar a diseños muy conservadores, no obstante, existen situaciones en las que el efecto de ISE resulta adverso, como en escenarios donde se demanda mayor distancia de separación entre construcciones colindantes para prevenir impactos durante eventos sísmicos (Soriano, 1989). Investigaciones recientes y observaciones posteriores a terremotos, han demostrado que la interacción dinámica suelo – estructura puede ser perjudicial, y su exclusión en el análisis podría

comprometer la seguridad estructural, principalmente en edificaciones cimentadas sobre suelos blandos (Khalil et al, 2007).

Cuando una onda sísmica pasa a través de un estrato de suelo blando, puede debilitarse o intensificarse en comparación con su comportamiento en suelos más firmes, gracias a fenómenos de difracción múltiple. Al llegar a la base de un edificio, la onda provoca un efecto de interacción dinámica entre el suelo y la cimentación. Este efecto incluye influencias cinemáticas e inerciales que impactan tanto en la estructura como en el terreno, y son el resultado de la capacidad del suelo para deformarse ante la acción sísmica (Avilés & Pérez-Rocha, 2004).

Figura 6

Modelo de resortes asumiendo ISE

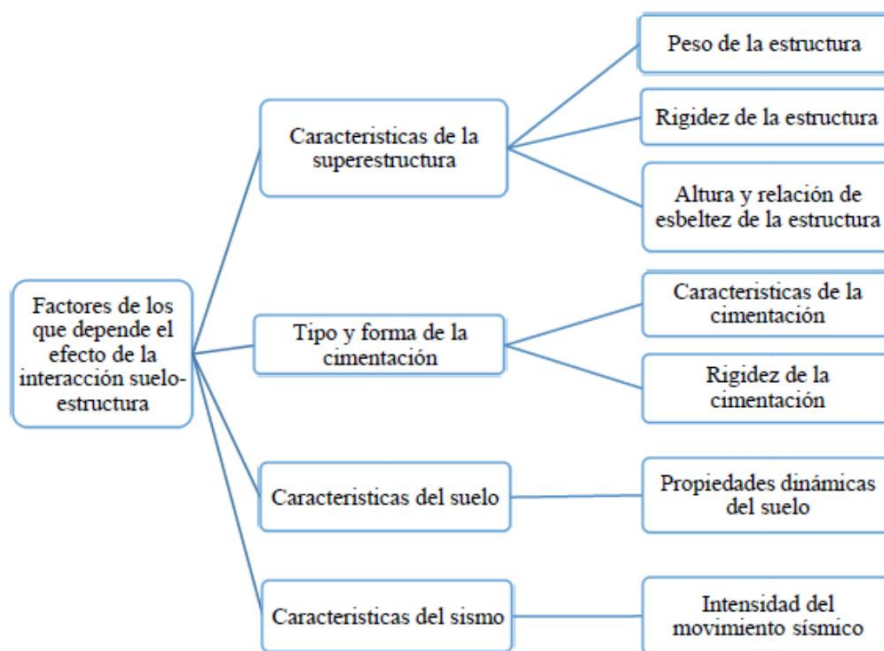


Fuente: (Quispillo Morocho, 2022)

La rigidez global del sistema suelo – estructura está estrechamente vinculada a las propiedades mecánicas del terreno de fundación. En este contexto, la hipótesis de una base infinitamente rígida pierde validez cuando la rigidez del suelo no supera significativamente, en varios órdenes de magnitud, a la de la superestructura. Este desbalance puede inducir una interacción dinámica considerable entre ambos elementos. Incorporar el suelo como parte integral del modelo estructural implica reconocer no solo su capacidad de deformarse, sino también los efectos dinámicos derivados de la masa que este aporta al sistema, lo cual influye directamente en la respuesta sísmica de la edificación (Morales & Espinosa, 2020).

Figura 7

Factores de los que depende la ISE



Fuente: (León, 2016)

2.6.1. Efectos asociados a la interacción Suelo – Estructura

La respuesta estructural frente a cargas estáticas y dinámicas puede verse significativamente alterada si no se consideran los efectos de la interacción suelo–estructura (ISE). Esta influencia depende en gran medida de las características geométricas y mecánicas de la edificación, del tipo de cimentación empleada y de las propiedades del suelo de fundación. Para una evaluación adecuada del comportamiento estructural, es fundamental tener en cuenta varios aspectos, entre los cuales se destacan (Ministerio de Ambiente, D. T, 2010):

- La presencia de suelos blandos y compresibles genera una redistribución significativa de esfuerzos y deformaciones en la zona de contacto bajo la cimentación, afectando tanto la respuesta ante cargas verticales como ante acciones horizontales.

- La consideración de una base flexible, en contraste con la hipótesis clásica de empotramiento perfecto, conduce a un incremento del período natural del sistema acoplado suelo–estructura, lo cual modifica su comportamiento dinámico ante excitaciones sísmicas.
- El amortiguamiento viscoso equivalente del sistema suelo–estructura tiende a incrementarse al incorporar el comportamiento del terreno, debido a los mecanismos adicionales de disipación de energía presentes en el suelo, los cuales no están contemplados cuando se considera únicamente el amortiguamiento estructural.
- Los desplazamientos laterales de la superestructura se incrementan significativamente bajo la acción de cargas sísmicas al considerar la flexibilidad en la base. Este fenómeno se atribuye principalmente a la rotación de la cimentación, llamado efecto de cabeceo, que modifica el patrón de derivas intermedias, aumentando la demanda en ciertos niveles específicos de la edificación.
- La distribución de las fuerzas cortantes, inducidas por sismos entre los distintos elementos del sistema resistente, se ve modificada por la interacción suelo – estructura, especialmente en edificaciones con sistemas estructurales compuestos (como sistemas duales) y cimentaciones heterogéneas o con distintas rigideces. Esto puede generar concentraciones de esfuerzos no previstas en un modelo con base rígida (Quispillo Morocho, 2022).

2.6.2. Tipos de interacción Suelo – Estructura

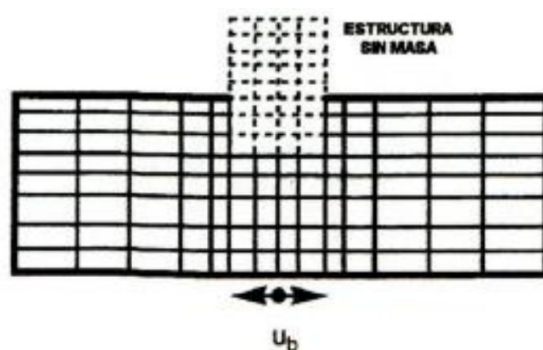
Interacción Cinemática

En condiciones de campo libre, un evento sísmico genera movimientos del terreno tanto en dirección horizontal como vertical. Cuando una cimentación superficial o empotrada dentro

de un estrato de suelo posee una rigidez tal que impide que esta replique fielmente el patrón de deformaciones del suelo circundante, su movimiento se ve afectado por lo que se denomina interacción cinemática. Este fenómeno ocurre independientemente de la masa de la cimentación, ya que está asociado exclusivamente a las discrepancias entre las deformaciones impuestas por el movimiento sísmico del terreno y la capacidad de la cimentación de adaptarse a dichas deformaciones (Angamarca, 2008).

Figura 8

Esquema de interacción cinemática



Fuente: (Kramer, 1988)

Las deformaciones asociadas a la interacción cinemática se evalúan bajo el supuesto de que la cimentación posee rigidez infinita, pero carece de masa. Este tipo de interacción se manifiesta cuando la rigidez del sistema de cimentación impide que este reproduzca fielmente el movimiento del campo libre, generando discrepancias en la transmisión del movimiento sísmico hacia la superestructura (Angamarca, 2008).

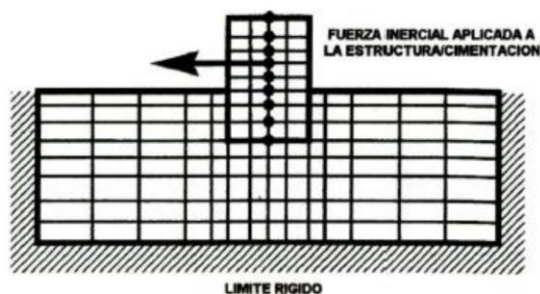
La interacción cinemática tiene la capacidad de generar modos de vibración adicionales en la respuesta de la estructura, modificando así la respuesta dinámica esperada. Por otro lado, la intensidad y repercusiones de este fenómeno están determinadas por diversos factores, entre ellos la configuración geométrica de la cimentación, la estratigráfica del terreno y las características del movimiento sísmico que incide sobre la edificación (Angamarca, 2008).

Interacción inercial

Cuando hablamos de la interacción inercial, tanto la estructura como su cimentación tienen masa, lo que significa que el sistema responde de manera dinámica a las acciones sísmicas. Si el suelo de fundación es deformable, las fuerzas inerciales que se generan en la superestructura se transmiten a través de la cimentación hacia el terreno, causando desplazamientos adicionales en la base. Este comportamiento es muy diferente al de una estructura idealizada con base empotrada, donde se supone que no hay movimiento relativo en la interfaz suelo-cimentación. Por lo tanto, la flexibilidad del terreno introduce efectos dinámicos adicionales que alteran de manera significativa la respuesta global del sistema suelo-estructura (Kramer, 1988).

Figura 9

Representación de interacción inercial



Fuente: (Quispillo Morocho, 2022)

Es fundamental destacar que, en el análisis de interacción inercial, las fuerzas inerciales generadas por la excitación sísmica se aplican únicamente a la estructura, y las modificaciones en la respuesta dinámica se deben a la interacción con el suelo deformable (Kramer, 1988).

Como consecuencia de la masa y la elasticidad combinada del sistema suelo – estructura, la edificación sometida a un movimiento sísmico inducido desde el terreno experimenta un efecto de balanceo, lo que conduce a un alargamiento del período fundamental de vibración del

sistema. Esta interacción también da lugar a un incremento del amortiguamiento equivalente, debido a mecanismos adicionales de disipación de energía en el suelo, así como a una reducción en la ductilidad efectiva de la estructura en comparación con el comportamiento estimado bajo la hipótesis de base rígida o indeformable (Quispillo Morocho, 2022).

2.6.3. Modelos de interacción suelo – estructura

El crecimiento constante de edificaciones en zonas sísmicamente activas del país ha elevado la importancia de garantizar la seguridad estructural como un factor clave en el desarrollo nacional. En este contexto, uno de los principales desafíos en el ámbito de la ingeniería estructural es lograr un equilibrio entre la eficiencia económica y la seguridad sísmica de las construcciones (Morales & Espinosa, 2020).

Una estrategia fundamental para abordar este problema consiste en el desarrollo de metodologías de análisis sísmico que reflejen con mayor precisión el comportamiento real de las edificaciones, particularmente aquellas cimentadas sobre zapatas aisladas. Esto requiere la incorporación explícita de los efectos de la interacción suelo–estructura, los cuales influyen directamente en la respuesta dinámica del sistema y, por consecuencia, en la confiabilidad del diseño estructural frente a eventos sísmicos (Morales & Espinosa, 2020).

En los últimos años, el estudio de la interacción suelo–estructura (ISE) ha cobrado una relevancia creciente dentro del campo de la ingeniería sísmica. De manera general, este fenómeno puede conceptualizarse como un problema de contacto dinámico entre la superestructura y el medio de soporte, en el cual las propiedades mecánicas del terreno influyen directamente en la respuesta estructural (Quispillo Morocho, 2022).

La importancia actual del tema radica en que incluso los modelos dinámicos iniciales desarrollados para representar la ISE han demostrado que esta interacción afecta

significativamente el estado tensional y de deformación de las edificaciones. Como resultado, su consideración se ha vuelto indispensable para obtener una representación más precisa del comportamiento estructural frente a excitaciones sísmicas (Morales & Espinosa, 2020).

Cabe destacar que, a pesar del avance en el estudio de la interacción suelo–estructura, el problema aún se encuentra lejos de una formulación matemática completamente definida, debido a la complejidad inherente del sistema y a la multiplicidad de posibles soluciones, cada una asociada a distintos escenarios de comportamiento. Esta complejidad requiere un enfoque científico riguroso y continuo para su adecuada modelación (Villarreal Castro, 2009).

Sin embargo, las investigaciones más recientes han permitido resolver varios componentes del problema. Un ejemplo significativo es el caso en que la base se modela como un semiespacio elástico y la excitación sísmica se representa como un proceso ondulatorio. Bajo estas condiciones, se han logrado analizar diversos fenómenos de difracción de ondas en la cimentación, lo cual ha permitido caracterizar con mayor precisión la forma en que la acción sísmica afecta la respuesta estructural de la edificación (Villarreal Castro, 2009).

Una aproximación más alineada con los métodos ingenieriles actuales se basa en la incorporación de parámetros de rigidez de la cimentación, los cuales se obtienen mediante investigaciones experimentales o teórico-experimentales que consideran el comportamiento ondulatorio de la acción sísmica. La flexibilidad del suelo de fundación se manifiesta directamente en las propiedades dinámicas del sistema estructural, modificando sus períodos naturales, frecuencias y modos de vibración libre. Estos factores, a su vez, influyen de manera decisiva en la magnitud y distribución de las fuerzas sísmicas que actúan sobre la edificación, condicionando su diseño y su desempeño estructural (SALAS SALAS, 2015).

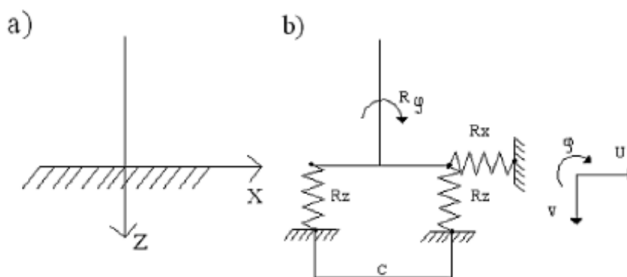
La interacción suelo–estructura (ISE) es un concepto ampliamente aplicado en la práctica profesional de la ingeniería estructural y, al mismo tiempo, constituye un campo de investigación en constante evolución dentro de la ingeniería sísmica. En este contexto, el presente trabajo representa un aporte significativo a la actualización y mejora de los métodos de análisis y diseño de edificaciones cimentadas con zapatas aisladas, al incorporar de forma más realista los efectos dinámicos derivados de la interacción entre la estructura, la cimentación y el suelo de fundación (SALAS SALAS, 2015).

Para llegar hacia una formulación adecuada del problema de interacción suelo–estructura, es necesario iniciar el análisis mediante un modelo simplificado, comúnmente representado por un péndulo invertido con masas concentradas en los niveles de entrepiso. Este enfoque permite comprender de forma básica la respuesta dinámica del sistema (Garay Chávez, 2017).

En este esquema, se incorpora la flexibilidad elástica de la base de fundación, lo cual modifica las condiciones de apoyo del péndulo, reemplazando el concepto de empotramiento rígido por un sistema de fijación más realista. En este modelo (Figura 10), el parámetro “ c ” se refiere al ancho de la cimentación, siendo un valor fundamental para caracterizar la interacción con el suelo y establecer las condiciones límite en el sistema dinámico suelo–estructura.

Figura 10

Condiciones de fijación de la estructura: a) Esquema tradicional; b) Esquema considerando la flexibilidad de la base de fundación



Fuente: (Quispillo Morocho, 2022)

En este esquema las conexiones son elástico – flexibles, que cumplen con las condiciones de un sistema geoméricamente invariable y que surgen tres fuerzas de reacción:

$$R_x = K_x \cdot u$$

$$R_z = K_z \cdot v$$

$$R_\varphi = K_\varphi \cdot \varphi$$

Donde:

K_x, K_z, K_φ : coeficientes de rigidez de conexiones

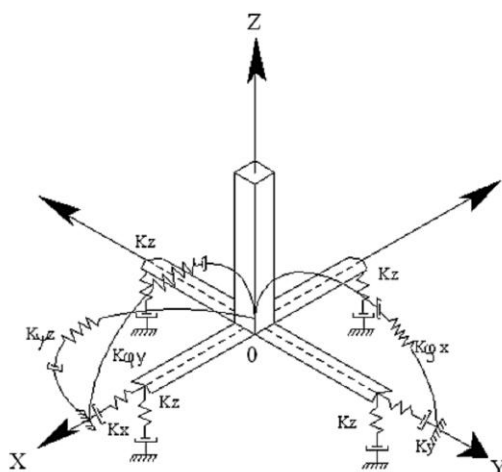
u, v : desplazamientos en las direcciones x, z

φ : ángulo de giro

En el esquema previamente descrito que incorpora la flexibilidad en la base de fundación y el coeficiente de rigidez vertical K_z adquiere un papel relevante en la respuesta estructural. Esto se debe a que, bajo la acción de una componente horizontal del movimiento sísmico, la deformabilidad del terreno induce desplazamientos verticales diferenciales en la cimentación, lo que a su vez genera fuerzas axiales adicionales en las columnas. Estas fuerzas no estarían presentes en un modelo con base perfectamente rígida, por lo que la influencia de K_z resulta determinante para una evaluación más precisa del comportamiento global del sistema suelo–estructura (León, 2016).

Figura 11

Esquema espacial de cálculo de cimentación tipo zapata aislada



Fuente: (Quispillo Morocho, 2022)

Cuando se considera la flexibilidad de la base de fundación, el principal problema es la determinación de los coeficientes de rigidez (Quispillo Morocho, 2022):

K_z : coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme; [kN/m]

K_x, K_y : coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme; [kN/m]

$K_{\phi x}, K_{\phi y}$: coeficiente de rigidez de compresión no uniforme; [kN.m]

$K_{\psi z}$: coeficiente de rigidez de desplazamiento no uniforme; [kN.m]

Para el caso de la acción sísmica en el modelo anterior deben considerarse los siguientes principios (Quispillo Morocho, 2022):

1. La cimentación debe considerarse como un cuerpo completamente rígido.
2. Debe describirse como una masa puntual ubicada en el centro de gravedad de la zapata aislada.
3. El efecto sísmico actúa como una acción externa. (Garay Chávez, 2017).

2.6.3.1. Modelo de Winkler

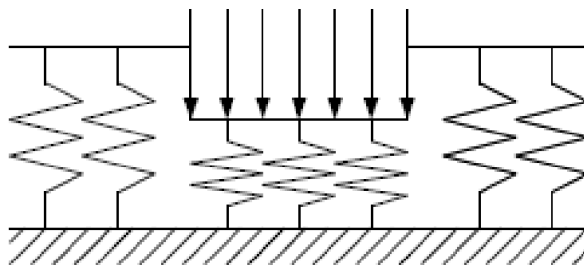
Uno de los métodos más empleados para incorporar la interacción suelo – estructura en el análisis estructural es el denominado modelo del coeficiente de balasto, también conocido como modelo de Winkler. Este enfoque se basa en la hipótesis de que el asentamiento del terreno en un punto específico es directamente proporcional a la presión de contacto transmitida por la cimentación sobre ese punto (Delgado, 2019).

El modelo de Winkler idealiza al suelo como un conjunto infinito de resortes elásticos independientes, cada uno con una rigidez definida como el cociente entre la presión de contacto (p) y el asentamiento correspondiente (y). Esta rigidez unitaria se conoce como módulo de balasto o coeficiente de reacción del terreno, denotado por (k_s), y representa la capacidad del suelo para resistir deformaciones verticales bajo cargas aplicadas localmente (Delgado, 2019).

$$k_s = \frac{p}{y}$$

Figura 12

Modelo de Winkler



Fuente: (Quispillo Morocho, 2022)

El módulo de balasto se lo puede obtener a partir de la determinación de parámetros característicos del suelo por medio de las siguientes expresiones:

$$k_s = \frac{Es}{b(1 - \mu^2)}$$

Donde:

k_s : módulo de balasto

E_s : módulo de deformación o elasticidad

μ : coeficiente de Poisson del suelo

b : ancho de la cimentación

$$k_s = \frac{E_s}{\omega \cdot A^{0.5} \cdot (1 - \mu^2)}$$

Donde:

k_s : módulo de balasto

E_s : módulo de deformación o elasticidad

A : área de la base de la cimentación

ω : coeficiente de forma de la cimentación (zapata de largo L y ancho b)

μ : coeficiente de Poisson del suelo

Tabla 3

Coeficiente de forma de la cimentación

L/b	1	1.5	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ω	0.88	0.87	0.86	0.83	0.80	0.77	0.74	0.73	0.71	0.69	0.67

Fuente: (Quispillo Morocho, 2022)

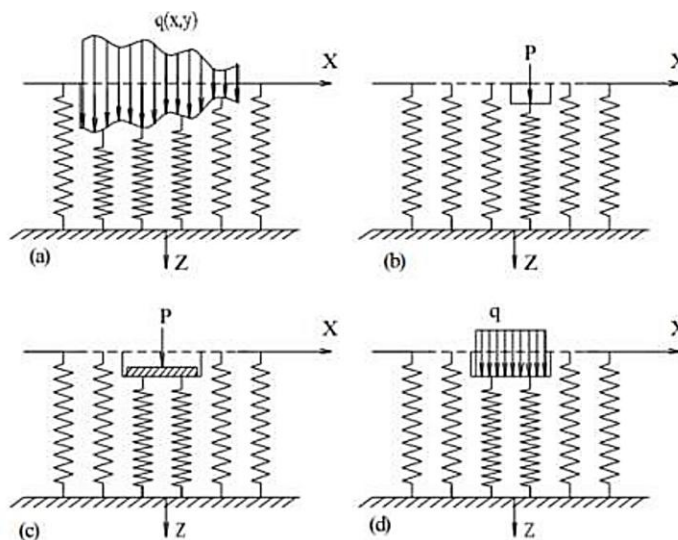
Este modelo (Winkler) destaca por su simplicidad y practicidad en la representación de la interacción suelo–estructura, lo que ha favorecido su amplia adopción en la práctica ingenieril. Comparado con otros modelos más complejos, ofrece una aproximación razonablemente precisa del comportamiento del sistema, principalmente en casos de cimientos flexibles, como las losas de cimentación, donde la distribución de presiones y asentamientos puede ser adecuadamente estimada (Cabrera, 2020).

No obstante, la efectividad de este modelo está estrechamente ligada a la adecuada estimación del módulo de reacción del terreno (k_s), cuya precisión resulta muy esencial para

poder obtener resultados confiables. Una limitación importante de este enfoque es que no contempla la interacción entre los elementos adyacentes del suelo, considerándolos de manera independiente, lo cual puede generar incertidumbre en el diseño, especialmente cuando se trata de suelos heterogéneos o en condiciones de contorno complejas (Cabrera, 2020).

Figura 13

Respuesta del suelo bajo efectos de interacción de rigideces de Winkler



Fuente: Selvadurai, 1979

2.6.3.2. Modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov

A partir de múltiples investigaciones experimentales orientadas a la determinación de los coeficientes de rigidez de cimentaciones (T_n/m y $T_n.m$)—, el científico ruso D.D. Barkan formuló un conjunto de expresiones empíricas que permiten estimar la rigidez del sistema suelo – cimentación en función de parámetros geométricos y mecánicos del terreno. Estas expresiones constituyen una herramienta fundamental en el análisis dinámico de estructuras apoyadas sobre suelos deformables (Quispillo Morocho, 2022).

$$k_z = C_z A; \quad k_x = C_x A; \quad k_\varphi = C_\varphi I$$

Donde:

C_z, C_φ : coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme [Tn/m³]

C_x : coeficiente de desplazamiento elástico uniforme [Tn/m³]

A : área de la base de la cimentación [m²]

I : momento de inercia de la base de la cimentación respecto al eje principal, perpendicular al plano de vibración [m⁴]

La forma final para determinar los coeficientes de compresión y desplazamiento [Tn/m³] de la base en el modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov es la siguiente (Quispillo Morocho, 2022):

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

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

$$C_\varphi = C_0 \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}}$$

Donde:

C_0, D_0 : coeficientes [Tn/m³] obtenidos a través de experimentos realizados para $\rho = \rho_0$ [Tn/m²]

a, b : dimensiones de la cimentación en el plano [m]

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

Para cálculos prácticos se recomienda utilizar las siguientes formulas [Tn/m³]:

$$C_0 = 1,7 \cdot \frac{E_0}{1 - \mu^2} \cdot 10^{-3}$$

$$D_0 = 1,7 \cdot \frac{E_0}{(1 - \mu)(1 - 0,5\mu)} \cdot 10^{-3}$$

Donde:

E_0 : módulo de elasticidad, calculado experimentalmente para una presión estática del suelo de $0,1 - 0,2 \text{ kgf/cm}^2$

μ : coeficiente de Poisson (Quispillo Morocho, 2022).

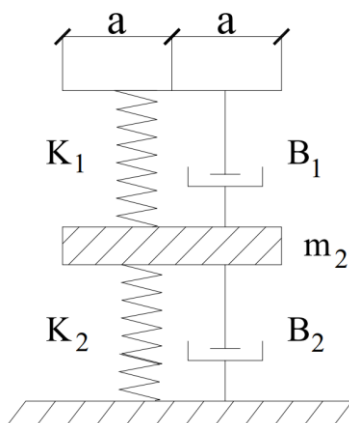
2.6.3.3. Modelo V.A. Ilichev

El modelo dinámico propuesto por V.A. Ilichev fue desarrollado con el propósito de abordar problemas de interacción suelo–estructura de tipo ondulatorio, considerando al terreno como un semiespacio elástico. Inicialmente, el esquema de cálculo asociado a este modelo fue aplicado al estudio de vibraciones verticales en cimentaciones circulares, apoyadas sobre un semiespacio elástico isótropo, lo que permitió analizar el comportamiento dinámico de la cimentación frente a excitaciones verticales (Quispillo Morocho, 2022).

La formulación matemática y física de este modelo, facilita una comprensión más precisa del comportamiento de la propagación de ondas a través del suelo y su impacto en la respuesta estructural, el esquema de cálculo asociado, mostrado en la figura 14, constituye la base para el desarrollo de soluciones analíticas y numéricas en el análisis de problemas de interacción dinámica (Quispillo Morocho, 2022).

Figura 14

Modelo dinámico V.A. Ilichev



Fuente: (Quispillo Morocho, 2022)

En el modelo dinámico propuesto, la parte superior del sistema está representada por una placa idealizada sin peso, donde el resorte de rigidez K_1 y el amortiguador B_1 simulan el efecto inducido por las ondas longitudinales (P) en el terreno. Los valores de K_1 y B_1 están determinados en función del radio de la placa, la densidad del material del semiespacio y la velocidad de propagación de las ondas longitudinales, siendo independientes tanto del coeficiente de Poisson (μ) como de la velocidad de las ondas transversales (S) (Quispillo Morocho, 2022).

Por otro lado, la parte inferior del sistema representa el comportamiento dinámico de la placa sometida a la acción de ondas transversales y ondas Rayleigh. En esta región, los parámetros m_2 , K_2 y B_2 también dependen de las dimensiones geométricas de la placa y de la densidad del medio, pero a diferencia del sistema superior, sí están influenciados por el coeficiente de Poisson y la velocidad de las ondas transversales (C_2), siendo independientes de las propiedades de las ondas longitudinales (Quispillo Morocho, 2022).

Este modelo permite desacoplar la influencia dinámica de los diferentes tipos de ondas sísmicas, longitudinales, transversales y Rayleigh, sobre el movimiento de la placa, proporcionando así una aproximación más detallada y diferenciada del comportamiento dinámico del sistema suelo – estructura (Quispillo Morocho, 2022).

El modelo dinámico que estamos analizando tiene 1,5 grados de libertad. Uno de esos grados de libertad se refiere a la parte inferior del sistema, que está relacionado con el movimiento dinámico que ocurre ante ondas transversales y Rayleigh. El medio grado de libertad que queda se asigna a la parte superior, donde se simula el efecto de las ondas longitudinales sobre la placa sin masa.

Posteriormente, este modelo fue generalizado para incluir los efectos de vibraciones horizontales y rotacionales de la cimentación, considerando su apoyo sobre una base elástica con variación lineal de las propiedades mecánicas del suelo en función de la profundidad. En este caso el módulo de elasticidad del terreno, denotado como $E_{(z)}$, se aproxima mediante una función que describe su cambio con la profundidad, de acuerdo con una ley de la forma:

$$E_z = E_0 \left[tg\psi \cdot \frac{z}{\alpha} + 1 \right]$$

Donde:

E_0 : módulo de elasticidad del suelo en la superficie [Tn/m²]

z : coordenada de profundidad del suelo de fundación, respecto a su superficie [m]

ψ : ángulo de fricción interna del suelo

α : 1m

La aproximación que se ha definido describe cómo varían las propiedades de deformación de la base a diferentes profundidades: hasta $5a$ para las vibraciones verticales, $3a$ para las rotacionales y $2a$ para las horizontales (Quispillo Morocho, 2022).

Donde $a = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$, radio en metros asumido de la base de la cimentación, de área A .

Los cinco parámetros adimensionales del modelo mecánico de la base con 1,5 grados de libertad, representan una dependencia lineal de $\sqrt{A}$ (Villarreal Castro, 2009).

$$Y = Y_0 + Y_1 \cdot tg\psi \cdot \sqrt{\frac{A}{\alpha}}$$

Donde:

Y : cualquier parámetro con índice o sin índice.

$b_{z1}, K_{z1}, m_z, b_{z2}, K_{z2}$: coeficientes para las vibraciones verticales, donde el amortiguador

b_{z1} y la rigidez K_{z1} corresponden a la parte superior del modelo (medio grado de

libertad) y los coeficientes m_z, b_{z2}, K_{z2} a la parte inferior (un grado de libertad).

$b_{\varphi1}, K_{\varphi1}, m_{\varphi}, b_{\varphi2}, K_{\varphi2}$: parámetros análogos para las vibraciones rotacionales.

$b_{x1}, K_{x1}, m_x, b_{x2}, K_{x2}$: coeficientes para las vibraciones horizontales (Villarreal Castro, 2009).

Los miembros Y_0, Y_1 se determinan por las tablas 4 y 5, dependientes del tipo de vibración y coeficiente de Poisson (μ) de la base de fundación (Villarreal Castro, 2009).

Tabla 4

Coeficientes y parámetros de vibraciones horizontales, rotacionales y horizontales

μ	b_{0z1}	K_{0z1}	m_{0z}	b_{0z2}	K_{0z2}
0,25	5,34	21,80	2,80	6,21	7,50
0,35	6,44	26,30	3,12	6,90	8,40
0,45	10,53	43,00	3,29	7,50	9,20
μ	$b_{0\varphi1}$	$K_{0\varphi1}$	$m_{0\varphi}$	$b_{0\varphi2}$	$K_{0\varphi2}$
0,25	1,36	5,60	1,00	1,60	7,50
0,35	1,63	6,70	1,03	1,70	7,90
0,45	2,50	10,70	0,84	1,60	7,30
μ	b_{0x1}	K_{0x1}	m_{0x}	b_{0x2}	K_{0x2}
0,25	3,10	12,40	1,80	5,20	7,60
0,35	3,10	12,40	1,90	5,70	8,30
0,45	3,10	12,40	2,10	6,40	9,20

Fuente: (Villarreal Castro, 2009)

Tabla 5

Coefficientes y parámetros de vibraciones horizontales, rotacionales y horizontales

μ	b_{1z1}	K_{1z1}	m_{1z}	b_{1z2}	K_{1z2}
0,25	0,87	3,56	0,56	0,62	2,88
0,35	1,06	4,34	0,62	0,78	3,50
0,45	1,81	7,41	0,69	0,78	3,72
μ	$b_{1\varphi1}$	$K_{1\varphi1}$	$m_{1\varphi}$	$b_{1\varphi2}$	$K_{1\varphi2}$
0,25	0,22	1,16	0,12	0,12	1,34
0,35	0,28	1,41	0,16	0,12	1,81
0,45	0,50	1,97	0,16	0,12	1,81
μ	b_{1x1}	K_{1x1}	m_{1x}	b_{1x2}	K_{1x2}
0,25	0,53	2,09	0,28	0,75	1,53
0,35	0,53	2,09	0,31	0,84	1,87
0,45	0,53	2,09	0,37	0,84	1,91

Fuente: (Villarreal Castro, 2009)

Los parámetros adimensionales Y se determinan en forma dimensional por las siguientes formulas.

Para vibraciones rotacionales:

$$K_{\varphi} = (C_2)^2 \cdot \rho K_{\varphi} a^3$$

$$B_{\varphi} = (C_2)^2 \cdot \rho b_{\varphi} a^4$$

$$M_{\varphi} = \rho a^5 m_{\varphi}$$

Para vibraciones horizontales (verticales):

$$K_{X(Z)} = (C_2)^2 \cdot \rho K_{X(Z)} a$$

$$B_{X(Z)} = (C_2)^2 \cdot \rho b_{X(Z)} a^2$$

$$M_{X(Z)} = \rho a^3 m_{X(Z)}$$

Donde:

C_2 : velocidad de propagación de la onda transversal.

ρ : densidad del suelo de la base de fundación.

Se ha demostrado, experimentalmente en trabajos, que el modelo analizado puede ser simplificado eliminando la masa m_2 , cuando el coeficiente de Poisson varía en el intervalo $0 \leq \mu \leq 0,4$ (Villarreal Castro, 2009).

Considerando que en modelo analizado las conexiones con rigideces K_1 y K_2 están unidas consecutivamente, en el cálculo se ingresa la rigidez equivalente determinada por la formula:

$$K = \frac{K_1 \cdot K_2}{K_1 + K_2}$$

El modelo dinámico propuesto por V.A. Ilichev, previamente expuesto, constituye un enfoque netamente teórico fundamentado en la solución analítica del problema de interacción dinámica suelo-estructura, considerando al terreno como un semiespacio elástico idealizado (Villarreal Castro, 2009).

2.6.3.4. Modelo A.E. Sargsian

En las investigaciones realizadas por A.E. Sargsian y A.A. Najapetian, se desarrolló un modelo dinámico alternativo de interacción suelo–estructura, empleado principalmente con fines académicos y de análisis conceptual. Este modelo permite evaluar la respuesta dinámica del sistema considerando parámetros fundamentales de rigidez del terreno (Villarreal Castro, 2009).

De acuerdo con este enfoque, el análisis incorpora parámetros de rigidez cuasiestáticos de la base de fundación, específicamente:

Kx : rigidez traslacional en dirección horizontal,

$K\varphi$: rigidez rotacional,

Kz : rigidez vertical.

Estos coeficientes se determinan mediante expresiones empíricas o semiteóricas que dependen de las características geométricas de la cimentación y de las propiedades mecánicas del suelo. Las fórmulas específicas utilizadas para su cálculo permiten aproximar el comportamiento

de la cimentación ante solicitaciones dinámicas, tomando en cuenta las deformaciones inducidas por el movimiento sísmico en un entorno elástico (Villarreal Castro, 2009).

$$K_x = \frac{28,8 \cdot (1 - \mu^2) \cdot \rho \cdot C_2^2 \cdot \sqrt{A}}{\pi \cdot (7 - 8\mu)}$$

$$K_\varphi = \frac{8,52 \cdot \rho \cdot C_2^2 \cdot I}{\sqrt{\pi} \cdot (1 - \mu) \cdot \sqrt{A}}$$

$$K_z = \frac{\rho \cdot C_1^2 \cdot \sqrt{A}}{\Phi \cdot (1 - \mu^2)}$$

Donde:

ρ : densidad del suelo de fundación [Tn.s²/m⁴]

A : área de la base de la cimentación [m²]

I : momento de inercia [m⁴] del área de la base de la cimentación correspondiente al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración

Φ : 0,833

C_1 : velocidad de expansión de las ondas longitudinales en el suelo de fundación [m/s]

C_2 : velocidad de expansión de las ondas transversales [m/s]

Respecto a la concepción de semiespacio elástico, las velocidades de propagación de las ondas longitudinales y transversales se pueden calcular por las siguientes fórmulas (Villarreal Castro, 2009):

$$C_1^2 = \frac{(1 - \mu) \cdot E}{(1 + \mu) \cdot (1 - 2\mu)\rho}$$

$$C_2^2 = \frac{E}{2(1 + \mu) \cdot \rho}$$

Donde:

E : módulo de elasticidad del suelo de fundación

2.6.3.5. Modelo Norma ASCE 41 – 17

El enfoque propuesto por la norma ASCE 41 – 17 de los Estados Unidos establece el uso del módulo de corte G en sus expresiones para la estimación del factor de rigidez en el análisis de interacción suelo–estructura. No obstante, debido a la limitada disponibilidad de estudios detallados de respuesta sísmica del sitio, las directrices del código se utilizan principalmente como referencia general. En particular, la Figura 17 de dicha norma proporciona una guía útil para relacionar la demanda sísmica esperada con el tipo de suelo, permitiendo una aproximación razonable en ausencia de datos específicos del terreno (ASCE, 2017).

Módulo de corte

De acuerdo a lo establecido en la norma ASCE 41 – 17 y ASCE 17 – 16 el módulo de corte se puede calcular por la siguiente expresión.

$$G_0 = \frac{yv_{so}^2}{g}$$

Donde:

y : peso unitario del suelo

g : aceleración de la gravedad

Módulo de corte efectivo

Para encontrar el módulo de corte efectivo se usa la tabla 19.3-2 del ASCE 7 – 16 en donde el valor de G_0 se modifica por el factor designado en la Figura 15.

Figura 15

Módulo de corte efectivo (G/G_o)

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

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

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

Fuente: (ASCE 7 – 16, 2017)

Con estos datos de entrada para este modelo, calculamos las rigideces de la cimentación en la superficie del terreno, cuyas fórmulas se presentan a continuación:

Tabla 6

Rigideces de fundación en la Superficie

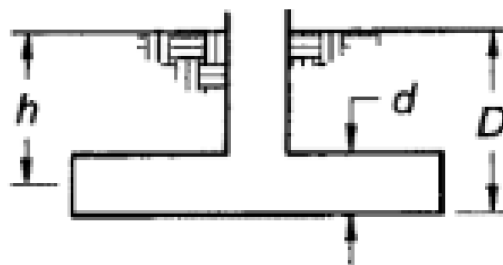
Rigideces de Fundación en la Superficie	Grados de Libertad
$K_{xsur} = \frac{G \cdot B}{2 - \nu} \left(3,4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0,65} + 1,20 \right)$	Traslación a lo largo del eje X
$K_{ysur} = \frac{G \cdot B}{2 - \nu} \left(3,4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0,65} + 0,4 \cdot \frac{L}{B} + 0,8 \right)$	Traslación a lo largo del eje Y
$K_{zsur} = \frac{G \cdot B}{2 - \nu} \left(1,55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0,75} + 0,8 \right)$	Traslación alrededor del eje Z
$K_{xxsur} = \frac{G \cdot B^3}{1 - \nu} \left(0,4 \left(\frac{L}{B} \right) + 0,1 \right)$	Balanceo alrededor del eje X
$K_{yyur} = \frac{G \cdot B^3}{1 - \nu} \left(0,47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2,4} + 0,034 \right)$	Balanceo alrededor del eje Y
$K_{zzsur} = GB^3 \left(0,53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2,45} + 0,51 \right)$	Torsión alrededor del eje Z

Fuente: (ASCE, 2017)

Utilizando estos parámetros, se lleva a cabo la corrección por los factores de empotramiento del terreno, cuyas fórmulas se presentan en la tabla 5.

Figura 16

Factores para Corrección en empotramiento

**Fuente:** (ASCE, 2017)**Tabla 7**

Factores para Corrección en empotramiento

Factores de Corrección por Empotramiento	Grados de Libertad
$B_x = \left(1 + 0,21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \left(1 + 1,6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0,4} \right)$	Traslación a lo largo del eje X
$B_y = \left(1 + 0,21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \left(1 + 1,6 \left(\frac{hd(B+L)}{LB^2} \right)^{0,4} \right)$	Traslación a lo largo del eje Y
$B_z = \left(1 + \frac{1}{21} \cdot \frac{D}{B} \right) \left(2 + 2,6 \left(\frac{B}{L} \right) \left(1 + 0,32 \frac{d(B+L)}{BL} \right)^{\frac{2}{3}} \right)$	Traslación alrededor del eje Z
$B_{xx} = \left(1 + 2,5 \cdot \frac{d}{B} \right) \left(1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-2} \right) \left(\sqrt{\frac{B}{L}} \right)$	Balanceo alrededor del eje X
$B_{yy} = \left(1 + 1,4 \cdot \frac{d}{L} \right)^{0,6} \left(1,5 + 3,7 \left(\frac{d}{L} \right)^{1,9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0,6} \right)$	Balanceo alrededor del eje Y
$B_{zz} = \left(1 + 2,6 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0,9} \right)$	Torsión alrededor del eje Z

Fuente: (ASCE, 2017)**2.6.4. Problemas al no considerar la interacción suelo – estructura****2.6.4.1. Resonancia**

Este fenómeno ocurre cuando el periodo de vibración de un sistema estructural es igual o coincide con el periodo de vibración de la fuerza que actúa sobre el sistema, es decir, si la

estructura entra en resonancia los esfuerzos y desplazamientos se amplifican demasiado dando lugar a posibles daños estructurales y colapsos (Badillo, 2015).

La interacción suelo – estructura influye significativamente en la transmisión y amplificación de las ondas sísmicas desde el terreno hacia la edificación. En particular, cuando una construcción se asienta sobre suelos blandos, la flexibilidad de la cimentación impide que la base se comporte como un empotramiento rígido. Esta condición genera una respuesta dinámica acoplada en la que el suelo y la estructura vibran de forma independiente, incrementando la posibilidad de resonancia estructural cuando los periodos naturales del suelo y la estructura son coincidentes o cercanos (Badillo, 2015).

Este fenómeno no solo modifica la amplitud de los desplazamientos y aceleraciones, sino también influye en la demanda sísmica global que debe resistir la edificación, haciendo indispensable considerar la ISE para lograr un análisis sísmico más realista y seguro (Badillo, 2015).

2.6.4.2. Limites colindantes entre estructuras

Una de las causas relevantes de daños estructurales durante sismos de gran magnitud es el fenómeno conocido como “golpeteo” o “pounding”, el cual ocurre cuando dos edificaciones adyacentes, separadas por una distancia insuficiente, entran en contacto debido a sus desplazamientos relativos inducidos por el movimiento sísmico. Este impacto puede generar daños significativos en elementos estructurales y no estructurales, comprometiendo la integridad de ambas construcciones (Parra Yamba & Sarango Loachamín, 2016).

El análisis de fenómeno de colisión entre edificaciones adyacentes, considerando los efectos de interacción suelo – estructura, resulta muy esencial. Esto se debe principalmente, a que la integración de la flexibilidad del suelo de cimentación produce variaciones significativas

en los desplazamientos máximos entre niveles, en comparación con los resultados obtenidos bajo la incorporación de base rígida. Es por ello, imprescindible incluir la ISE en el estudio dinámico para lograr una predicción más precisa del comportamiento estructural y definir estrategias de mitigación efectivas (Parra Yamba & Sarango Loachamín, 2016).

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo de Peligro Sísmico da algunas consideraciones para evitar el golpeteo que puede llegar a ser destructivo para las estructuras (NEC-SE-DS, 2015).

- Es importante establecer separaciones mínimas entre las estructuras para prevenir el golpeo entre las estructuras adyacentes o entre las partes de una misma estructura que se han diseñado para estar separadas, especialmente debido a las deformaciones laterales.
- También se debe tener en cuenta el impacto negativo que puede tener en los sistemas de entrepiso de las estructuras cercanas cuando no están alineadas a la misma altura.
- En cuanto a los casos de coincidencia o no coincidencia, la norma específica en la sección 5.1.2 la cuantificación de la separación máxima entre estructuras adyacentes (NEC-SE-DS, 2015).

2.6.5. *Flexibilidad del suelo y la cimentación*

Los análisis dinámicos convencionales suelen asumir que la base de la estructura está empotrada rígidamente al terreno, considerando al suelo como un medio incompresible e indeformable. Sin embargo, cuando se incorpora la interacción suelo–estructura (ISE) en el análisis, es necesario considerar la flexibilidad del sistema de cimentación en sus tres componentes principales: vertical, horizontal y rotacional (Rodríguez Rodríguez & Cedeño Calderón, 2023).

Para representar de manera más realista estas condiciones de contorno del suelo, se emplea una idealización del sistema mediante resortes elásticos equivalentes que simulan la respuesta del suelo frente a las deformaciones, esta aproximación afecta la respuesta dinámica de la estructura, causando modificaciones en el periodo fundamental de vibración, así como los desplazamientos laterales y derivas entre pisos. En consecuencia, el modelo estructural se adapta con mayor precisión al comportamiento observado en condiciones de campo libre, esto contribuye a mejorar la exactitud del análisis y del diseño sismo resistente (Rodríguez Rodríguez & Cedeño Calderón, 2023).

Dentro de la guía práctica del FEMA P – 2091, se establecen las propiedades del suelo que se necesitan para el cálculo de las flexibilidades, las mismas que son: velocidad media de la onda de corte (V_{so}), módulo de corte efectivo del suelo (G) y relación de Poisson (ν) (FEMA P-2091, 2020).

2.7. Análisis Sísmico

El análisis sísmico tiene como propósito principal determinar las fuerzas internas y momentos inducidos por acciones sísmicas en los distintos elementos estructurales, como paso previo indispensable para el diseño sismo-resistente de la edificación. Este análisis debe realizarse conforme a los criterios y normativas técnicas específicas de la región o país donde se lleva a cabo el proyecto, como es el caso de la NEC-SE-DS en Ecuador.

Hay varios métodos para llevar a cabo análisis sísmicos, cada uno con distintos grados de complejidad y aplicación. Por esta razón, resulta fundamental seleccionar el método que mejor se ajuste a las condiciones específicas del estudio, tales como la regularidad estructural, altura del edificio, tipo de sistema estructural y propiedades del suelo. El objetivo es obtener una

representación lo más precisa posible del comportamiento estructural frente a un evento sísmico, optimizando la seguridad y eficiencia del diseño (Toapanta Tixilema, 2016).

2.8. Análisis Sísmico Dinámico

El comportamiento real de una estructura frente a cargas y desplazamientos es, en esencia, de naturaleza dinámica, lo cual se fundamenta en la segunda ley de Newton, que establece que la fuerza de inercia es igual al producto de la masa por la aceleración. La magnitud de estas fuerzas de inercia depende directamente de la velocidad con la que se aplican las cargas o desplazamientos. Si las acciones son aplicadas de forma lenta o cuasi estática, las fuerzas de inercia pueden considerarse despreciables, lo que justifica el uso de métodos de análisis estático. En este sentido, el análisis dinámico puede entenderse como una extensión más general del análisis estático, al incluir los efectos inerciales y amortiguadores que surgen durante un evento sísmico (Toapanta Tixilema, 2016).

Bajo esta perspectiva, toda estructura, independientemente de su regularidad geométrica o estructural, puede ser evaluada mediante un análisis dinámico. Dentro de este tipo de análisis, es posible establecer dos enfoques diferenciados:

- Para edificaciones convencionales, el método recomendado es el análisis modal espectral, el cual permite estimar la respuesta dinámica mediante la superposición de modos de vibración.
- Para estructuras especiales o de gran complejidad, se requiere un enfoque más riguroso mediante el análisis dinámico no lineal tiempo-historia, que considera la evolución temporal detallada de la acción sísmica y la respuesta estructural (Toapanta Tixilema, 2016).

Dentro del análisis dinámico tradicional, es común emplear un modelo simplificado que represente la estructura como un péndulo invertido con una masa concentrada en los entrepisos. Este método desprecia la masa de las columnas, considerándolas únicamente como elementos que aportan rigidez al sistema estructural (Aguilar Falconí, 2012).

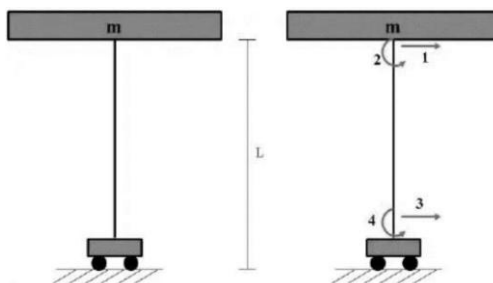
Dentro de este esquema, existe una versión sencilla pero representativa de la interacción suelo–estructura (ISE) que contempla cuatro grados de libertad distribuidos de la siguiente manera:

- Traslacional en la superestructura,
- Rotacional en la superestructura,
- Traslacional en la cimentación,
- Rotacional en la cimentación.

Tal como se muestra en la Figura 8, el modelo ubicado en el lado izquierdo ilustra los valores de masa considerados en el análisis, donde se asigna la masa de la cimentación como m_0 y la masa de la cubierta como m . Este tipo de representación permite capturar de manera más completa los efectos dinámicos acoplados entre la estructura y el suelo de fundación, y resulta útil como herramienta académica y conceptual en estudios preliminares de ISE (Aguilar Falconí, 2012).

Figura 17

Modelo de interacción suelo-estructura del péndulo invertido



Fuente: (Aguilar, 2012)

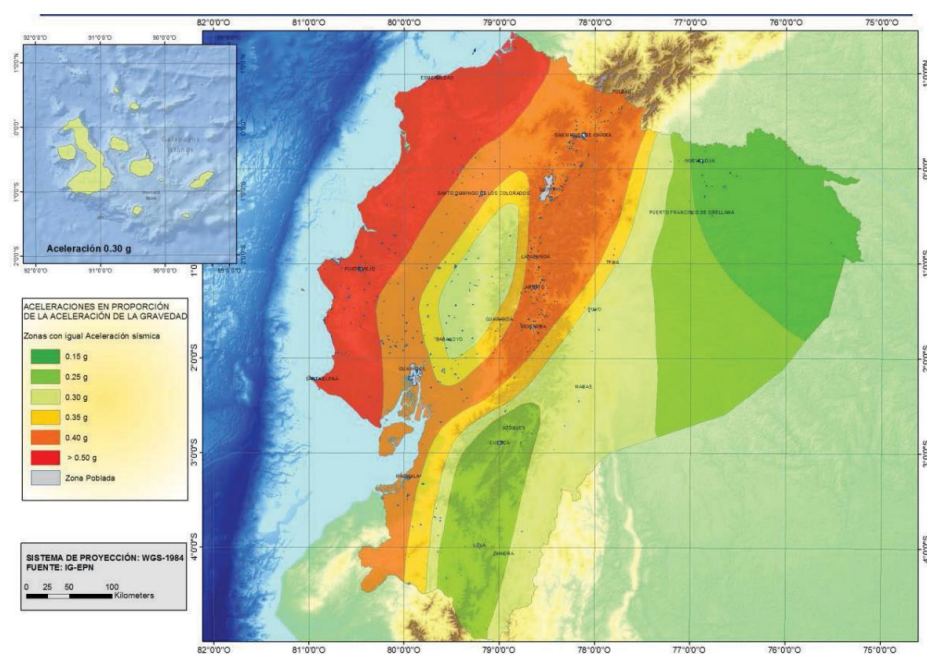
2.9. Fundamentación y normativa para el diseño

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) constituye una actualización del Código Ecuatoriano de la Construcción (COE-2001), desarrollada con el propósito de modernizar y fortalecer las normativas técnicas en el ámbito de la edificación. Esta revisión incorpora los avances científicos y tecnológicos más recientes, con el objetivo de optimizar los mecanismos de control en los procesos constructivos y, de esta manera, incrementar la seguridad estructural de las obras civiles. Su aplicación busca minimizar el riesgo de colapsos y mitigar las consecuencias de desastres naturales, promoviendo edificaciones más seguras y resilientes frente a eventos sísmicos y otras amenazas (Areválo & Quizhpi, 2017). Además, busca:

- Definir principios mínimos para el diseño y montaje en obra.
- Garantizar y priorizar la habitabilidad en la edificación.
- Establecer responsabilidades, obligaciones y derechos del personal involucrado en el proceso constructivo de la edificación (Rodríguez Rodríguez & Cedeño Calderón, 2023).

2.9.1. Peligrosidad Sísmica y Zonificación del factor z en el Ecuador

En edificaciones de uso común, se utiliza el parámetro Z , el cual representa la aceleración máxima esperada en roca durante un sismo de diseño, expresada como una fracción de la aceleración debido a la gravedad. Este valor varía según las diferentes zonas sísmicas establecidas en el territorio ecuatoriano (NEC-SE-DS, 2015).

Figura 18*Mapa de zonas sísmicas del Ecuador***Fuente:** (NEC-SE-DS, 2015)

El mapa de zonificación sísmica utilizado para el diseño estructural se basa en los resultados del estudio de peligro sísmico correspondiente a un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, lo que equivale un período de retorno de 475 años. Este estudio incorpora una saturación de 0.50 g en los valores de aceleración sísmica en roca para la región costera del Ecuador, correspondiente a la zona VI (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 8*Factor de zona z*

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

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

La investigación se realiza en el cantón Montecristi, perteneciente a la provincia de Manabí, fronterizo con la ciudad de Manta, es decir, ubicado en una zona sísmica VI, con una caracterización de peligro sísmico muy alta y un factor $Z \geq 0.50$.

2.9.2. Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d , F_s

La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece una relación entre el tipo de perfil de suelo, la zona sísmica y los coeficientes de amplificación sísmica. En la tabla correspondiente se presentan los valores del coeficiente F_a , el que se emplea para amplificar las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones, partiendo del diseño en condiciones de roca.

Tabla 9

Tipo de suelo y factor de sitio F_a

Tipo de perfil de subsuelo	Factor Z					
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E	1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

De igual manera, la Tabla 10 incluye valores del coeficiente F_d , mismo que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos, aplicable al diseño en roca.

Tabla 10

Tipo de suelo y Factor de sitio F_d

Tipo de perfil de subsuelo	Factor Z					
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.10	1.75	1.70	1.65	1.60	1.50

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

La Tabla 11 describe los valores del coeficiente F_s , toma en cuenta el comportamiento no lineal de los suelos y la degradación del período del sitio, el cual depende tanto de la intensidad como del contenido de frecuencia de la excitación sísmica. Además, añade consideraciones sobre los desplazamientos relativos del suelo para los espectros de aceleraciones y desplazamientos (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 11

Tipo de suelo y Factor de sitio F_s

Tipo de perfil de subsuelo	Factor Z					
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.9.3. Categoría y coeficiente de importancia I del edificio

Este factor tiene como objetivo aumentar la demanda sísmica de diseño en aquellas estructuras que, debido a su función o relevancia, deben mantenerse operativas o experimentar el menor daño posible durante y después de un sismo de diseño. Este factor garantiza un nivel adicional de seguridad para edificaciones esenciales o con alta ocupación (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 12

Categoría y coeficiente de importancia I

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica.	1.5

	Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1

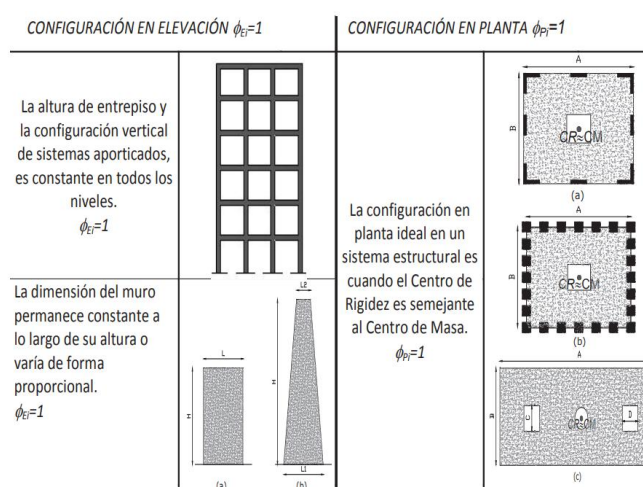
Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.9.4. Irregularidades y coeficientes de configuración estructural

De manera similar a los coeficientes de importancia, la Norma Ecuatoriana de la Construcción contempla también coeficientes de irregularidad en planta y en elevación. En consecuencia, para edificaciones que presenten este tipo de irregularidades, la norma exige la aplicación de coeficientes de configuración estructural, los cuales funcionan como un mecanismo de penalización en el diseño sísmico. Su finalidad es considerar los efectos adversos que estas irregularidades pueden generar, ya que podrían comprometer el comportamiento estructural ante un evento sísmico.

Figura 19

Configuraciones estructurales recomendadas

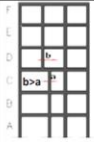
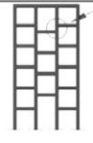


Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

La normativa también enfatiza la importancia de evitar cambios bruscos en la rigidez y resistencia de la estructura, como los ilustrados en la Figura 13. Estas discontinuidades pueden provocar una concentración de daños en ciertos elementos, lo que a su vez compromete la ductilidad global del sistema estructural. Por ello, este tipo de configuraciones no se consideran adecuadas ni recomendables en el diseño sismo resistente.

Figura 20

Configuraciones estructurales no recomendadas

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN	IRREGULARIDADES EN PLANTA
Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. 	Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical. Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente. 
Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada). 	
Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras. 	

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.9.4.1. Coeficiente de irregularidad en planta

Para calcular el coeficiente de irregularidad en planta, es fundamental llevar a cabo un análisis detallado para cada tipo de irregularidad y para cada nivel o piso de la construcción. Este cálculo se realiza utilizando la siguiente fórmula (NEC-SE-DS, 2015):

$$\phi_P = \phi_{PA} \cdot \phi_{PB}$$

Donde:

ϕ_P : coeficiente de irregularidad en planta

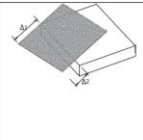
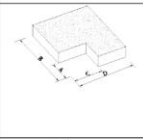
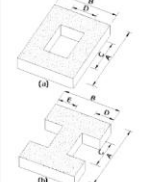
ϕ_{PA} : mínimo valor de ϕ_{pi} para cada piso i de la estructura en el caso de las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3

ϕ_{PB} : mínimo valor de ϕ_{pi} para cada piso i de la estructura en el caso de las irregularidades tipo 4

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015), clasifica las irregularidades en planta de la siguiente manera, como se muestra en la Figura 21.

Figura 21

Coefficientes de irregularidad en planta

Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{tr}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.	
Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{tr}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$ La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	
Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{tr}=0.9$ a) $CxD > 0.5Ax8$ b) $[Cx8 + CxE] > 0.5Ax8$ La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	
Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{tr}=0.9$ La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	

Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.9.4.2. Coeficiente de irregularidad en elevación

Con base en un análisis que considera las características de regularidad o irregularidad en elevación de una edificación, se procederá a estimar el coeficiente de irregularidad en elevación (ϕ_E). Para su determinación, es necesario realizar una evaluación específica para cada tipo de irregularidad identificada, así como para cada nivel de entrepiso de la estructura.

La determinación del coeficiente ϕ_E se realiza mediante la aplicación de la siguiente expresión matemática (Rodríguez Rodríguez & Cedeño Calderón, 2023):

$$\phi_E = \phi_{EA} \cdot \phi_{EB}$$

Donde:

ϕ_E : coeficiente de irregularidad en elevación.

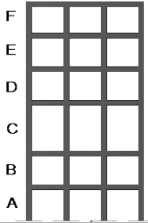
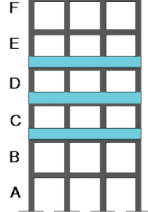
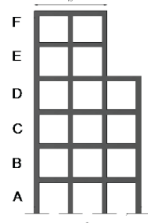
ϕ_{EA} : mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo; ϕ_{Ei} para cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1.

ϕ_{EB} : mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidad tipo 1: ϕ_{Ei} para cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3.

ϕ_{Ei} : coeficiente de configuración en elevación (Rodríguez Rodríguez & Cedeño Calderón, 2023).

Figura 22

Coefficientes de irregularidad en elevación

Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_F + K_F)}{3}$ La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	
Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E=0.9$ $m_0 > 1.50 m_E$ ó $m_0 > 1.50 m_C$ La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	
Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_E=0.9$ $a > 1.3 b$ La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	
Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.	

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

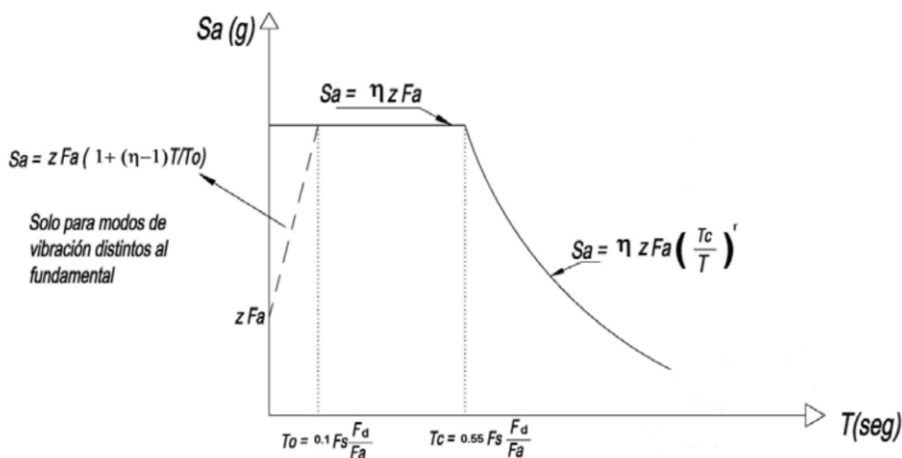
2.9.5. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

Se trata de un espectro de respuesta elástico diseñado para una fracción de amortiguamiento del 5% respecto al valor crítico, empleado con fines de diseño para representar la respuesta dinámica del sismo de diseño (NEC-SE-DS, 2015).

La figura 23 muestra el espectro de aceleraciones S_a , expresado como un porcentaje de la aceleración gravitacional, correspondiente al nivel sísmico considerado en el diseño estructural. Este espectro se construye considerando diversos factores, entre ellos el factor de zona sísmica Z , las características del suelo en el sitio de la edificación y los coeficientes de amplificación sísmica del terreno: F_a , F_d y F_s .

Figura 23

Espectro sísmico elástico que representa el sismo de diseño



Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Donde:

η : Razón entre la aceleración espectral en $T=0.1s$ y el PGA

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

F_d : Coeficiente de amplificación de suelo.

F_s : Coeficiente de amplificación de suelo en el comportamiento no lineal.

S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones. (Depende del período o modo de vibración de la estructura.)

T : Período fundamental de vibración.

T_0 : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

T_c : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

Z : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño (NEC-SE-DS, 2015).

En la Figura 23 se pueden observar dos áreas distintas que se utilizan para calcular la pseudoaceleración espectral. Estas áreas dependen del período fundamental de vibración de la estructura. Se definen en función a dos rangos específicos del período, que son clave para comprender cómo se comporta el edificio frente a movimientos sísmicos y ayudan a establecer las diferentes pendientes del espectro de respuesta.

$$S_a = \eta Z F_a, \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r, \quad \text{para } T > T_c$$

Donde, r es un factor usado en el espectro de diseño elástico que también depende del tipo de suelo. Por consiguiente, estos valores se presentan en la siguiente Tabla

Tabla 13

Valores del factor r

Tipo de suelo	r
A, B, C, D	1.0
E	1.5

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Así mismo, los valores correspondientes a η , que varían dependiendo la provincia del país, se especifican en la siguiente tabla (NEC-SE-DS, 2015, pág. 34).

Tabla 14

Provincias y valores de la relación de amplificación espectral

Provincia	Relación de amplificación espectral (η)
Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)	1.80
Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos	2.48
Provincias del Oriente	2.60

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Los valores límite para los periodos de vibración T_C y T_L , establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), están directamente relacionados con la definición del espectro de respuesta sísmica. En particular, el periodo T_L se emplea para caracterizar el espectro de respuesta en términos de desplazamientos, tal como se describe en la sección 3.3.2 del capítulo 3, dedicado al peligro sísmico del Ecuador y sus efectos locales. Estos límites se calculan mediante expresiones matemáticas específicas que permiten adaptar el espectro a las condiciones sísmicas particulares de cada zona (NEC-SE-DS, 2015).

$$T_C = 0,55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_L = 2,4 \cdot F_s \cdot F_d$$

Donde:

T_C : período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_L : período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos (Rodríguez Rodríguez & Cedeño Calderón, 2023).

La NEC – 15, en el capítulo de peligro sísmico, aclara que para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de T_L se limitarán a un valor máximo de 4 segundos.

En base a los criterios de la NEC – DISEÑO SÍSMICO, señala que “para los análisis dinámicos, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo

fundamental, el valor de S_a debe evaluarse mediante la siguiente expresión, para valores de periodo de vibración menores a T_0 (Rodríguez Rodríguez & Cedeño Calderón, 2023):

$$S_a = z \cdot F_a \cdot \left[1 + (\eta - 1) \cdot \frac{T}{T_0} \right] \quad \text{para } T \leq T_0$$

$$T_0 = 0,10 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a}$$

2.9.6. Factor de reducción sísmica

Los factores de reducción de resistencia sísmica R , están determinados por diversas variables, entre ellas el tipo de sistema estructural, las propiedades del suelo, el período de vibración, así como aspectos relacionados con la ductilidad, la sobre resistencia, la redundancia y el amortiguamiento del sistema cuando se encuentra en condiciones límite. Estas consideraciones son esenciales para garantizar que la estructura sea capaz de absorber y disipar adecuadamente la energía sísmica, reduciendo así la probabilidad de fallos estructurales graves. En este estudio, se adoptará el valor del factor de reducción sísmica R según lo indicado en la tabla correspondiente, considerando sistemas estructurales dúctiles (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 15

Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Sistemas estructurales dúctiles	R
Sistemas duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de concreto armado con vigas descolgadas y muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o muros estructurales de hormigón armado.	8

Pórticos con columnas de concreto armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de concreto armado con vigas banda, con muros estructurales de concreto armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de concreto armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de concreto armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de concreto armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de concreto armado con vigas banda.	5

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.9.7. *Periodo fundamental de vibración de diseño*

El período fundamental de vibración se define como el tiempo que tarda un sistema vibratorio en completar un ciclo completo de oscilación y regresar a su posición original dentro de un movimiento armónico u ondulatorio. Este parámetro es clave para entender el comportamiento dinámico de una estructura frente a cargas sísmicas.

Para cada una de las direcciones principales de la estructura, se debe estimar un valor aproximado del período fundamental de vibración (T) utilizando uno de los dos métodos propuestos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). El primer método consiste en aplicar la siguiente fórmula:

Método 1

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Donde:

C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificación.

h_n : Altura máxima de la estructura de n pisos, medida de la base de la estructura, en metros.

T : Período de vibración.

Este método ofrece una estimación rápida del período, considerando la geometría y el sistema resistente de la edificación. En la siguiente tabla se muestran los valores de α y C_t en función del tipo de estructura.

Tabla 16

Valores de C_t y α para la determinación del periodo natural de la estructura por el método 1

Tipo de estructura	C_t	α
Estructura de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.80
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.90
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basada en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Método 2

El segundo método para determinar el período fundamental de vibración consiste en realizar un análisis estático mediante un software especializado como ETABS, utilizando un modelo computacional detallado de la estructura. Este análisis permite obtener un valor más preciso del período, considerando la distribución real de masas, rigideces y la configuración estructural.

El período fundamental T se puede determinar utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, siempre que se realice un análisis

riguroso y bien fundamentado. Esta estimación debe aplicarse en cada una de las direcciones principales de la estructura, ya sea a través de la fórmula correspondiente o mediante un análisis modal adecuado (Rodríguez Rodríguez & Cedeño Calderón, 2023).

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

Donde:

f_i : representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i .

δ_i : deflexión elástica del piso i , calculada utilizando las fuerzas laterales f_i .

w_i : peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W .

Sin embargo, según lo establece la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015), el período fundamental obtenido por este método no debe exceder en más del 30% al valor estimado mediante el método empírico (Método 1), con el fin de garantizar un diseño estructural seguro y conservador.

2.9.8. Coeficiente k

El coeficiente K , relacionado con el período fundamental de vibración T de una estructura, representa un parámetro que caracteriza la rigidez lateral global del sistema estructural. Este coeficiente se utiliza para establecer la relación entre la rigidez lateral efectiva y la masa total de la estructura, permitiendo así una estimación adecuada del periodo de vibración en función de la configuración estructural y su sistema resistente.

Tabla 17

Valores del coeficiente relacionado con el periodo fundamental de la estructura (k)

Valores de T (s)	k
≤ 0.50	1
$0.50 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.9.9. Cortante basal

El cortante basal total de diseño V , correspondiente al nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección determinada, se calculará utilizando las expresiones establecidas por la normativa, las cuales consideran factores como (NEC-SE-DS, 2015):

$$\frac{V}{W} = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_P\phi_E}$$

$$V = \frac{IS_a}{R\phi_P\phi_E} \cdot W$$

Donde:

R : factor de reducción de resistencia sísmica

S_a : espectro de respuesta elástico de aceleraciones

ϕ_P : coeficiente de irregularidad en planta

ϕ_E : coeficiente de irregularidad en elevación

W : peso total

2.9.9.1. Ajuste de cortante basal de los resultados obtenidos en el análisis dinámico

El valor del cortante dinámico total en la base, obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser (Rodríguez Rodríguez & Cedeño Calderón, 2023):

- $< 80\%$ del cortante basal V , obtenido por el método estático (estructuras regulares)

- <85% del cortante basal V , obtenido por el método estático (estructuras irregulares)
(NEC-SE-DS, 2015).

CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS

3. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Metodología de investigación

El método de investigación se define como el conjunto de procedimientos que permiten abordar un problema de investigación con la finalidad de lograr unos objetivos. (García Sanz & García Meseguer). Se ha planteado la siguiente investigación haciendo uso de información recopilada en libros, artículos científicos, investigaciones, tesis de grado y reseñas basadas en el tema de los efectos de interacción suelo-estructura frente a los efectos sísmicos sobre una estructura propuesta en la ciudad de Manta, considerando la irregularidad de esta, número de pisos, tipo de suelo, sismicidad en la zona, entre otros factores. Aportando con el desarrollo de seguridad estructural al diseñar estructuras seguras, obteniendo respuestas optimas más reales.

3.1.1. *Método de investigación*

3.1.1.1. Método descriptivo

El método descriptivo o investigación descriptiva se enmarca dentro de la metodología no experimental y, como su propio nombre indica, consiste en describir una situación real natural mediante la observación sistemática no participante. (García Sanz & García Meseguer). Según, Hernández & Mendoza (2018), tiene como objetivo principal identificar las características, rasgos, perfil de grupos, comunidades, objeto o fenómeno. Se recolectan datos de la variable de estudio y se miden. Por ende, la investigación es descriptiva ya que se describe y fundamenta sistemáticamente lo que existe con respecto a las variaciones de cortante, derivas de entrepiso, periodo fundamental, presiones, esfuerzos y asentamientos.

3.1.1.2. Método análisis – síntesis

En este enfoque de análisis y síntesis, se estudia cómo reacciona una estructura ante efectos sísmicos, considerando que su nivel de riesgo dependerá del diseño, uso y tipo de construcción. También se identifican las normas y métodos técnicos que permiten estimar un comportamiento lo más cercano posible al real. Para el análisis se asume zapata aislada de cimentación en toda la base del edificio, y se aplica el principio estructural de columna fuerte – viga débil, que busca que las vigas cedan antes que las columnas para proteger la estabilidad general de la edificación.

3.1.1.3. Método lógico deductivo

Para el análisis estructural de la edificación, se ha optado por aplicar criterios normativos y metodológicos reconocidos internacionalmente. Se incorporaron la normativa americana ACI 318-11 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015, junto con modelos matemáticos que consideran la interacción suelo-estructura, como el método V.A. Ilchev (basado en el principio del método de Winkler), así como las guías FEMA P-2091 (ASCE/SEI 41-17 y NIST). El proceso analítico fue desarrollado y ejecutado con el uso del software especializado en análisis y diseño de estructuras ETABS, garantizando un modelado riguroso y coherente del comportamiento estructural.

3.1.2. Técnicas de recolección de datos

3.1.2.1. Investigación

Se aplicará la técnica de investigación documental, dado que el estudio se basa en la recolección y análisis de información verificada proveniente de fuentes verificadas como libros, tesis, artículos científicos y normas técnicas. Esta técnica permitirá fundamentar de manera rigurosa el desarrollo del proyecto, facilitando la selección, organización y vinculación de los

datos obtenidos. A partir de este proceso, se podrán proponer alternativas de solución pertinentes frente al comportamiento estructural influenciado por los efectos de la interacción suelo–estructura en una edificación de cinco niveles ubicada en la ciudad de Manta.

3.1.3. Instrumento de recolección de datos

Para que el desarrollo de la investigación sea el correcto, se solicitó un estudio de suelo del terreno donde se pretende idealizar la edificación, ubicado en la urbanización San Patricio 2 Manzana “W Lotes #20 y #21 en la ciudad de Manta, por medio del ensayo de SPT, identificando las características de los estratos. Con el fin de realizar los respectivos análisis (estático y dinámico) fue indispensable el uso y apoyo en programas computacionales como Excel, ETABS, SAFE, MathCAD y AutoCAD.

Respecto al direccionamiento de la investigación, se decidió aceptar asesoramiento de docentes de la Facultad Ingeniería en relación con las áreas de estructura, sismo y suelos.

Los materiales empleados en el proyecto fueron:

- Libreta o registro de campo
- Software (Word, Excel, ETABS, MathCAD)
- Computadora
- Flexómetro y cinta
- Textos bibliográficos

3.2. Metodología de cálculo

3.2.1. Descripción general del proyecto

Se tiene una configuración geométrica irregular en planta con una distancia entre ejes en el sentido X de 4 m y en el sentido Y de 3,5 m, un total de cinco pisos con una altura de entre piso de 3,2 m en el primer nivel y de 2,85 m en los niveles superiores, con una losa de cubierta inaccesible en el último piso. Losa, vigas y columnas son de hormigón armado con un $f'c = 240$ kg/cm², y un $f_y = 4200$ kg/cm² para el acero de refuerzo.

3.2.2. Ubicación

La zona en la que se propone implantar el proyecto se encuentra ubicada en la urbanización San Patricio 2, Manzana W en los lotes #20 y #21 de la ciudad de Manta, su forma es rectangular como se indica en la figura. Su localización general referida al sistema geodésico mundial WSG 84, en la zona 17M es de **536298 E – 9892623 N**.

Figura 24

Ubicación del Proyecto



Fuente: Google Earth

3.2.2.1. Perforaciones

Se localizaron dos puntos de muestreo y planificados de 6,00 metros de profundidad, se registra rechazo de acuerdo con el ensayo SPT a los 4,0 metros en ambas perforaciones, obteniendo muestras hasta los 4,5 metros de profundidad, distribuidas al área del proyecto cada una, se detalla la ubicación de las perforaciones realizadas (Intriago Pazmiño, 2025).

Tabla 18

Ubicación de las perforaciones

Detalle de Perforaciones			
Perforación	Este	Norte	Nivel
1	536305	9892625	+ 0,20
2	536298	9892619	+ 0,20

Fuente: ConstruCivil, (2025)

3.2.3. Parámetros y propiedades de materiales para el prediseño

Se establecen los siguientes parámetros principales para el óptimo desarrollo del pre diseño de los elementos estructurales del proyecto, además de sus materiales.

Tabla 19

Propiedades mecánicas del hormigón

Propiedad	Valor	Unidad
Resistencia a la compresión, $f'c$	240	kg/cm ²
Módulo de elasticidad, E	233928,194	kg/cm ²
Peso volumétrico, γ	2400	kg/m ³

Fuente: Axel Sancán C.

Tabla 20

Propiedades mecánicas del acero

Propiedad	Valor	Unidad
Resistencia a la fluencia, f_y	4200	kg/cm ²
Módulo de elasticidad, E	2100000	kg/cm ²
Peso volumétrico, γ	7850	kg/m ³

Fuente: Axel Sancán C.

3.2.4. Pre dimensionamiento de los elementos estructurales

3.2.4.1. Pre dimensionamiento de Losa

Se realiza el pre dimensionamiento de la losa haciendo uso de la norma ACI 318 19 en el capítulo 7, donde proporciona una tabla con el espesor mínimo para losas macizas no preesforzadas, en la sección 7.3.1.1.

Tabla 21

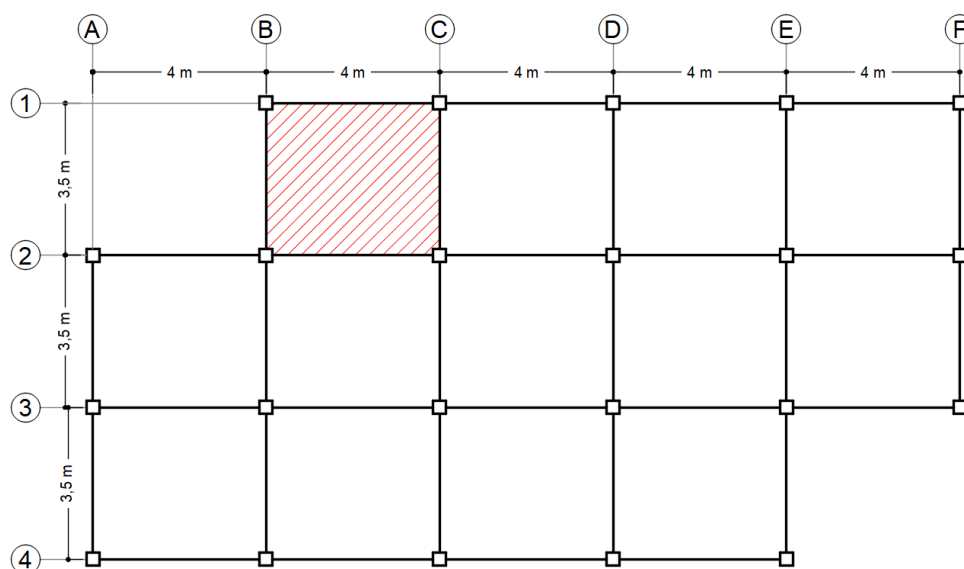
Espesor mínimo de losas en una dirección macizas no preesforzadas

Condición de apoyo	Altura mínima, h
Simplemente apoyadas	$\ell/20$
Con un extremo continuo	$\ell/24$
Ambos extremos continuos	$\ell/28$
En voladizo	$\ell/10$

Fuente: ACI 318 19

Figura 25

Losa para análisis con un extremo continuo en su condición de apoyo



Fuente: Axel Sancán C.

Se considera una condición de apoyo con un extremo continuo y una ℓ_n en su extremo más largo, asumiendo una columna con sección mínima de 30cm x 30cm.

$$h_{min} = \frac{3,7 \text{ m}}{24} = 0.1542 \text{ m} \approx 0.20 \text{ m} = 20 \text{ cm}$$

Se procede con la equivalencia de losa.

Tabla 22

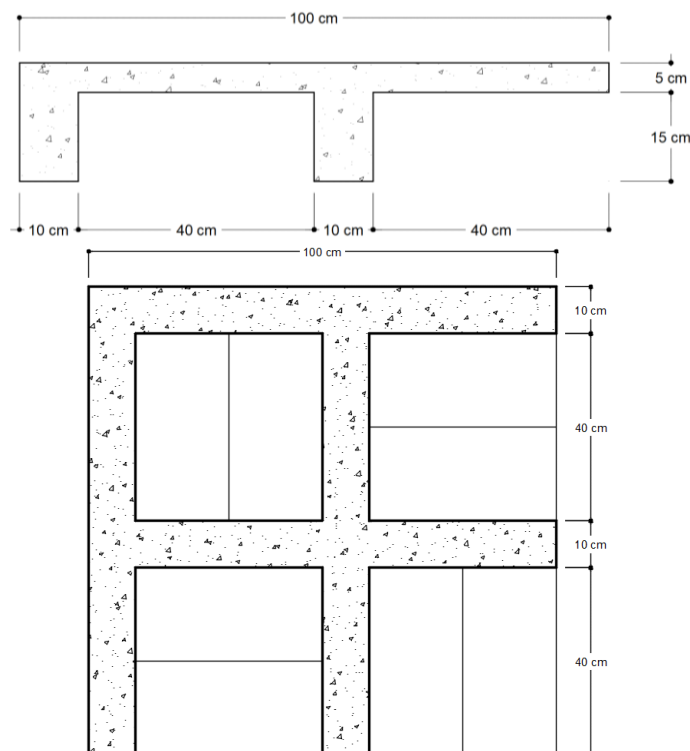
Valores de peso de losa aligerada

Losa aligerada	
Espesor	Peso
Losa aligerada H = 17 cm	305 kgf/m ²
Losa aligerada H = 20 cm	330 kgf/m ²
Losa aligerada H = 25 cm	375 kgf/m ²
Losa aligerada H = 30 cm	420 kgf/m ²
Losa aligerada H = 35 cm	460 kgf/m ²

Fuente: ACI 318 19

Figura 26

Sección de losa aligerada para análisis



Fuente: Axel Sancán C.

Para calcular la determinación del peso de vigas y columnas, se hace uso del criterio del Ing. Pablo Caiza y la Ing. Paulina Vera, en el libro “Diseño de columnas, muros estructurales y diafragmas en Hormigón Armado, pág. 22”. Menciona que se puede obtener el peso con la siguiente formula:

$$W = 1,9 \cdot W_{losa\ aligerada}$$

$$W = 1,9 \cdot 0,330 \text{ Tnf/m}^2 = 0,627 \text{ Tnf/m}^2$$

Tabla 23

Pesos propios de acabados

Descripción	Valor (Tn/m ²)
Peso propio de la losa 20 cm	0.627
Acabados de cubierta (Piso 5)	0.31
Acabados de pisos inferiores (Piso 2 – 4)	0.47
Acabados de pisos inferiores (Piso 1)	0.49

Fuente: Diseño de columnas, muros estructurales y diafragmas en Hormigón Armado

Obtenemos la altura de losa equivalente considerando una altura previa calculada de 20 cm de espesor, idealizándola como losa maciza para obtener la inercia total mediante el método de Steiner.

Tabla 24

Inercia de losa maciza equivalente

Figura	A _i (cm ²)	C _{y_i} (cm)	A _i C _{y_i} (cm ³)	i _{x_i} (cm ⁴)	Y _c (cm)	D _{x_i} (cm)	I _{x_i} (cm ⁴)
1	150	7,5	1125	2812,50	13,21	-5,71	7710,46
2	200	17,5	3500	416,67	13,21	4,29	4090,14
	350		4625				11800,60

Fuente: Axel Sancán C.

$$I = \frac{bh_{eq}^3}{12} \rightarrow h_{eq}^3 = \frac{I \cdot 12}{b}$$

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{I \cdot 12}{b}}$$

$$h_{eq} = \sqrt[3]{\frac{11800,60 \cdot 12}{40cm}}$$

$$h_{eq} = 15,24 \text{ cm}$$

En base a la norma del ACI 318 19, en el capítulo 8 correspondiente a losas en dos direcciones, se verifica que se cumpla para el espesor mínimo de losa de dos direcciones considerándose con vigas entre los apoyos en todos sus lados.

Tabla 25

Espesor mínimo de losa en dos direcciones con vigas entre los apoyos

$\alpha_{fm}^{[1]}$	Espesor mínimo, h , mm		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Se aplica 8.3.1.1		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b) ^{[1],[2]}
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 0.2$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$	(d)
		90	(e)

Fuente: ACI 318 19

Donde

^[1] α_{fm} es el valor promedio de α_f para todas las vigas en el borde de un panel.

^[2] ℓ_n luz libre en la dirección larga, medida de cara a cara de las vigas (mm).

^[3] β relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

Tabla 26*Parámetros para el pre dimensionamiento de losa*

Parámetros para el pre dimensionamiento			
Espesor de losa	e	20	cm
Viga	b	40	cm
	h	50	cm
Luces	Eje x	400	cm
	Eje y	350	cm
Resistencia a la compresión del hormigón	f'c	240	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero	fy	4200	kg/cm ²

Fuente: Axel Sancán C.Cálculo de α_1 para el claro largo (horizontal) para la viga tipo L. I_s = momento de inercia total de la losa de 4,00 m de largo

$$I_s = \frac{bh^3}{12}$$

$$I_s = \frac{(200)(20)^3}{12} = 133333,333 \text{ cm}^4$$

 I_b = momento de inercia total I de la sección transversal de la viga L.

$$I_b = 518752,465 \text{ cm}^4$$

 E = módulo de elasticidad $15100\sqrt{f'c}$, donde $f'c$ debe estar en kg/cm^2

$$\alpha_1 = \frac{EI_b}{EI_s} = \frac{E \cdot 518752,465}{E \cdot 133333,333}$$

$$\alpha_1 = 3,89$$

Cálculo de α_2 para el claro corto (vertical) para la viga de borde. I_s = momento de inercia total de la losa de 3,50m de ancho

$$I_s = \frac{bh^3}{12}$$

$$I_s = \frac{(175)(20)^3}{12} = 116666,667 \text{ cm}^4$$

I_b = momento de inercia total I de la sección transversal de la viga L.

$$I_b = 518752,465 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_2 = \frac{EI_b}{EI_s} = \frac{E \cdot 518752,465}{E \cdot 116666,667}$$

$$\alpha_2 = 4,45$$

Calculamos α_{fm}

$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} = \frac{3,89 + 4,45}{2} = 4,17$$

Entonces tenemos

$$\alpha_{fm} > 2.0$$

$$4,17 > 2.0$$

Por lo que se hace uso de la expresión correspondiente a la Tabla 10 correspondiente a la sección 8.3.1.2 del ACI 318 19.

Luces ℓ_n de cara a cara de viga

$$\ell_{na} = 3500 \text{ mm} - 400 \text{ mm} = 3100 \text{ mm}$$

$$\ell_{nb} = 4000 \text{ mm} - 400 \text{ mm} = 3600 \text{ mm}$$

Cálculo de β

$$\beta = \frac{\ell_{nb}}{\ell_{na}} = \frac{3600}{3100} = 1,161$$

$$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm}$$

$$h = \frac{3600 \left(0.8 + \frac{420}{1400} \right)}{36 + 9(1,167)}$$

$$h = 85,25 \text{ mm} < 90 \text{ mm}$$

Se escoge el mayor (9 cm). Además, se cumple la condición de espesor mínimo de losa maciza ($8,53 \text{ cm} < 15,24 \text{ cm}$), por lo tanto, consideramos el espesor de losa alivianada de 20 cm.

Es importante mencionar que se escogió un tablero de esquina para analizar el pre dimensionamiento de la losa, debido a que los tableros interiores por lo general no controlan el espesor requerido de la losa. Generalmente será un tablero de esquina o de borde.

3.2.4.2. Pre dimensionamiento de Viga

En base a la norma del ACI 318 19, en el capítulo 9 correspondiente a diseño de vigas en su sección 9.3.1 *Altura mínima de la viga*, se realiza el pre dimensionamiento de la viga considerando la luz máxima de la viga con un extremo continuo.

Tabla 27

Altura mínima de vigas no preesforzadas

Condición de apoyo	Altura mínima, h [1]
Simplemente apoyada	$\ell/16$
Con un extremo continuo	$\ell/18.5$
Ambos extremos continuos	$\ell/21$
En voladizo	$\ell/8$

Fuente: (American Concrete Institute)

Donde

^[1] Los valores son aplicables al concreto de peso normal y $f_y = 420 \text{ MPa}$.

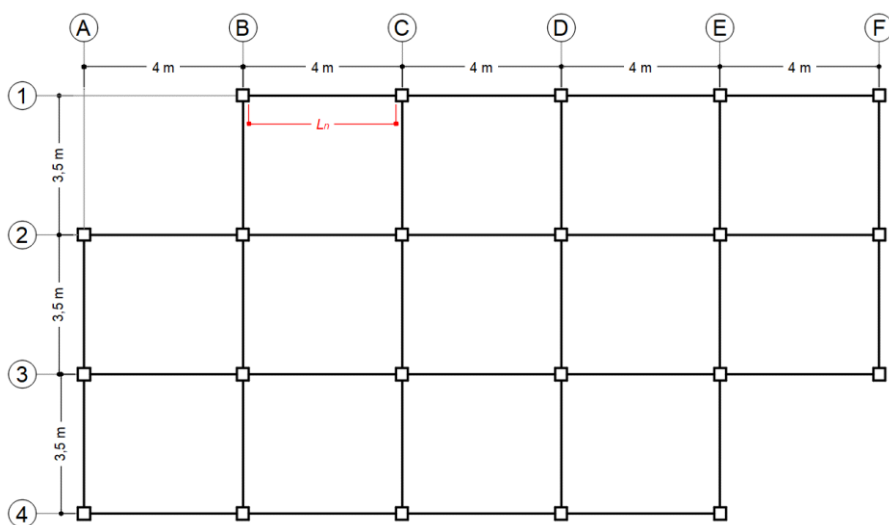
Para otros casos, la altura mínima h debe modificarse de acuerdo con 9.3.1.1.1 a 9.3.1.1.3, según corresponda.

La NEC-SE-HM menciona que el ancho mínimo de la viga debe ser 250 mm (NEC-SE-HM, 2015). Por otro lado, el ACI 318 19 indica en la sección 15.2.8, literal (a), que para asegurar que el nudo sea rígido, la base no debe ser menor a tres cuartos del ancho de la cara de la columna al cual llega la viga. (American Concrete Institute, 2019)

Sin embargo, se deben tener las siguientes consideraciones para zonas sísmicas, las mismas establecen que la base mínima de la viga debe ser 300 mm para zonas sísmicas, para peralte la normativa recomienda $h = \ell/10$ o $h = \ell/12$ y para la base mínima de la viga se recomienda $b = h/2$.

Figura 27

Luz libre crítica



Fuente: Axel Sancán C.

Altura mínima de la viga

Usamos la luz entre eje de columna más crítica

$$h_{\min} = \frac{\ell}{12}$$

$$h_{\min} = \frac{400 \text{ cm}}{12}$$

$$h_{\min} = 33,33 \text{ cm} \sim 40 \text{ cm}$$

Para el ancho mínimo de la viga, usamos la relación de la altura mínima entre dos.

Base mínima de la viga

$$b_{\min} = \frac{h}{2}$$

$$b_{\min} = \frac{40 \text{ cm}}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{para zona no sísmica}$$

$$b_{\min} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{para zona sísmica}$$

Tabla 28

Secciones de vigas longitudinales y transversales

VIGAS LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES								
Nivel	Longitud (m)	b _l (cm)	b _{min} (cm)	h _{min} (cm)	L/12	b _{dis} (cm)	h _{dis} (cm)	Relación h/b
1	4,00	40,00	30,00	21,62	33,33	35	45	1,29
2	4,00	40,00	30,00	21,62	33,33	35	45	1,29
3	4,00	40,00	30,00	21,62	33,33	35	45	1,29
4	4,00	35,00	26,25	21,62	33,33	35	45	1,29
5	4,00	35,00	26,25	21,62	33,33	30	40	1,33

Fuente: Axel Sancán C.

Tabla 29

Secciones de vigas adoptadas en el Predimensionamiento

Piso	Tipo de viga	Sección (cm)
1	V1	35 x 45
2	V1	35 x 45
3	V1	35 x 45
4	V1	35 x 45
5	V2	30 x 40

Fuente: Axel Sancán C.

3.2.4.3. Pre dimensionamiento de Columna

Para el pre dimensionamiento de columnas, según el ACI 318 19 en su capítulo 22

Resistencia de las secciones de los miembros en la sección 22.4.2.2, para miembros no

preesforzados sometidos a carga axial, P_o debe calcularse usando:

$$P_o = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

Donde

A_{st} es el área total del refuerzo longitudinal no preesforzado.

$$P_b = \frac{1}{3}P_o$$

Por lo tanto

$$P_o = 3P_b$$

Es importante considerar las excentricidades accidentales que limita la resistencia de diseño de una columna con estribos en compresión pura al 80% de la resistencia nominal. Esta relación se expresa de la siguiente manera en función con el área bruta:

$$A_g = \frac{3P}{0.85 \cdot f'_c + \rho \cdot f_y} \cdot 1.25$$

Se usa el valor de 1.25 como un factor de seguridad

Para la cuantía de las columnas se utiliza la mínima que establece la NEC-SE-HM de 1% a 3%. Para el desarrollo de este caso, se escoge el mínimo de 1%.

Respecto a las combinaciones de cargas, se hace uso de la segunda combinación establecida en la NEC-SE-CG.

Tabla 30

Combinaciones de carga

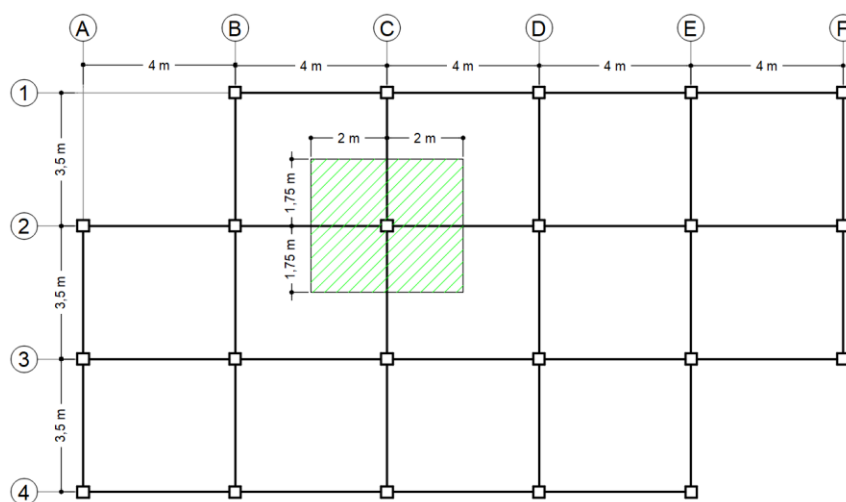
U	Combinación
1	$U = 1,4D$
2	$U = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
3	$U = 1,2D + 1,6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
4	$U = 1,2D + 1,0W + 1,0I + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
5	$U = 1,2D + 1,0E + 1,0L + 0,2S$
6	$U = 0,9D + 1,0W$
7	$U = 0,9D + 1,0E$

Fuente: NEC-SE-CG Cargas no Sísmicas

Cálculo de área colaborante

$$A_{colab} = (2,00 + 2,00)m \cdot (1,75 + 1,75)m$$

$$A_{colab} = 14 \text{ m}^2$$

Figura 28*Área colaborante***Fuente:** Axel Sancán C.**Cálculo de la carga última**

$$U = 1,2D + 1,6L$$

$$U_{1-4} = 1,2(0,627 + 0,4) + 1,6(0,2)$$

$$U_{1-4} = 1,552 \text{ Tn/m}^2$$

$$U_5 = 1,2(0,627 + 0,2) + 1,6(0,07)$$

$$U_5 = 1,104 \text{ Tn/m}^2$$

Tabla 31*Secciones de columnas para el pre diseño*

PRE DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS									
Piso	Área Colaborante (m ²)	Carga Última (Tn/m ²)	Carga Axial (Tn)	P ₀ (Tn)	Ag (cm ²)	Lado (cm)	b ₁ (cm)	b ₂ (cm)	Ag _{dis} (cm ²)
1	14,00	1,55	21,73	102,37	1228,42	40	40	40	1600
2	14,00	1,55	21,73	80,64	967,68	35	40	40	1600
3	14,00	1,55	21,73	58,91	706,94	30	40	40	1600
4	14,00	1,55	21,73	37,18	446,21	25	35	35	1225
5	14,00	1,10	15,46	15,46	185,47	15	35	35	1225

Fuente: Axel Sancán C.

El ACI 318-19, para el área de acero, menciona en la sección 18.7.4.1 que la cuantía mínima debe ser de $0,01A_g$ y no debe exceder $0,06A_g$. Sin embargo, debemos considerar los criterios y requerimientos específicos de la NEC-SE-HM, en la sección 2.4, donde hace referencia a columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte, pero débil a flexión; y que especifica que la cuantía mínima debe estar entre el 1% y 3% del área de la sección de columna.

Tabla 32

Área y cuantía de acero para el pre diseño

ARMADURA LONGITUDINAL Y CONFINAMIENTO DE LAS COLUMNAS							
Piso	b₁ (cm)	b₂ (cm)	# Varillas	Diámetro (mm)	Armadura Longitudinal	A_s (cm²)	Cuantía
1	40	40	12	18	12Ø18	30,54	1,91%
2	40	40	12	18	12Ø18	30,54	1,91%
3	40	40	12	18	12Ø18	30,54	1,91%
4	35	35	12	16	12Ø16	24,13	1,97%
5	35	35	12	16	12Ø16	24,13	1,97%

Fuente: Axel Sancán C.

3.2.4.4. Cortante basal

En base a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS) determinamos los parámetros necesarios para calcular el cortante basal, así como el periodo fundamental de la estructura (T_n), periodos límites de vibración (T_o y T_c), factor de rigidez k de la estructura.

Tabla 33

Resumen de los parámetros para el cálculo del coeficiente de corte sísmico

Parámetro	Símbolo	Valor
Tipo de suelo	D	-
Factor de zona	Z	0,50
Coeficiente de amplificación del suelo en la zona de periodo corto	Fa	1,12
Amplificación de ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	Fd	1,11
Comportamiento no lineal de los suelos	Fs	1,40
Factor de importancia	I	1
Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica	R	8

Coeficiente de configuración en planta	ϕ_P	0,9
Coeficiente de configuración en elevación	ϕ_E	1
Altura del edificio	h	14,6 m
Coeficiente que depende del tipo de edificio	C_t	0,055
	α	0,90
Coeficiente de suelo	r	1
Periodo límite inferior	T_o	0,139 s
Periodo límite superior	T_c	0,763 s
Periodo de la estructura	T	0,614 s
Aceleración espectral sísmica	S_a	1,008 g
Factor k	k	1,0571
Coeficiente de corte sísmico	C	0,140

Fuente: Axel Sancán C.

3.2.5. Modelación estructural en software Etabs, método convencional

3.2.5.1. Elementos estructurales

Tabla 34

Elementos Estructurales

Elemento	Tipo	Sección (cm)	Piso	Sentido
Losa aligerada bidireccional	Losa 20	20	1-5	-
Viga	V-1	35x45	1-4	Ambos
	V-2	30x40	5	Ambos
Columna	C-1	40x40	1-3	Ambos
	C-2	35x35	4-5	Ambos

Fuente: Axel Sancán C.

Tabla 35

Propiedades de los materiales

	Hormigón	Acero	Unidad
Resistencia a la compresión (f'_c)	240	-	kg/cm ²
Resistencia a la fluencia (f_y)	-	4200	kg/cm ²
Módulo de elasticidad (E)	233928,194	2100000	kg/cm ²
Peso volumétrico (γ)	2400	7850	kg/m ³

Fuente: Axel Sancán C.

Haciendo uso del programa de modelación y análisis estructural, Etabs, se procede a modelar la estructura con los valores y dimensiones del pre dimensionamiento de los elementos

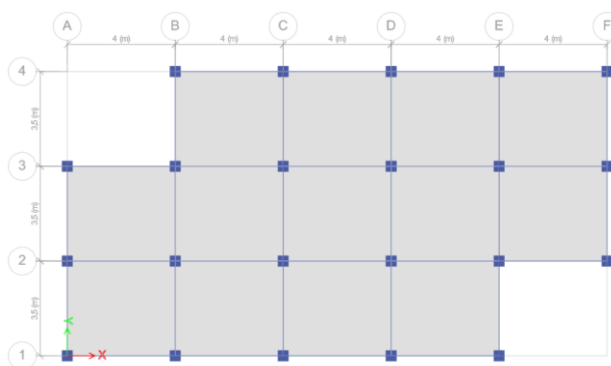
estructurales, con el propósito de determinar los esfuerzos y deformaciones de la estructura, y verificar si cumple con los requisitos mínimos establecido por la NEC-SE-DS-2015.

3.2.5.2. Geometría de la estructura y definición de secciones

Se define la geometría de la estructura ubicando el espaciamiento entre ejes de columnas en el sentido X y en el sentido Y. El número de líneas no representa el número de ejes entre columnas que puedan existir en el modelo, se pueden agregar líneas auxiliares para apoyo en el caso de que el análisis lo requiera.

Figura 29

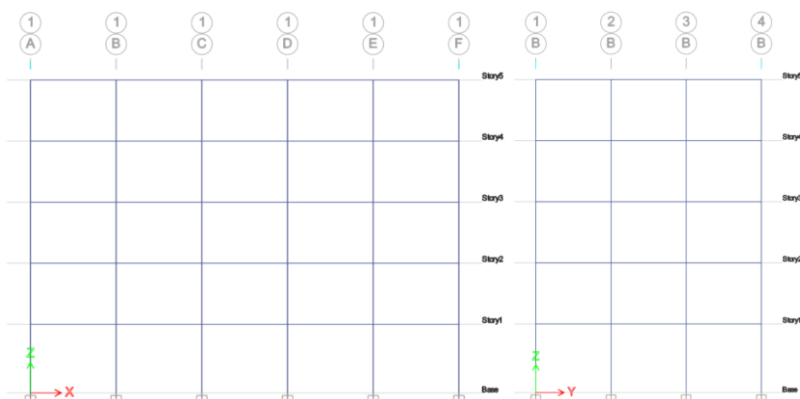
Configuración en planta de la edificación



Fuente: Etabs

Figura 30

Configuración en elevación de la edificación en el sentido X y Y



Fuente: Etabs

Propiedad de los materiales

Se definen las propiedades del hormigón como el peso volumétrico, módulo de elasticidad y la resistencia a la compresión del material.

Figura 31

Propiedades de los materiales – Hormigón y Acero

Fuente: Etabs

Secciones de los elementos

A través del Predimensionamiento de los elementos estructurales se establece un criterio preliminar sobre las secciones mínimas requeridas para el análisis. Este proceso se complementa considerando las condiciones del entorno, particularmente mediante la inspección visual de las edificaciones colindantes al área del proyecto, lo cual permite ajustar las dimensiones propuestas a la realidad del sitio. Adicionalmente, se asegura el cumplimiento del principio de "columna fuerte, viga débil", mediante la reducción de la rigidez de diseño en las columnas al 80% y en las vigas al 50%, conforme a lo estipulado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, sección 6.1.6. La elección definitiva de las secciones estructurales también debe responder a la amenaza

sísmica presente en el país, ya que estos elementos deben ser capaces de soportar, disipar y transmitir eficazmente las fuerzas sísmicas hacia el sistema de cimentación.

Columnas

Figura 32

Sección columna 40x40 cm

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a 40x40 cm column section. The 'General Data' section includes 'Property Name' (40x40), 'Material' (FC 240KG/CM2), 'Notional Size Data' (Modify/Show Notional Size...), 'Display Color' (pink), and 'Notes' (Modify/Show Notes...). The 'Shape' section shows 'Section Shape' as 'Concrete Rectangular'. The 'Section Property Source' is 'User Defined'. The 'Section Dimensions' section shows 'Depth' and 'Width' both set to 0.4 m. The 'Reinforcement' section shows 'Modify/Show Rebar...'. The 'Property Modifiers' section shows 'Modify/Show Modifiers...' and 'Currently User Specified'. The 'Include Automatic Rigid Zone Area Over Column' checkbox is unchecked. The 'Show Section Properties...' button is at the bottom left. The 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom right. A reinforcement diagram is shown on the right side of the dialog.

Fuente: Etabs

Figura 33

Sección columna 35x35 cm

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a 35x35 cm column section. The 'General Data' section includes 'Property Name' (35x35), 'Material' (FC 240KG/CM2), 'Notional Size Data' (Modify/Show Notional Size...), 'Display Color' (yellow), and 'Notes' (Modify/Show Notes...). The 'Shape' section shows 'Section Shape' as 'Concrete Rectangular'. The 'Section Property Source' is 'User Defined'. The 'Section Dimensions' section shows 'Depth' and 'Width' both set to 0.35 m. The 'Reinforcement' section shows 'Modify/Show Rebar...'. The 'Property Modifiers' section shows 'Modify/Show Modifiers...' and 'Currently User Specified'. The 'Include Automatic Rigid Zone Area Over Column' checkbox is unchecked. The 'Show Section Properties...' button is at the bottom left. The 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom right. A reinforcement diagram is shown on the right side of the dialog.

Fuente: Etabs

Vigas

Figura 34

Sección viga 35x45 cm

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box. The 'General Data' section has 'Property Name' set to 'V35X45', 'Material' set to 'FC 240KG/CM2', and 'Display Color' set to a light blue color. The 'Shape' section has 'Section Shape' set to 'Concrete Rectangular'. The 'Section Dimensions' section has 'Depth' set to '0.45 m' and 'Width' set to '0.35 m'. The 'Section Property Source' is 'User Defined'. The 'Property Modifiers' section has 'Modify/Show Modifiers...' and 'Currently User Specified'. The 'Reinforcement' section has 'Modify/Show Rebar...'. The 'Include Automatic Rigid Zone Area Over Column' checkbox is unchecked. The 'Show Section Properties...' button is visible at the bottom.

Fuente: Etabs

Figura 35

Sección viga 30x40 cm

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box. The 'General Data' section has 'Property Name' set to 'V30X40', 'Material' set to 'FC 240KG/CM2', and 'Display Color' set to a red color. The 'Shape' section has 'Section Shape' set to 'Concrete Rectangular'. The 'Section Dimensions' section has 'Depth' set to '0.4 m' and 'Width' set to '0.3 m'. The 'Section Property Source' is 'User Defined'. The 'Property Modifiers' section has 'Modify/Show Modifiers...' and 'Currently User Specified'. The 'Reinforcement' section has 'Modify/Show Rebar...'. The 'Include Automatic Rigid Zone Area Over Column' checkbox is unchecked. The 'Show Section Properties...' button is visible at the bottom.

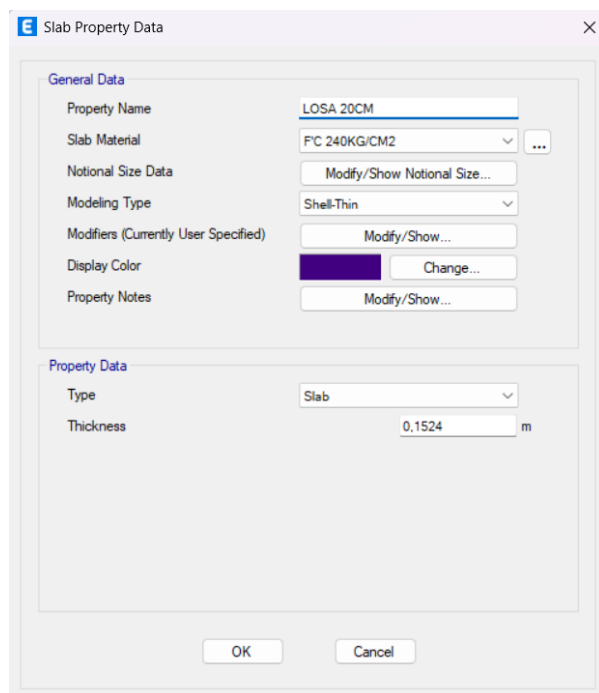
Fuente: Etabs

Losa aligerada

Para el predimensionamiento de la losa, se considera un sistema aligerado con un espesor total de 20 cm, compuesto por nervaduras de 10 cm x 15 cm y una loseta de compresión de 5 cm. En el software de modelación estructural, es necesario acceder al apartado *Slab Sections* para definir las propiedades del elemento. En esta sección, se debe ingresar un valor representativo del espesor efectivo que refleje adecuadamente la inercia del sistema. En este caso, para una losa alivianada de 20 cm, se adopta un espesor equivalente de 15,24 cm.

Figura 36

Losa aligerada



Fuente: Etabs

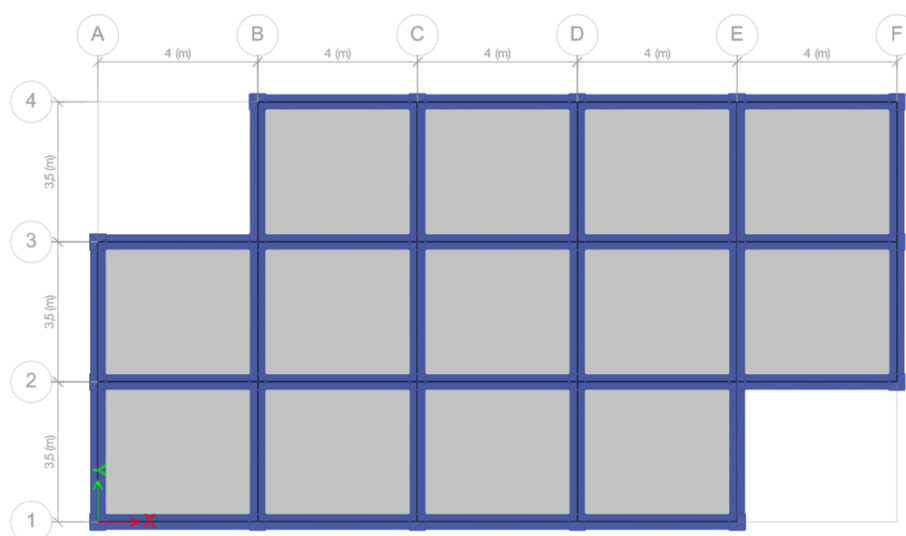
3.2.5.3. Modelo matemático tridimensional de la estructura

Una vez definidos los elementos estructurales (columnas, vigas y losa) que conforman la edificación, se procede a su modelado tridimensional dentro del entorno de trabajo del software.

Este proceso permite generar representaciones gráficas tanto en planta como en elevación, obteniendo así una visualización tridimensional completa del sistema estructural.

Figura 37

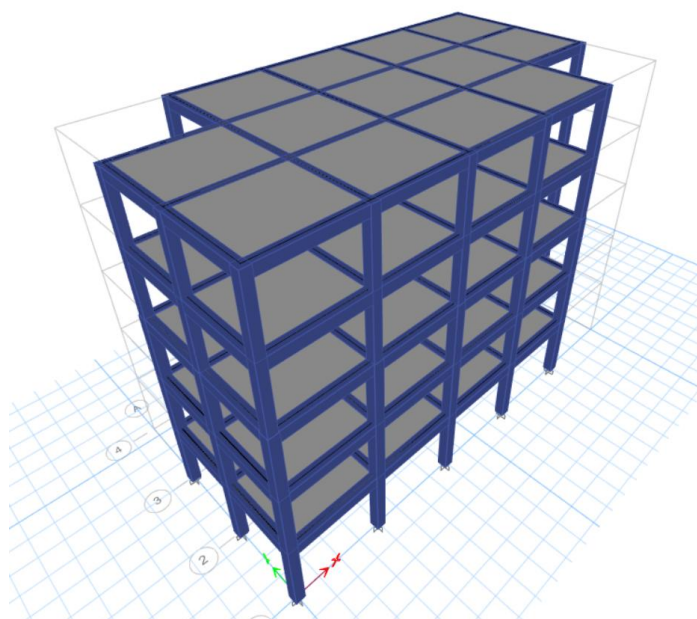
Vista en planta



Fuente: Etabs

Figura 38

Vista tridimensional



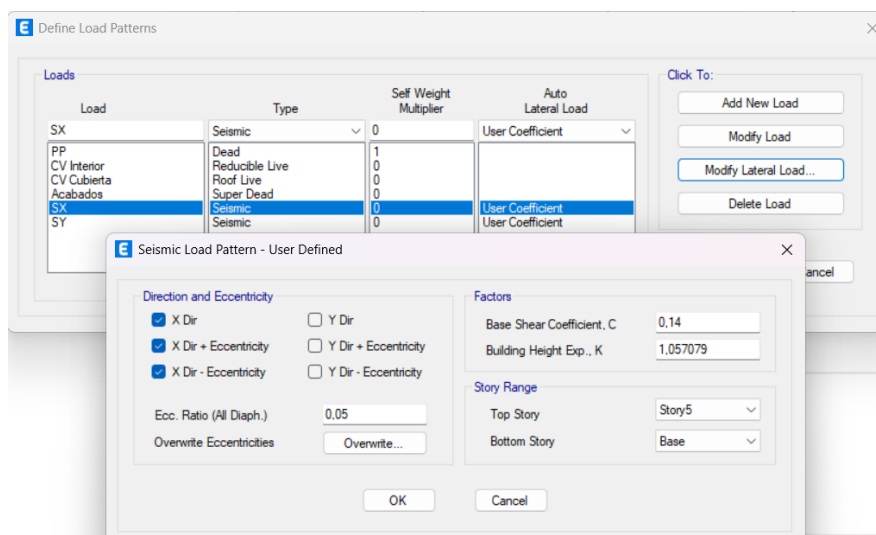
Fuente: Etabs

3.2.5.4. Asignación de los estados de carga

Se asignan estados de carga como el peso propio de la estructura, la carga viva de interior y cubierta, la sobrecarga o sobrepeso y las cargas de sismo en el sentido X y Y, asignándoles los valores de coeficiente de corte sísmico (C) y el coeficiente de rigidez de la estructura (k).

Figura 39

Asignación de estados de carga, coeficiente de corte sísmico y coeficiente de rigidez



Fuente: Etabs

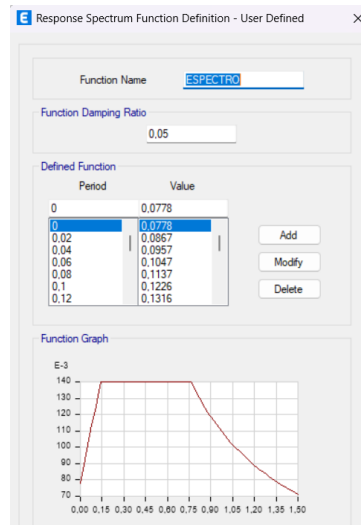
3.2.5.5. Análisis Modal – Espectral

Se trata de un método empleado en el análisis dinámico de estructuras sometidas a acción sísmica, el cual considera las propiedades dinámicas del sistema, tales como los modos de vibración y la participación modal en la respuesta estructural, con el objetivo de obtener resultados más representativos del comportamiento real. Para llevar a cabo un análisis modal – espectral adecuado, es fundamental especificar correctamente el código normativo de referencia. En este caso, se utiliza el espectro de diseño inelástico previamente calculado conforme a los lineamientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 (NEC-15), el cual se incorpora en el software utilizando un archivo de texto como entrada.

Integración del espectro inelástico

Figura 40

Espectro inelástico de diseño



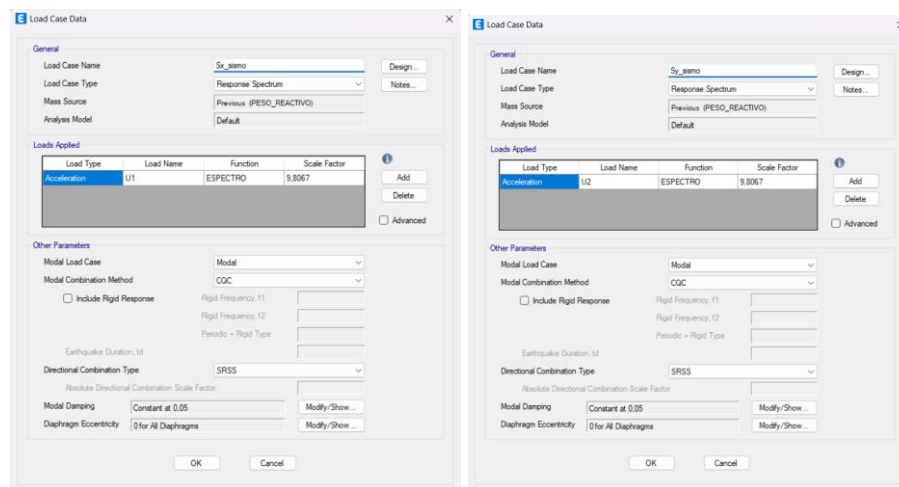
Fuente: Etabs

Casos de carga

Se asignan dos nuevos casos de carga que representaran las respuestas dinámicas del modelo estructural en función del espectro inelástico.

Figura 41

Casos de carga



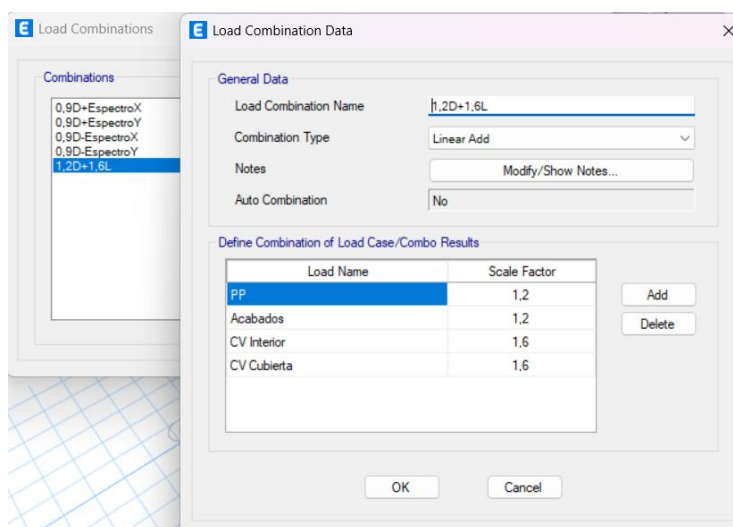
Fuente: Etabs

Combinaciones de cargas

Conforme a lo establecido en la norma NEC-SE-CG-2015, correspondiente a cargas no sísmicas, es obligatorio evaluar cada uno de los estados límite de resistencia que pueda presentar la estructura. Esto implica considerar los efectos más críticos o desfavorables que puedan actuar sobre ella, tales como cargas sísmicas y de viento, con el fin de garantizar su seguridad y desempeño estructural adecuado.

Figura 42

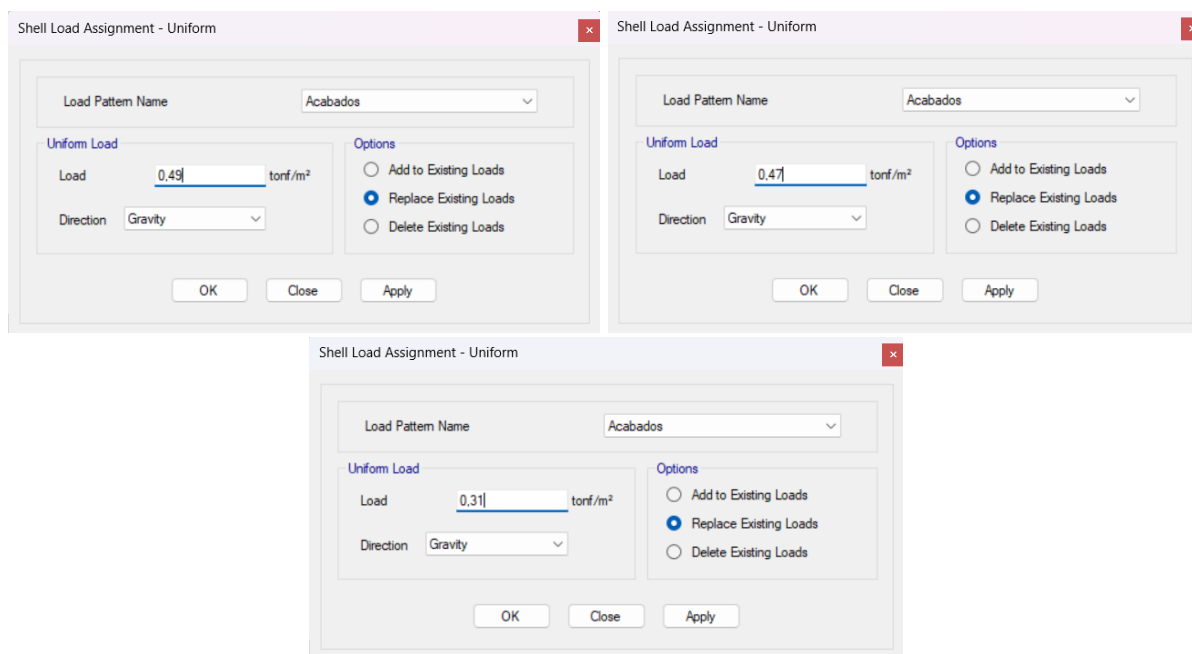
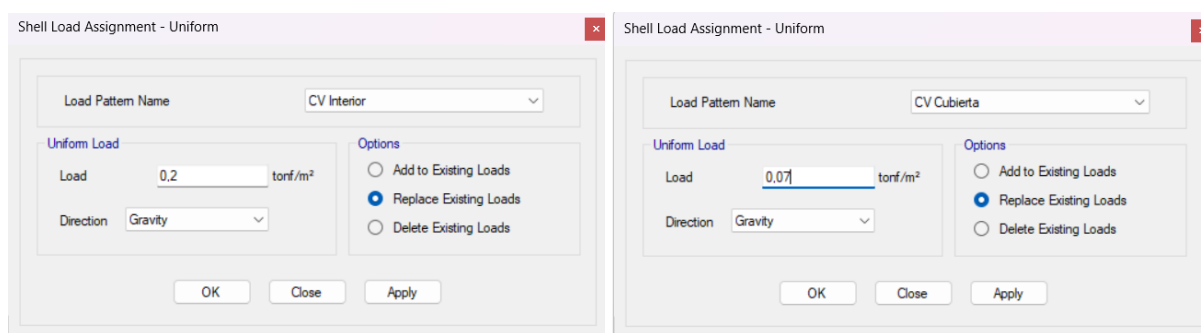
Combinaciones de cargas



Fuente: Etabs

Asignación de carga muerta y carga viva

Se asignan valores de cargas permanentes que actúan sobre la estructura, se tiene para el piso 1 al 4 una sobrecarga muerta de $0,40 \text{ Tn/m}^2$ y para el piso 5 un valor de $0,2 \text{ Tn/m}^2$. Para la carga viva que actúa sobre la estructura, del piso 1 al 4 se tiene una carga permanente, según establecido la NEC para edificaciones de uso residencial, de $0,2 \text{ Tn/m}^2$, y para el caso de cubierta inaccesible un valor de $0,07 \text{ Tn/m}^2$.

Figura 43*Sobrecarga piso 1 – 5***Fuente:** Etabs**Figura 44***Carga viva piso 1 – 5***Fuente:** Etabs

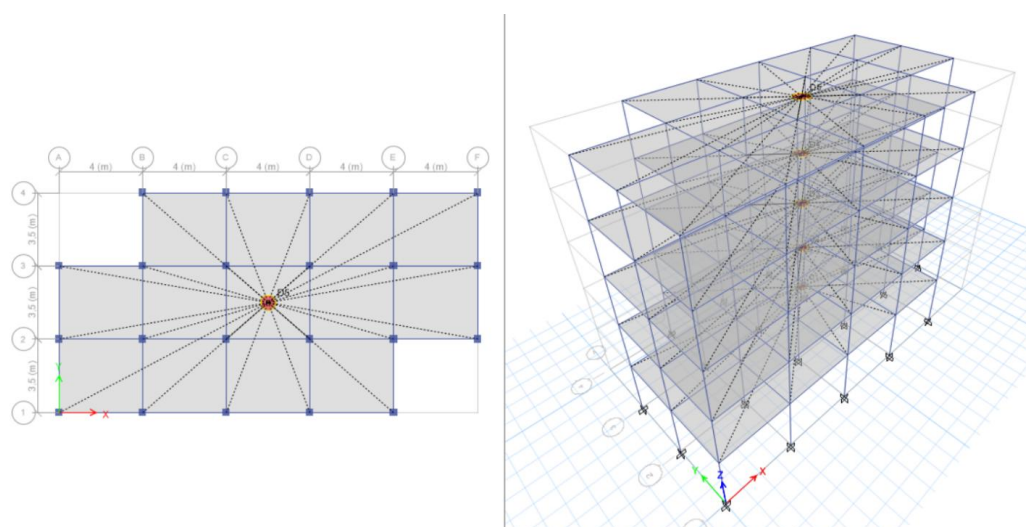
3.2.5.6. Losa rígida y centro de masa

En relación a los lineamientos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, específicamente la NEC-SE-DS-2015, se considera el comportamiento de las losas como diafragmas rígidos, lo que implica trabajar con la distribución de cargas en función del centro de

masas de cada nivel. Para ello, se asigna un diafragma rígido por piso, garantizando así una transmisión uniforme de las fuerzas laterales generadas por la acción sísmica en ambas direcciones principales de análisis (X y Y). Esta configuración permite una distribución adecuada de los esfuerzos hacia los elementos verticales resistentes, tal como lo exige la normativa vigente para asegurar una respuesta sísmica adecuada de la edificación.

Figura 45

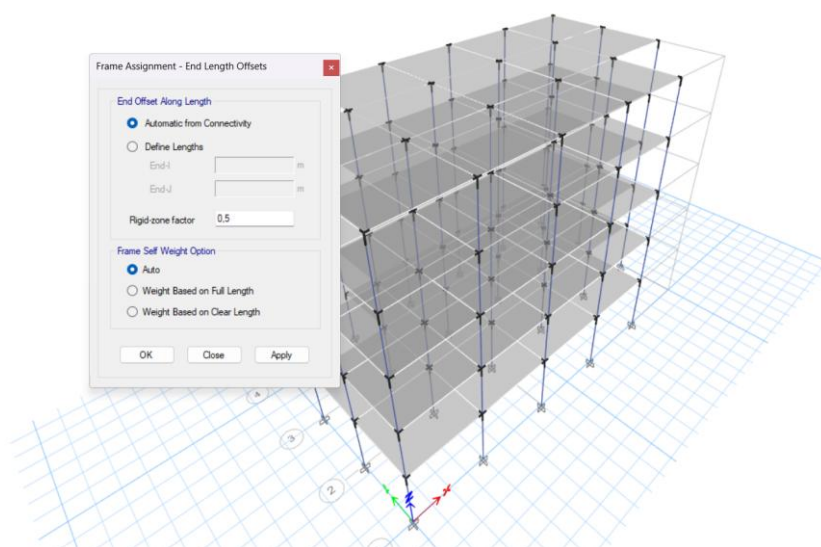
Asignación de diafragma rígido en cada piso



Fuente: Etabs

3.2.5.7. Desfase de longitud en los extremos

En software como ETABS, esta expresión se refiere al ajuste o modificación de la longitud efectiva de un elemento (como una viga o columna) desde su nodo de conexión hasta el inicio real del elemento estructural, para representar adecuadamente rigideces o condiciones constructivas.

Figura 46*Brazos rígidos***Fuente:** Etabs

3.2.6. Estudio de Suelo

Gracias al estudio proporcionado por el Ing. Samuel Arteaga, elaborado por ConstruCivil, se facilitaron los datos esenciales para el desarrollo del análisis sísmico Interacción suelo – estructura.

El informe del estudio de suelos, especifica que se localizaron dos 4 puntos de muestreo planificados de 6,00 metros de profundidad, se registró rechazo de acuerdo con el ensayo del SPT a los 4,00 metros en todas las perforaciones, obteniendo muestras hasta los 4,50 metros de profundidad. En cada una de las perforaciones se efectuaron ensayo de penetración estándar (SPT) de acuerdo con la norma ASTM D-1586 (Intriago Pazmiño, 2025).

Trabajos de laboratorio

De cada una de las pruebas in situ se recuperó la muestra de suelo respectiva que fue sometida a ensayos clasificatorios en el laboratorio, a partir de las propiedades:

- Contenido de humedad ASTM D-2216

Datos geo-mecánicos del suelo

Tabla 37

Parámetros Geo-Mecánicos del suelo

PARÁMETROS GEO – MECÁNICOS DEL SUELO EN EL ESTRATO PROMEDIO HASTA 3,00 METROS	
Ángulo de F. I. (Φ°)	29
Cohesión (KPa)	15,00
Peso Saturado γ (kN/m ³)	16,50
Módulo de Elasticidad Es (KPa)	21700
Relación de Poisson μ	0,35

Fuente: (Intriago Pazmiño, 2025)

3.2.6.2. Parámetros de diseño de zapata aislada

Tabla 38

Parámetros de diseño de zapata aislada

PARÁMETROS DE DISEÑO PARA CIMENTACIÓN	
Tipo de cimentación	Zapatas aisladas
Profundidad de cimentación	Df $\geq$ 1,50 m con respecto al nivel de contrapiso.
Espesor de mejoramiento con material granular compactado	H $\geq$ 0,30 m
Capacidad de carga admisible	qa = 213KPa = 21,71ton/m ²
Coeficiente de balasto para cimentación	Ks = 25500kN/m ² /m = 2600 ton/m ² /m

Fuente: (Intriago Pazmiño, 2025)

3.2.7. Pre dimensionamiento de zapata aislada de cimentación

Para el predimensionamiento de la cimentación, es fundamental considerar las propiedades geotécnicas del terreno, las cuales se obtienen a partir del estudio de suelos. En este caso, se ha determinado que el sistema de cimentación corresponde a una cimentación superficial del tipo zapata aislada, por lo que se procederá a su predimensionamiento empleando los siguientes parámetros:

- Profundidad de desplante: 1,50 m
- Capacidad portante admisible del terreno: qa = 213KPa = 21,71ton/m²

- Módulo o coeficiente de balasto: $K_s = 25500 \text{ kN/m}^2/\text{m} = 2600 \text{ ton/m}^2/\text{m}$
- Carga última transmitida por la estructura: $P_u = 106,42 \text{ ton}$

De acuerdo con lo estipulado por el código ACI, el diseño de cimentaciones debe realizarse considerando las cargas de servicio. Por consiguiente, la carga última debe ser reducida mediante un factor de carga f , el cual corresponde al promedio de los factores de mayoración considerados en las combinaciones de carga, típicamente 1.2 y 1.6.

$$\text{Carga de servicio } (P_s) = \frac{106,42 \text{ ton}}{1,4} = 76,01 \text{ ton}$$

Dimensiones de la zapata

Se tiene entonces que para el prediseño podemos usar la ecuación 20, referida en el código ACI 318-19 en la sección R15.2:

$$q_a = \frac{P_s}{A_c} \rightarrow A_c = \frac{P_s}{q_a}$$

$$A_c = \frac{76,01 \text{ ton}}{21,71 \text{ ton/m}^2} = 3,50 \text{ m}^2$$

A partir del cálculo del área requerida para la cimentación, se puede asumir como criterio de predimensionamiento el uso de una zapata cuadrada, lo cual implica que sus dimensiones en planta, base (B) y largo (L), sean iguales. En este contexto, la longitud de los lados de la zapata se obtiene mediante la raíz cuadrada del área de cimentación estimada.

$$B = \sqrt{A_c}$$

$$B = \sqrt{3,50 \text{ m}^2}$$

$$B = 1,87 \text{ m} \cong 1,90 \text{ m}$$

Con la sección de zapata asumida (1,90 m x 1,90 m), comprobamos si las dimensiones son las correctas, mediante el uso de la ecuación 22, tomada del ACI 318-19 en la sección R15.2.

$$q_r = \frac{Ps}{Ac}$$

$$q_r = \frac{76,01 \text{ ton}}{1,90 \text{ m} \cdot 1,90 \text{ m}}$$

$$q_r = 21,06 \text{ ton/m}^2 < q_a$$

Se cumple con la condición, por lo tanto, adoptamos las dimensiones prediseñadas.

Espesor de la zapata

Conociendo las dimensiones de la zapata aislada, se determinó la presión factorada del suelo con las combinaciones para el diseño por ultima resistencia por la NEC.

Combinación 1:

$$U_1 = 1,4P_D = 101,425 \text{ ton}$$

Combinación 2:

$$U_2 = 1,2P_D + 1,6P_L = 106,409 \text{ ton}$$

Combinación 3:

$$U_3 = 1,2P_D + E + P_L = 101,161 \text{ ton}$$

Combinación 4:

$$U_4 = 0,9P_D + E = 67,257$$

La combinación 2 controló el diseño, por lo tanto:

$$q_u = \frac{U_2}{Ac} = \frac{106,409 \text{ ton}}{(1,9 \text{ m})^2}$$

$$q_u = 29,48 \text{ ton/m}^2$$

Posteriormente, se efectuó el análisis de falla por corte unidireccional con el fin de determinar el espesor requerido de la zapata. Este análisis considera que el diseño es aceptable cuando la fuerza cortante factorizada es inferior a la resistencia reducida al corte nominal en la región evaluada, $\phi = 0,75$.

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$\phi V_c = \phi \cdot 0,17 \cdot \sqrt{f'c} \cdot B \cdot d$$

$$V_u = \left(\frac{L}{2} - \frac{c}{2} - d \right) \cdot B \cdot q_u$$

Para calcular el peralte o espesor de la zapata, se debe igualar $\phi V_c = V_u$

$$\phi \cdot 0,17 \cdot \sqrt{f'c} \cdot B \cdot d = \left(\frac{L}{2} - \frac{c}{2} - d \right) \cdot B \cdot q_u$$

$$\phi \cdot 0,17 \cdot \sqrt{f'c} \cdot d = \left(\frac{L}{2} - \frac{c}{2} - d \right) \cdot q_u$$

Se procede a calcular el peralte efectivo mínimo d_{min}

$$d_{min} = \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{c}{2} \right) \cdot q_u}{\phi \cdot 0,17 \cdot \sqrt{f'c} + q_u}$$

$$d_{min} = 0,24 \text{ m}$$

Calculamos la altura mínima

$$h_{min} = d_{min} + \frac{\phi_{sup}}{2} + \phi_{inf} + r$$

$$h_{min} = 0,345 \text{ m}$$

Asumimos un $h = 0,40 \text{ m}$ y obtenemos el peralte efectivo corregido

$$d = h - \frac{\phi_{sup}}{2} - \phi_{inf} - r = 0,295 \text{ m}$$

Realizamos la operación y comprobamos la condición $\phi V_c \geq V_u$

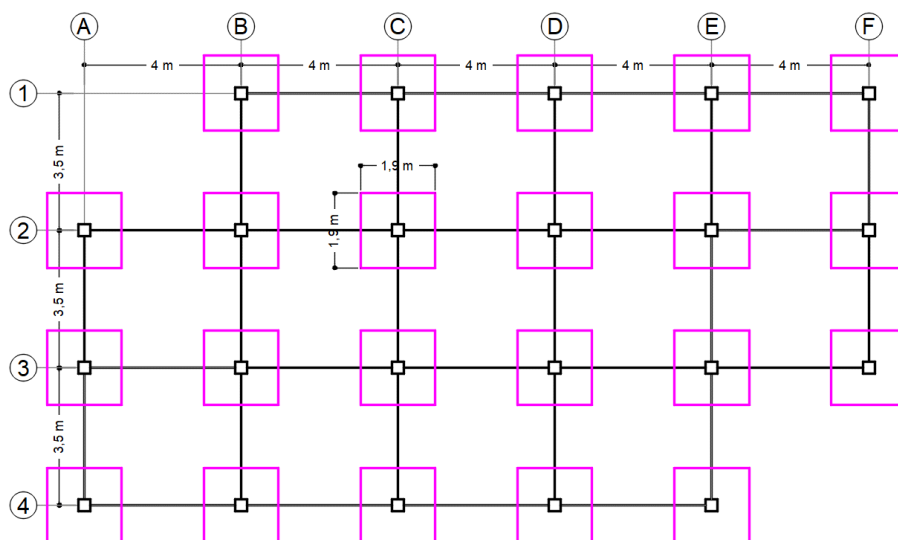
$$\phi V_c = 0,75 \cdot 0,17 \cdot \sqrt{24[MPa]} \cdot 1,9 \text{ m} \cdot 0,295 \text{ m} = 35,01 \text{ ton}$$

$$V_u = \left(\frac{1,90 \text{ m}}{2} - \frac{0,40 \text{ m}}{2} - 0,295 \text{ m} \right) \cdot 1,90 \text{ m} \cdot 29,48 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 25,48 \text{ ton}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$35,01 \text{ ton} \geq 25,48 \text{ ton}$$

El espesor asumido h es satisfactorio por diseño a corte.

Figura 47*Planta de cimentación de la estructura***Fuente:** Axel Sancán C.**3.2.8. Cálculo de coeficientes de rigidez del suelo – modelo dinámico V. A. Ilichev****Tabla 39***Características del suelo de fundación*

SUELO DE FUNDACIÓN	
Tipo de suelo	D
Módulo de elasticidad del suelo E_s	21700 KPa
Densidad del suelo ρ_s	1,80 kN.s ² /m ⁴
Coeficiente de Poisson del suelo μ_s	0,35
Ángulo de fricción interna del suelo ϕ	29°

Fuente: (Intriago Pazmiño, 2025)

Respecto a la concepción de semiespacio elástico, las velocidades de propagación de las ondas longitudinales y transversales se pueden calcular por las siguientes fórmulas:

C_1 : velocidad de propagación de las ondas longitudinales en el suelo de fundación.

C_2 : velocidad de propagación de las ondas transversales (Villarreal Castro, 2009).

$$C_1 = \sqrt{\frac{(1 - \mu_s) \cdot E_s}{(1 + \mu_s) \cdot (1 - 2\mu_s) \cdot \rho_s}} = 139 \text{ m/s}$$

$$C_2 = \sqrt{\frac{E_s}{2(1 + \mu_s) \cdot \rho_s}} = 67 \text{ m/s}$$

Coefficientes de rigidez: K_z , K_x , K_ϕ

Estos valores los obtenemos de las Tablas 4 y 5, identificando el valor de cada coeficiente en función del coeficiente de Poisson del suelo.

Tabla 40

Coefficientes y parámetros de vibraciones horizontales, rotacionales y horizontales

μ	b_{0z1}	K_{0z1}	m_{0z}	b_{0z2}	K_{0z2}
0,35	6,44	26,30	3,12	6,90	8,40
μ	$b_{0\phi1}$	$K_{0\phi1}$	$m_{0\phi}$	$b_{0\phi2}$	$K_{0\phi2}$
0,35	1,63	6,70	1,03	1,70	7,90
μ	b_{0x1}	K_{0x1}	m_{0x}	b_{0x2}	K_{0x2}
0,35	3,10	12,40	1,90	5,70	8,30

Fuente: (Villarreal Castro, 2009)

Tabla 41

Coefficientes y parámetros de vibraciones horizontales, rotacionales y horizontales

μ	b_{1z1}	K_{1z1}	m_{1z}	b_{1z2}	K_{1z2}
0,35	1,06	4,34	0,62	0,78	3,50
μ	$b_{1\phi1}$	$K_{1\phi1}$	$m_{1\phi}$	$b_{1\phi2}$	$K_{1\phi2}$
0,35	0,28	1,41	0,16	0,12	1,81
μ	b_{1x1}	K_{1x1}	m_{1x}	b_{1x2}	K_{1x2}
0,35	0,53	2,09	0,31	0,84	1,87

Fuente: (Villarreal Castro, 2009)

Para el cálculo del coeficiente equivalente k_z nos basamos en la siguiente formula, expuesta en el marco teórico en la sección del método dinámico de Ilichev

$$Y = Y_0 + Y_1 \cdot tg\psi \cdot \sqrt{\frac{A}{\alpha}}$$

$$k_{z1} = K_{0z1} + K_{1z1} \cdot \tan \phi \cdot \sqrt{\frac{A}{\alpha}} = 30,87$$

$$k_{z2} = K_{0z2} + K_{1z2} \cdot \tan \phi \cdot \sqrt{\frac{A}{\alpha}} = 12,09$$

$$k_z = \frac{k_{z1} \cdot k_{z2}}{k_{z1} + k_{z2}} = 8,69$$

Coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme K_z

$$\mathbf{K_z = (C_2)^2 \cdot \rho_s k_z a = 7483 \text{ ton/m}}$$

Análogamente, calculamos los coeficientes k_{x1} , k_{x2}

$$k_{x1} = K_{0x1} + K_{1x1} \cdot \tan \phi \cdot \sqrt{\frac{A}{\alpha}} = 14,60$$

$$k_{x2} = K_{0x2} + K_{1x2} \cdot \tan \phi \cdot \sqrt{\frac{A}{\alpha}} = 10,27$$

En este caso, el coeficiente equivalente k_x será igual a la suma de los coeficientes calculados anteriormente.

$$k_x = k_{x1} + k_{x2} = 24,87$$

Ahora calculamos el coeficiente de rigidez de desplazamiento elástico uniforme.

$$\mathbf{K_x = (C_2)^2 \cdot \rho_s k_x a = 21427 \text{ ton/m}}$$

Determinamos los coeficientes $k_{\varphi 1}$, $k_{\varphi 2}$

$$k_{\varphi 1} = K_{0\varphi 1} + K_{1\varphi 1} \cdot \tan \phi \cdot \sqrt{\frac{A}{\alpha}} = 8,18$$

$$k_{\varphi 2} = K_{0\varphi 2} + K_{1\varphi 2} \cdot \tan \phi \cdot \sqrt{\frac{A}{\alpha}} = 9,81$$

Coeficiente equivalente k_φ

$$k_\varphi = \frac{k_{\varphi 1} \cdot k_{\varphi 2}}{k_{\varphi 1} + k_{\varphi 2}} = 4,46$$

Coeficiente rotacional

$$K_{\phi} = (C_2)^2 \cdot \rho_s k_{\phi} a^3 = 4417 \text{ ton} \cdot m$$

Determinamos los coeficientes de masas del amortiguador

$$m_Z = m_{0Z} + m_{1Z} \cdot \tan \phi \cdot \sqrt{\frac{A}{\alpha}} = 3,77$$

$$m_X = m_{0X} + m_{1X} \cdot \tan \phi \cdot \sqrt{\frac{A}{\alpha}} = 2,23$$

$$m_{\phi} = m_{0\phi} + m_{1\phi} \cdot \tan \phi \cdot \sqrt{\frac{A}{\alpha}} = 1,20$$

Determinamos las masas

$$M_Z = \rho_s a^3 m_Z = 0,837 \text{ ton} \cdot s^2/m$$

$$M_X = \rho_s a^3 m_X = 0,494 \text{ ton} \cdot s^2/m$$

$$M_{\phi} = \rho_s a^5 m_{\phi} = 0,305 \text{ ton} \cdot s^2 \cdot m$$

Entonces, tenemos:

Tabla 42

Coeficientes de rigidez y masas del resorte

Coeficientes de rigidez		Masas de los resortes	
K_X	21427 ton/m	M_X	0,494 ton.s ² /m
K_Y	21427 ton/m	M_Y	0,494 ton.s ² /m
K_Z	7483 ton/m	M_Z	0,837 ton.s ² /m
$K_{\phi X}$	4417 ton.m	$M_{\phi X}$	0,305 ton.s ² .m
$K_{\phi Y}$	4417 ton.m	$M_{\phi Y}$	0,305 ton.s ² .m
$K_{\phi Z}$	-	$M_{\phi Z}$	0,305 ton.s ² .m

Fuente: Axel Sancán C.

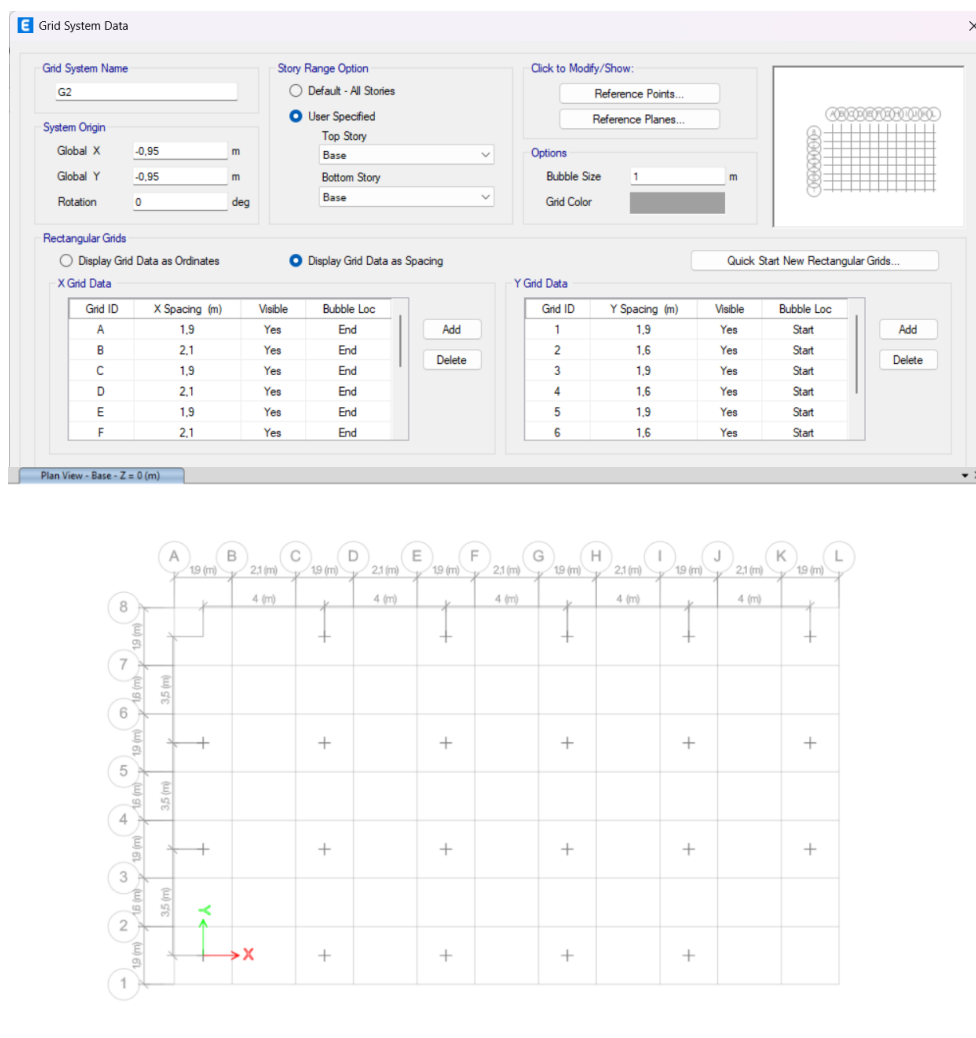
3.2.9. Modelación estructural en software Etabs – método interacción suelo-estructura

Grid para modelar la cimentación

Para poder modelar la cimentación en el espacio de Etabs, se añadió una nueva Grid, estableciendo espaciamientos acordes a las dimensiones de las zapatas, tal como se muestra en las figuras.

Figura 48

Grid de cimentación



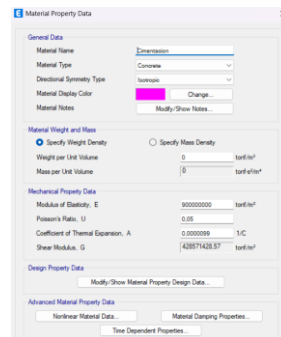
Fuente: Etabs

3.2.9.1. Modelación y discretización de la cimentación

Para la modelación de la cimentación, se añadió una nueva propiedad de material y nueva sección de losa. Genner Villareal recomienda usar un módulo de elasticidad del material igual a $9 \times 10^8 \text{ ton/m}^2$ y un coeficiente de Poisson igual a 0,05.

Figura 49

Propiedad de material para cimentación

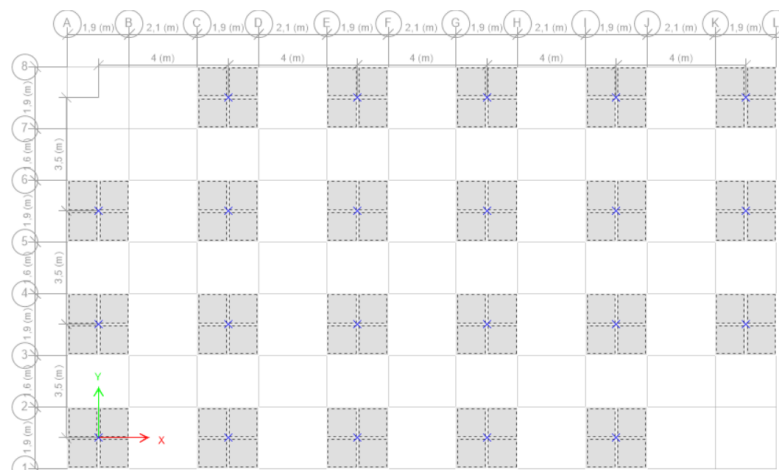


Fuente: Etabs

Teniendo definido el material, se procede con la asignación de las secciones de zapatas, determinadas por el diseño estructural de la edificación. Adicional, se divide a cada zapata en cuatro porciones iguales para generar una discretización y lograr un análisis más preciso.

Figura 50

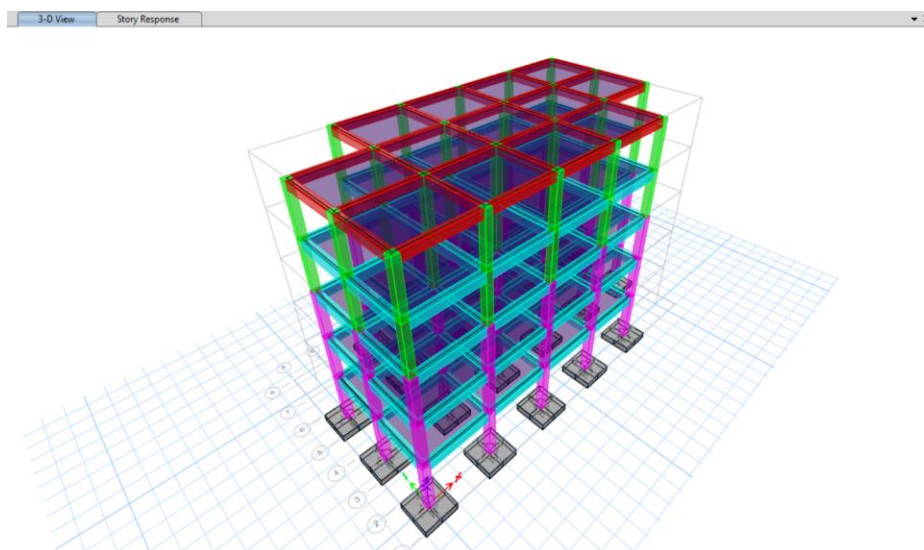
Asignación de zapata aislada y discretización de la misma



Fuente: Etabs

Figura 51

Modelo tridimensional de la estructura con zapatas aisladas



Fuente: Etabs

3.2.9.2. Definición y asignación del coeficiente de balasto

Se define el tipo la propiedad del resorte que se aplicará sobre el área de la cimentación que trabaje solo en compresión, idealizando así al suelo sobre el cual se implanta la estructura.

Figura 52

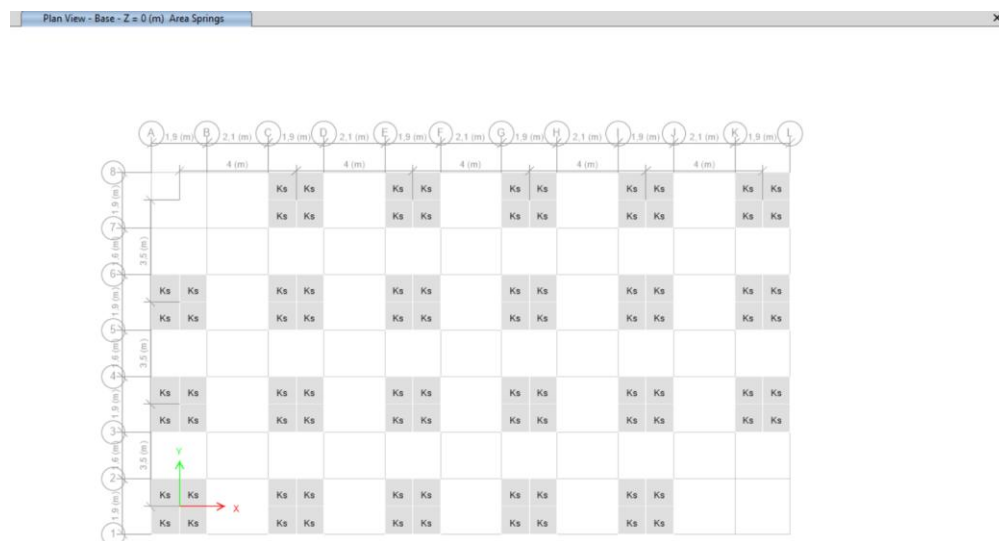
Propiedad del área de resorte - coeficiente de balasto

Fuente: Etabs

Una vez definida la propiedad del resorte, se asigna sobre el área de la cimentación

Figura 53

Asignación del coeficiente de balasto

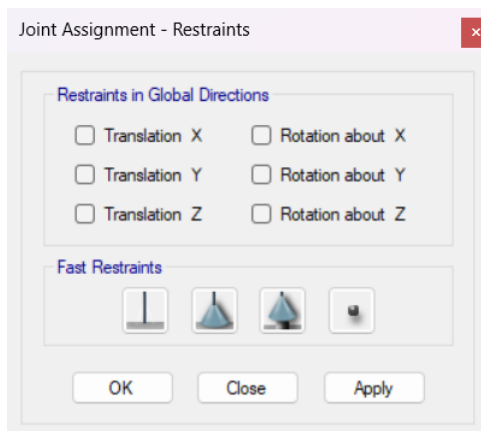


Fuente: Etabs

Luego de haber aplicado el coeficiente de balasto se procede a liberar la restricción en los apoyos de la estructura, es decir, desactivar todas las direcciones en la que se puede restringir el movimiento, dejando así la base flexible.

Figura 54

Base flexible



Fuente: Etabs

3.2.9.3. Definición y asignación de los resortes sobre la cimentación

Definimos las propiedades de los puntos de resorte, asignándoles los valores de coeficientes de rigidez calculados.

Figura 55

Coeficientes de rigideces del suelo

Point Spring Property Data

General Data

Property Name: lichev

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show Notes...

Spring Stiffness Options

☒ User Specified/Link Properties ☐ Based on Soil Profile and Footing Dimensions

Simple Spring Stiffness in Global Directions

Translation X	21427	tonf/m
Translation Y	21427	tonf/m
Translation Z	7483	tonf/m
Rotation about X-Axis	4417	tonf-m/rad
Rotation about Y-Axis	4417	tonf-m/rad
Rotation about Z-Axis	0	tonf-m/rad

Single Joint Links at Point

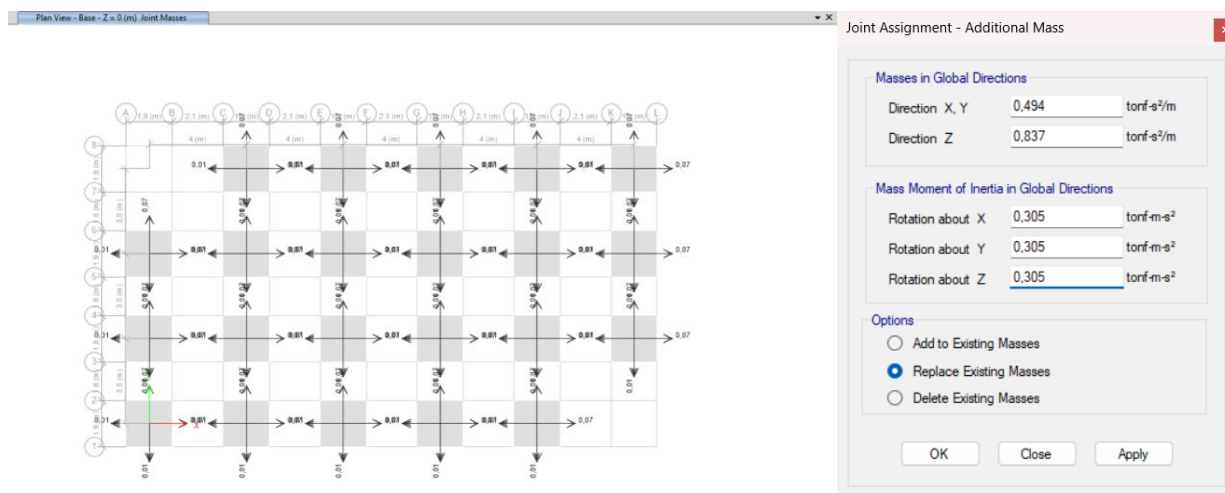
Link Property	Axial Direction	Axis 2 Angle

Add
Delete

OK Cancel

Fuente: Etabs

Previo a la asignación de los resortes sobre la cimentación, se define y aplica la masa calculada para los resortes.

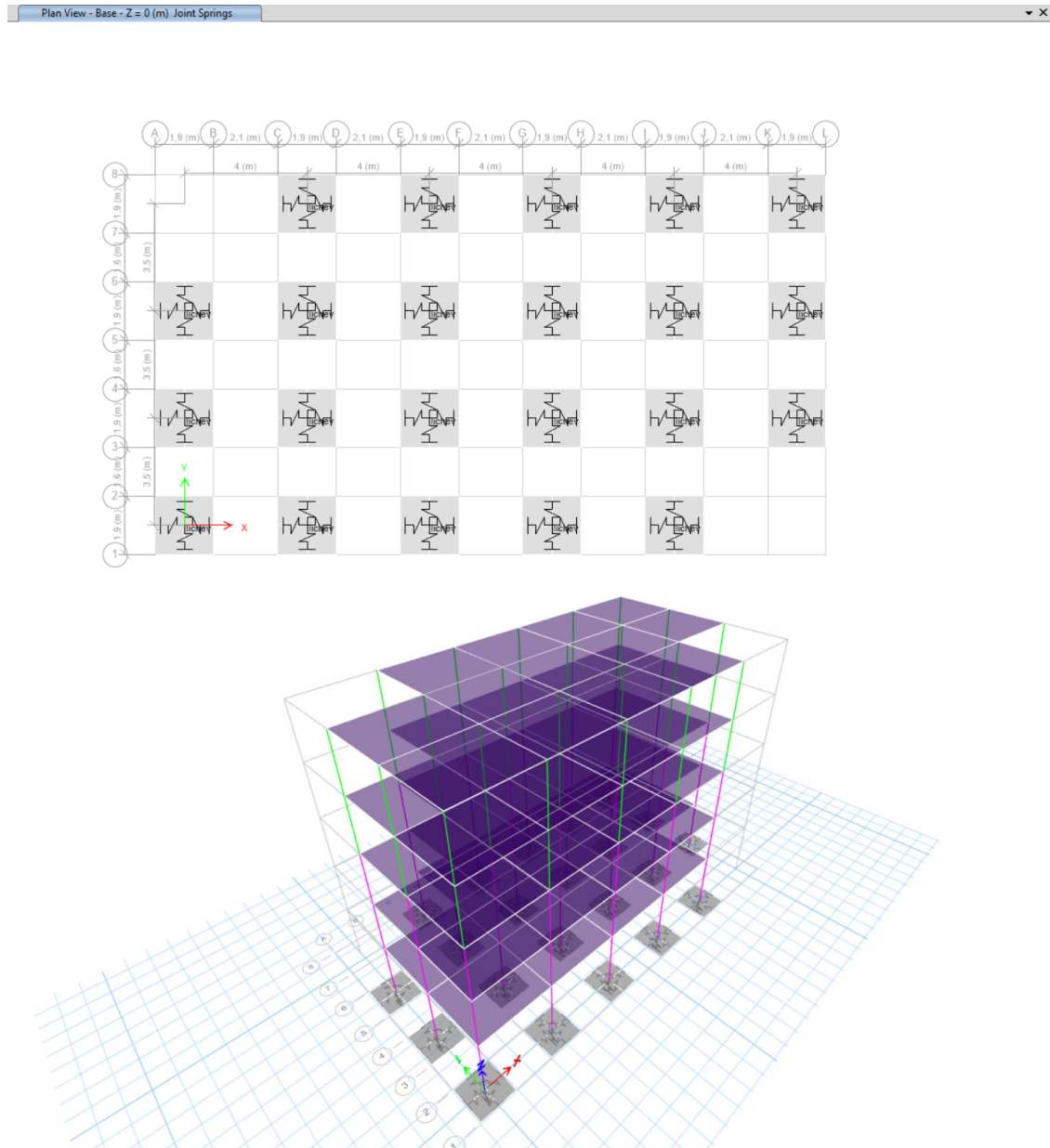
Figura 56*Aplicación de la masa adicional***Fuente:** Etabs

Para el correcto análisis de interacción suelo – estructura en ETABS, además de asignar los resortes equivalentes que representan la rigidez del suelo según el modelo dinámico de Ilichev, es necesario considerar la masa asociada al terreno que participa en la respuesta sísmica. Esto se debe a que los resortes del programa solo transmiten fuerzas y deformaciones, pero no incorporan por sí mismos la inercia del suelo. Es por ello que, se introduce una masa adicional en los nodos de la cimentación, con el fin de representar la porción del terreno que se moviliza junto con la estructura durante la excitación sísmica, lo que permite obtener un modelo más realista de la interacción suelo – estructura.

Asignamos los resortes a la base, en la cimentación

Figura 57

Vista en planta y Elevación de modelo suelo-estructura



Fuente: Etabs

CAPITULO IV: ANÁLISIS Y RESULTADOS

4. ANÁLISIS Y RESULTADOS DE LA ESTRUCTURA

4.1. Análisis dinámico con restricción en la base de la estructura y con interacción suelo – estructura

4.1.1. Comprobación del cortante

La NEC 2015, establece que el cortante basal dinámico debe ser mayor al 80% del cortante basal estático en estructuras regulares y ser mayor al 85% en estructuras irregulares.

Tabla 43

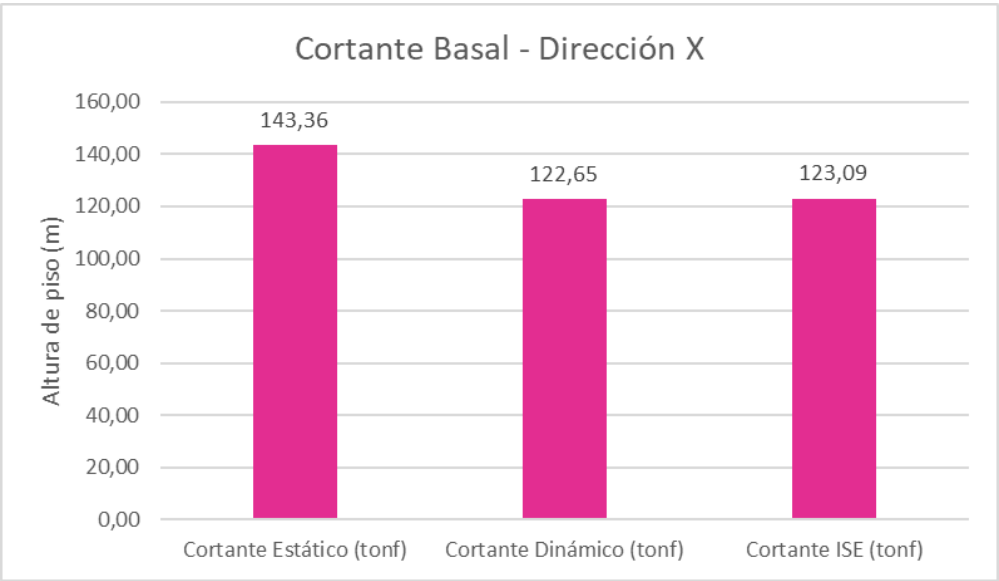
Cortante estático, dinámico y con ISE - Sismo X

DIRECCIÓN X					
Cortante Estático (tonf)	Cortante Dinámico (tonf)	Cortante ISE (tonf)	% V Dinámico	% V ISE	Factor de corrección
143,36	122,65	123,09	86	86	-

Fuente: Axel Sancán C.

Figura 58

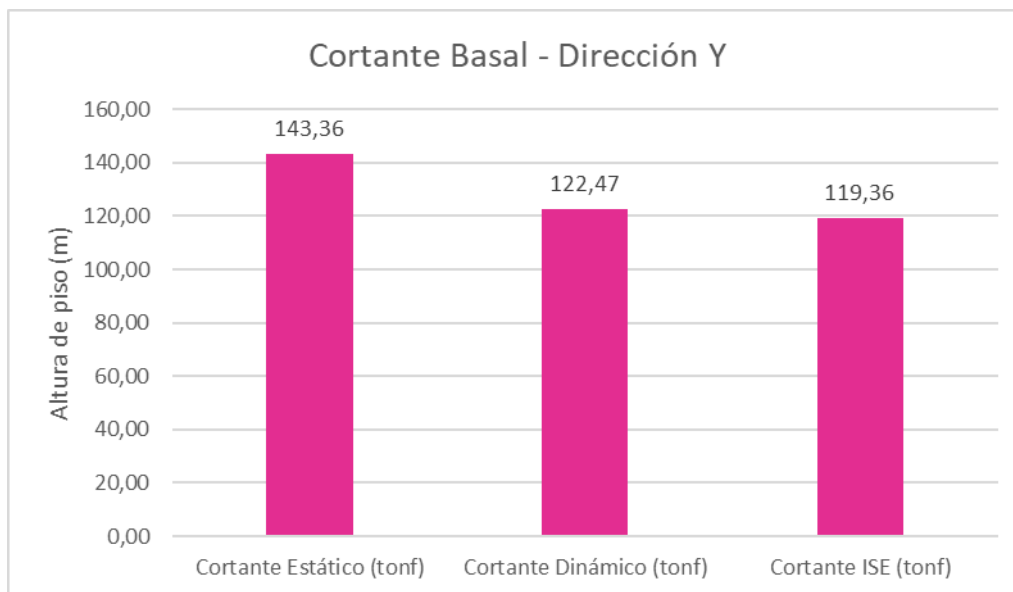
Cortante estático, dinámico y con ISE - Sismo X



Fuente: Axel Sancán C.

Tabla 44*Cortante estático, dinámico y con ISE - Sismo Y*

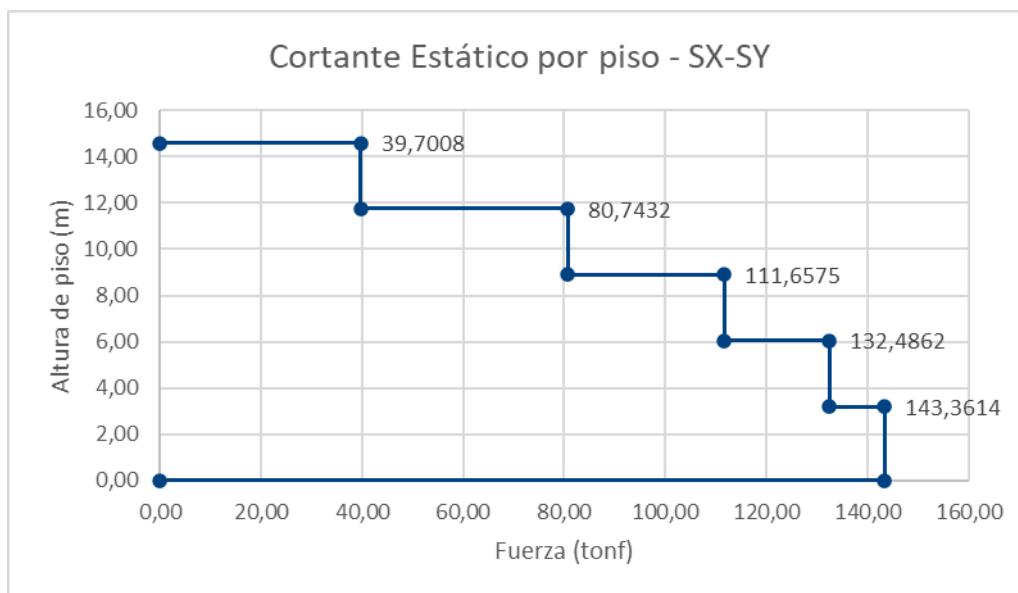
DIRECCIÓN X					
Cortante Estático (tonf)	Cortante Dinámico (tonf)	Cortante ISE (tonf)	% V Dinámico	% V ISE	Factor de corrección
143,36	122,47	119,36	85	83	1,03

Fuente: Axel Sancán C.**Figura 59***Cortante estático, dinámico y con ISE - Sismo Y***Fuente:** Axel Sancán C.**4.1.2. Distribución de fuerza cortante estática**

De la distribución de fuerza se obtienen de las fuerzas que se distribuyen sobre la sección transversal de los elementos estructurales.

Tabla 45*Fuerzas estáticas de corte-Sismo X*

Altura de Piso (m)	V (tonf)
14,60	39,7008
11,75	80,7432
8,90	111,6575
6,05	132,4862
3,20	143,3614
0	0

Fuente: Axel Sancán C.**Figura 60***Fuerzas estáticas de corte-Sismo X, Sismo Y***Fuente:** Axel Sancán C.**4.1.3. Distribución de fuerza cortante dinámica****Tabla 46***Fuerzas dinámicas de corte-Sismo X*

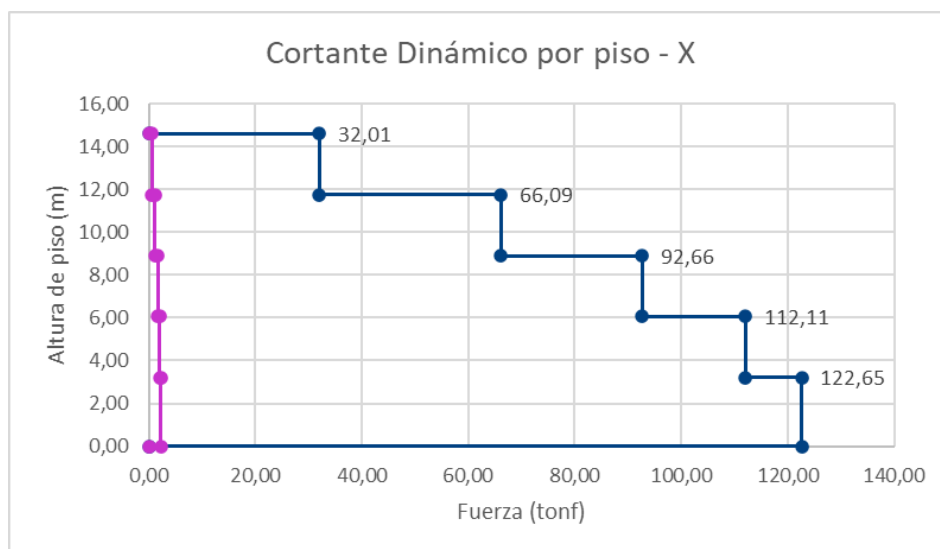
Altura de piso (m)	VX (tonf)	VY (tonf)
14,60	32,006	0,555
11,75	66,089	1,184
8,90	92,664	1,678

6,05	112,113	2,030
3,20	122,650	2,209
0	0	0

Fuente: Axel Sancán C.

Figura 61

Fuerzas dinámicas de corte-Sismo X



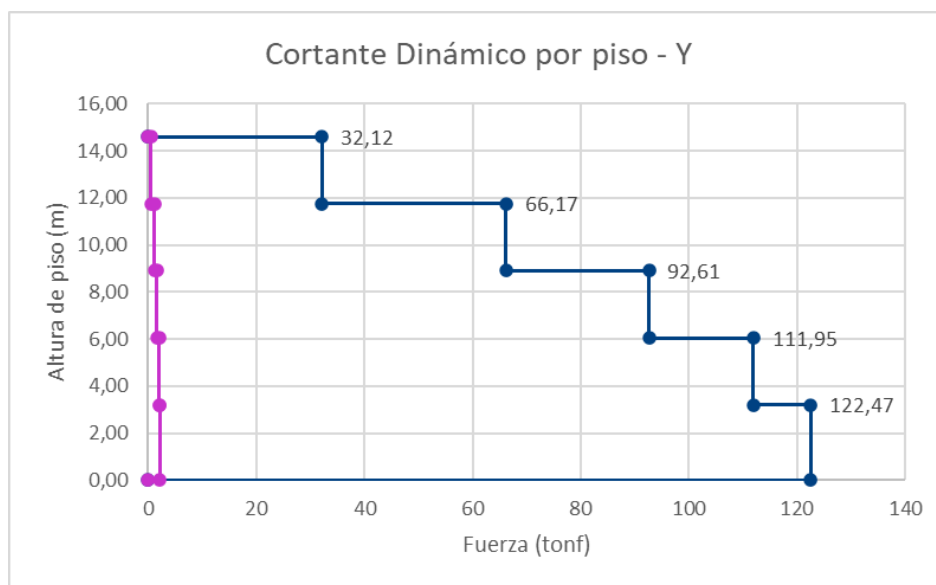
Fuente: Axel Sancán C.

Tabla 47

Fuerzas dinámicas de corte-Sismo Y

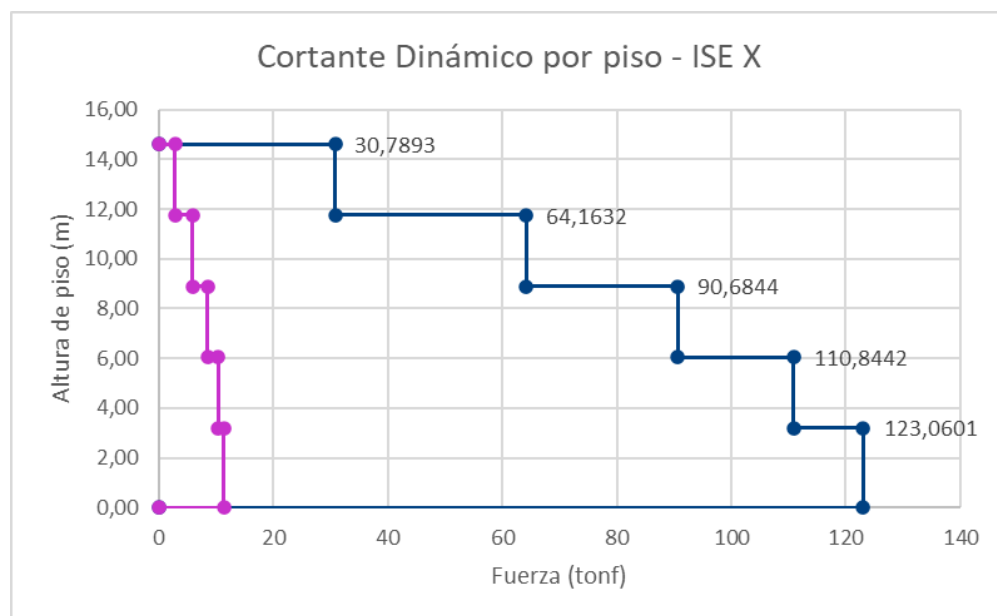
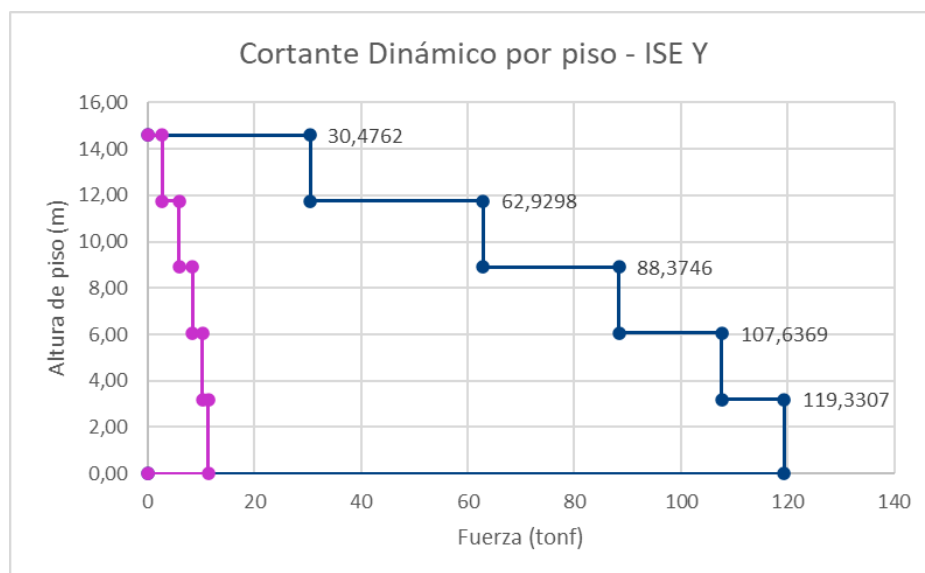
Altura de piso (m)	VX (tonf)	VY (tonf)
14,60	32,115	0,5551
11,75	66,169	1,1837
8,90	92,607	1,6777
6,05	111,953	2,03
3,20	122,470	2,2091

Fuente: Axel Sancán C.

Figura 62*Fuerzas dinámicas de corte-Sismo Y***Fuente:** Axel Sancán C.**4.1.4. Distribución de fuerza cortante dinámica con ISE****Tabla 48***Fuerzas cortantes dinámicas con ISE*

Altura de piso (m)	Sx_sismo		Sy_sismo	
	X dir (tonf)	Y dir (tonf)	X dir (tonf)	Y dir (tonf)
14,60	30,7893	2,7242	2,7126	30,4762
11,75	64,1632	5,871	5,8554	62,9298
8,90	90,6844	8,4178	8,4061	88,3746
6,05	110,8442	10,2974	10,2922	107,6369
3,20	123,0601	11,3616	11,3616	119,3307
0,00	0	0	0	0

Fuente: Axel Sancán C.

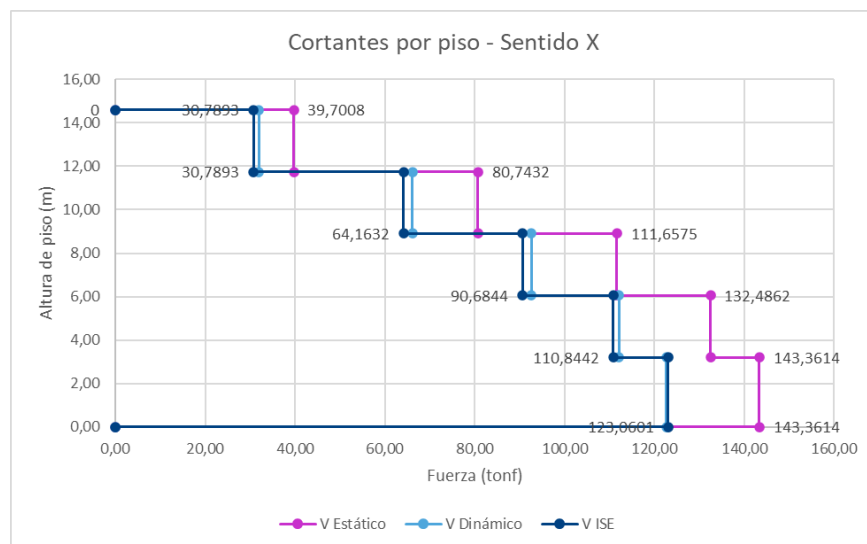
Figura 63*Cortante dinámico – ISE X***Fuente:** Axel Sancán C.**Figura 64***Cortante dinámico – ISE Y***Fuente:** Axel Sancán C.

4.1.5. Comparación de los cortantes

Cortantes en el sentido X

Figura 65

Comparación de los cortantes en la dirección X

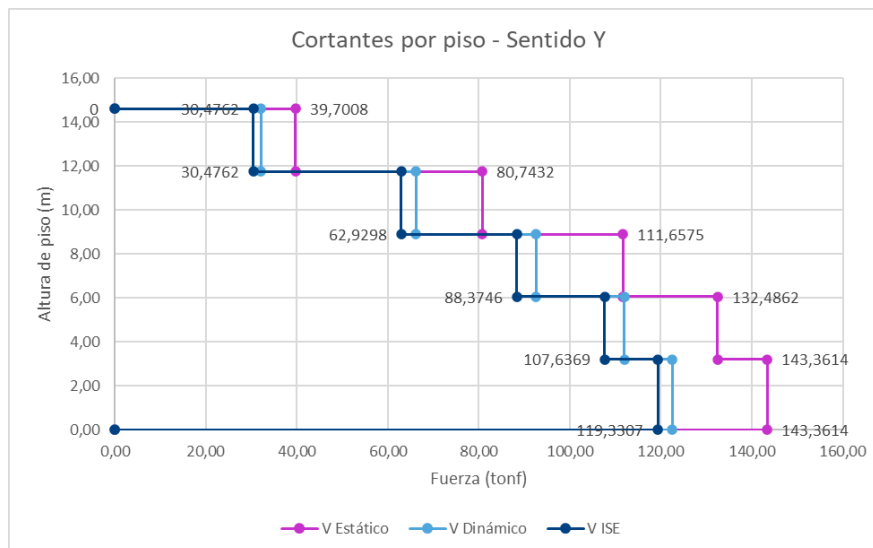


Fuente: Axel Sancán C.

Cortantes en el sentido Y

Figura 66

Comparación de los cortantes en la dirección Y



Fuente: Axel Sancán C.

En las Figuras 65 y 66, se muestra una comparación de los cortantes por piso que se obtuvieron a través de tres enfoques distintos: el análisis estático equivalente, el análisis modal espectral y el análisis con interacción suelo-estructura (ISE), en las direcciones X y Y, respectivamente. Como se puede observar, los valores de cortante tienden a aumentar a medida que se desciende los niveles de la estructura, lo que tiene sentido, ya que los esfuerzos se acumulan progresivamente desde los pisos superiores hasta la base.

Por su lado, el análisis estático genera los mayores valores de cortante basal, alcanzando las 143,36 tonf. Este método, al no considerar la deformabilidad del sistema suelo-estructura ni los efectos dinámicos asociados a la vibración estructural, suele ser conservadora. Por otro lado, el análisis dinámico, que contempla la participación modal y la distribución inercial de las masas, refleja una reducción de las fuerzas respecto al método estático, con un cortante basal de 122,65 tonf en la dirección X.

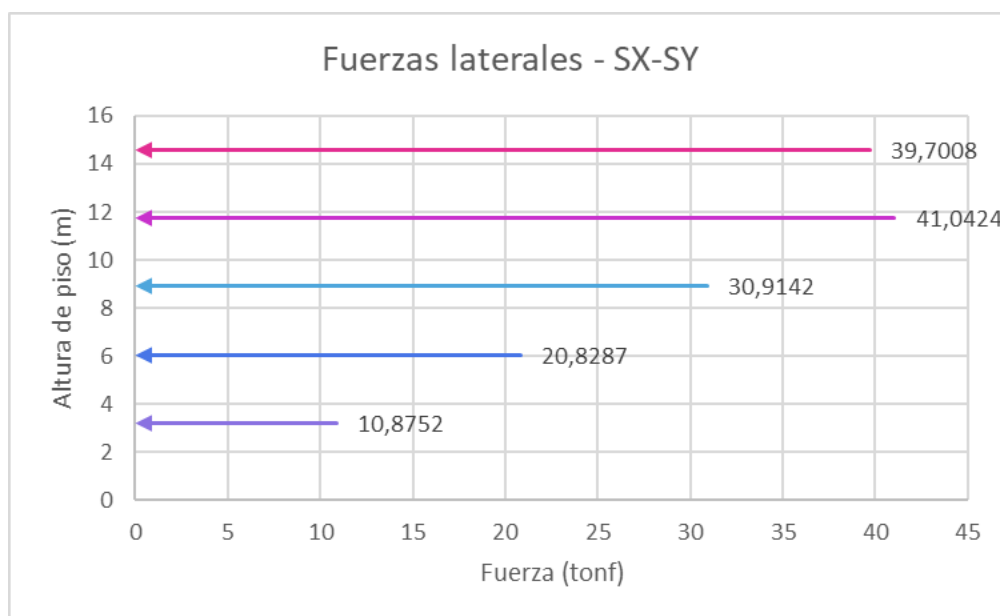
Finalmente, el análisis con interacción suelo-estructura muestra una reducción de los esfuerzos cortantes, con valores máximos de 123,06 tonf en el sentido X. Esta disminución del cortante, en la interacción suelo – estructura, se debe principalmente a la inclusión de la flexibilidad de la cimentación y del suelo, lo que modifica la rigidez global del sistema estructural. Al comportarse el sistema como un conjunto deformable, parte de la energía sísmica se disipa en el terreno, lo que se traduce en una atenuación de las fuerzas transmitidas a la superestructura.

4.1.6. Distribución de fuerzas laterales estáticas por piso

Fuerzas actuantes en la edificación por sismo estático en sentido X y sentido Y.

Tabla 49*Fuerzas laterales estáticas por piso*

Altura de piso (m)	X-Dir (tonf)	Y-Dir (tonf)
14,6	39,7008	39,7008
11,75	41,0424	41,0424
8,9	30,9142	30,9142
6,05	20,8287	20,8287
3,2	10,8752	10,8752

Fuente: Axel Sancán C.**Figura 67***Fuerzas laterales estáticas por piso - SX-SY***Fuente:** Axel Sancán C.

4.1.7. Desplazamientos

4.1.7.1. Desplazamientos por Sismo Estático

Tabla 50

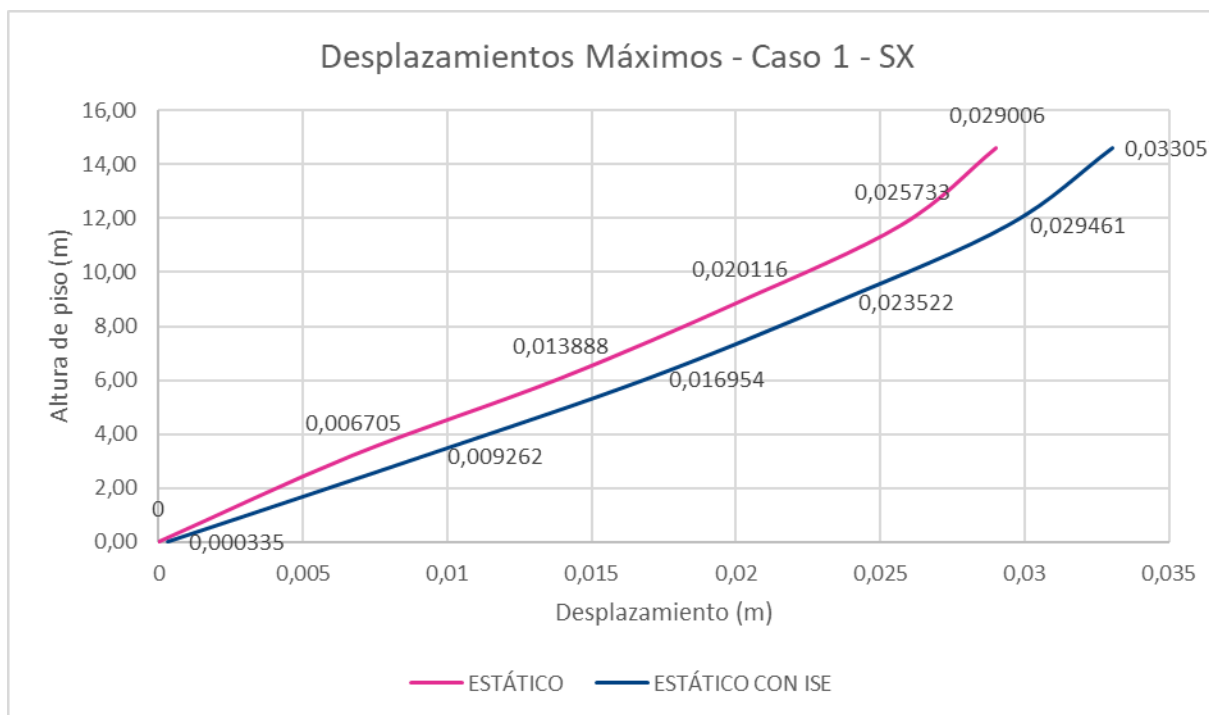
Desplazamientos máximos sismo estático - SX

ALTURA DE PISO (m)	DESPLAZAMIENTOS - SX(M)					
	CASO 1 SIN ISE	CASO 1 CON ISE	CASO 2 SIN ISE	CASO 2 CON ISE	CASO 3 SIN ISE	CASO 3 CON ISE
14,60	0,029006	0,033057	0,029492	0,033612	0,029492	0,033615
11,75	0,025733	0,029461	0,026166	0,029958	0,026166	0,029961
8,90	0,020116	0,023522	0,020456	0,02392	0,020456	0,023923
6,05	0,013888	0,016954	0,014124	0,017242	0,014124	0,017245
3,20	0,006705	0,009262	0,006819	0,00942	0,006819	0,009422
0,00	0	0,000335	0	0,000366	0	0,000366

Fuente: Axel Sancán C.

Figura 68

Desplazamientos máximos sismo estático – CASO 1



Fuente: Axel Sancán C.

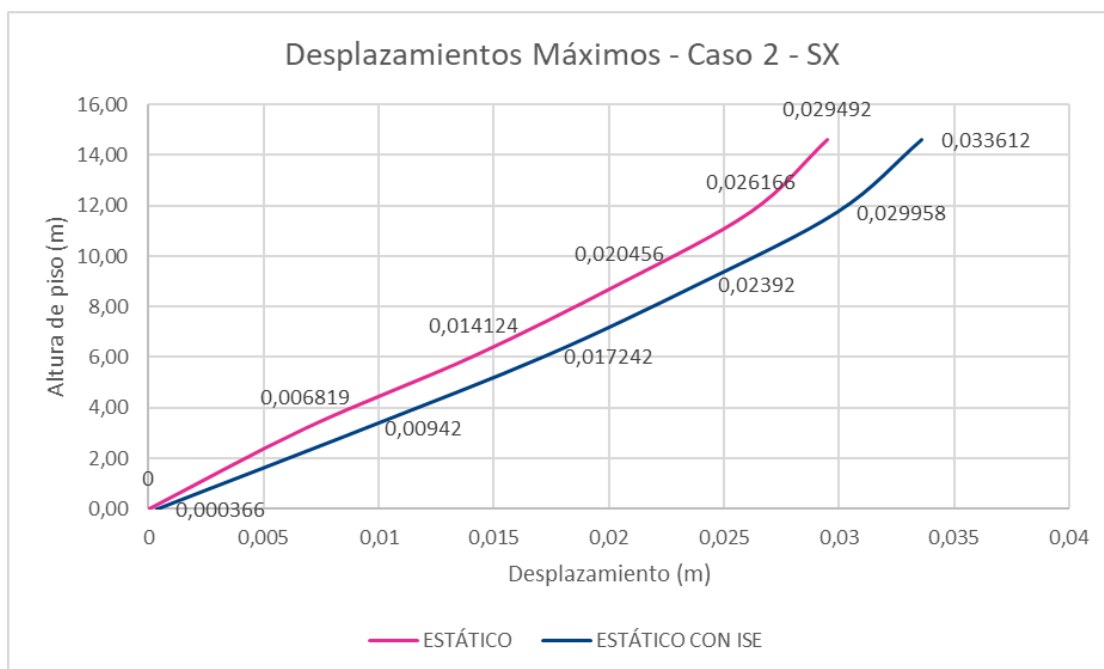
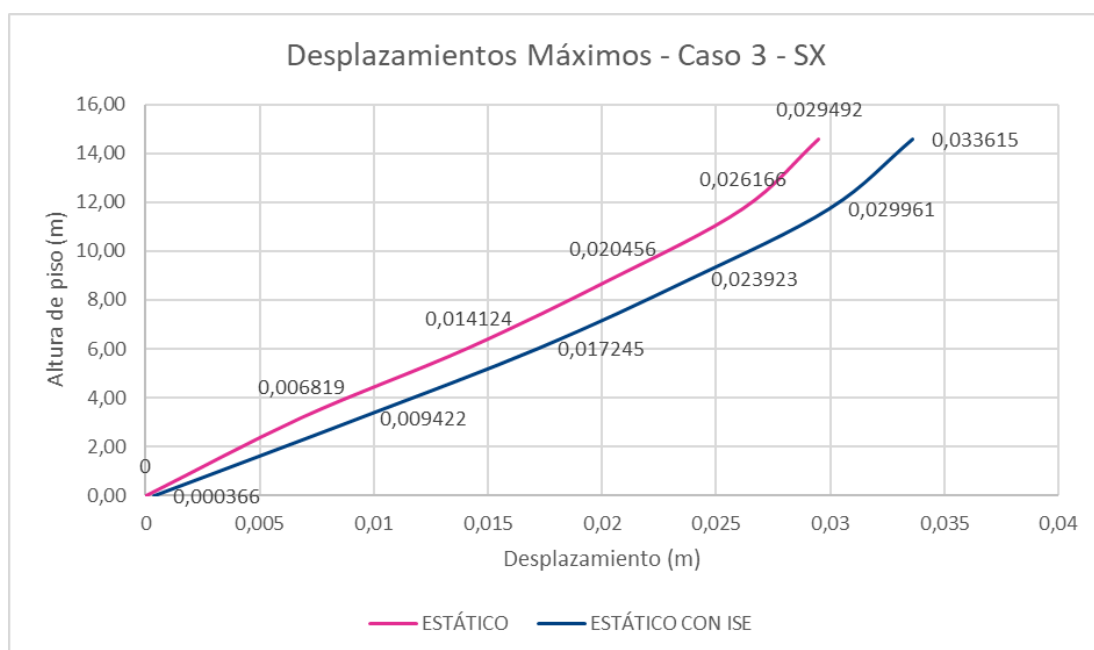
Figura 69*Desplazamientos máximos sismo estático – CASO 2***Fuente:** Axel Sancán C.**Figura 70***Desplazamientos máximos sismo estático – CASO 3***Fuente:** Axel Sancán C.

Tabla 51*Desplazamientos máximos sismo estático - SY*

ALTURA DE PISO (m)	DESPLAZAMIENTOS - SY(M)					
	CASO 1 SIN ISE	CASO 1 CON ISE	CASO 2 SIN ISE	CASO 2 CON ISE	CASO 3 SIN ISE	CASO 3 CON ISE
14,60	0,028945	0,035133	0,030709	0,037157	0,030709	0,03714
11,75	0,025586	0,030984	0,027157	0,032796	0,027157	0,03278
8,90	0,019935	0,024543	0,021169	0,025998	0,021169	0,025982
6,05	0,013745	0,017548	0,014599	0,018603	0,014599	0,018587
3,20	0,006647	0,009496	0,00706	0,010077	0,00706	0,010062
0,00	0	0,000351	0	0,000419	0	0,000416

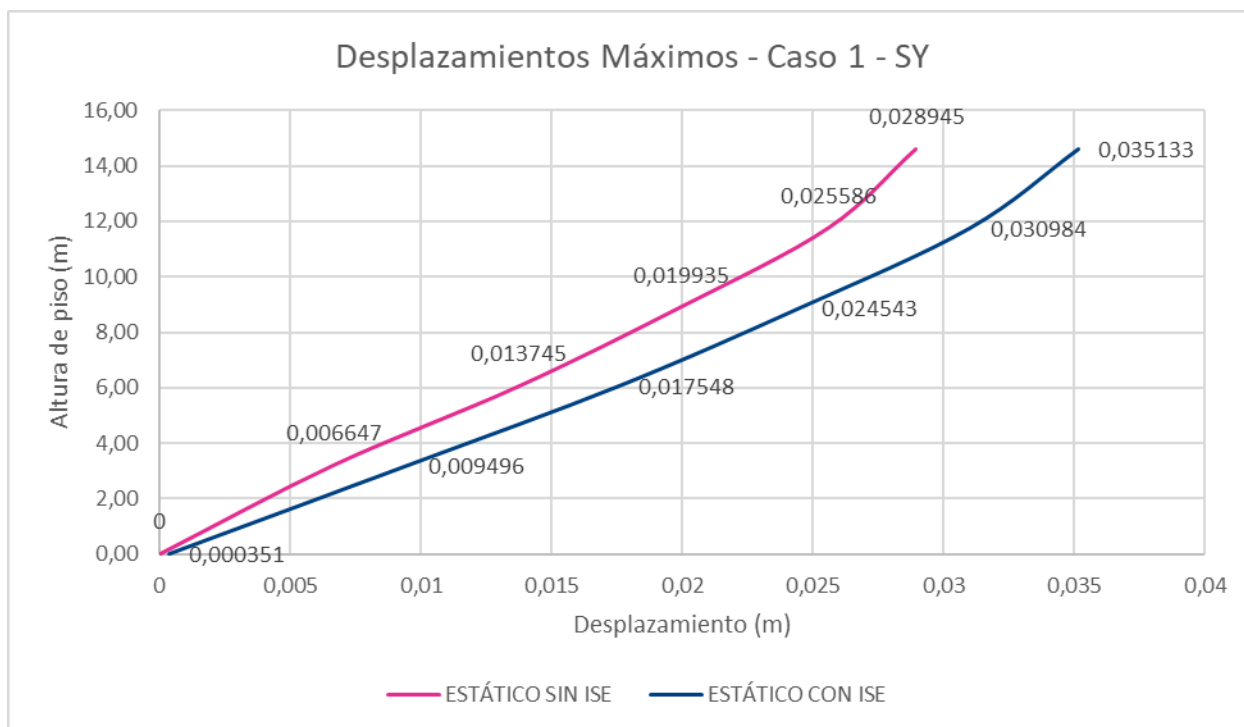
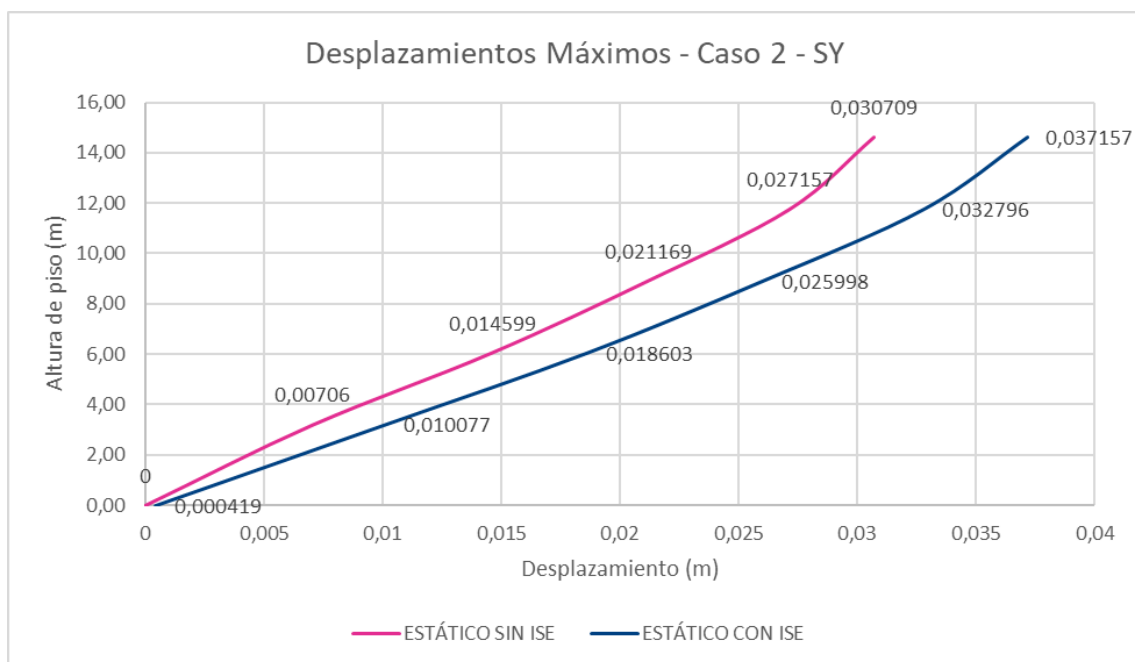
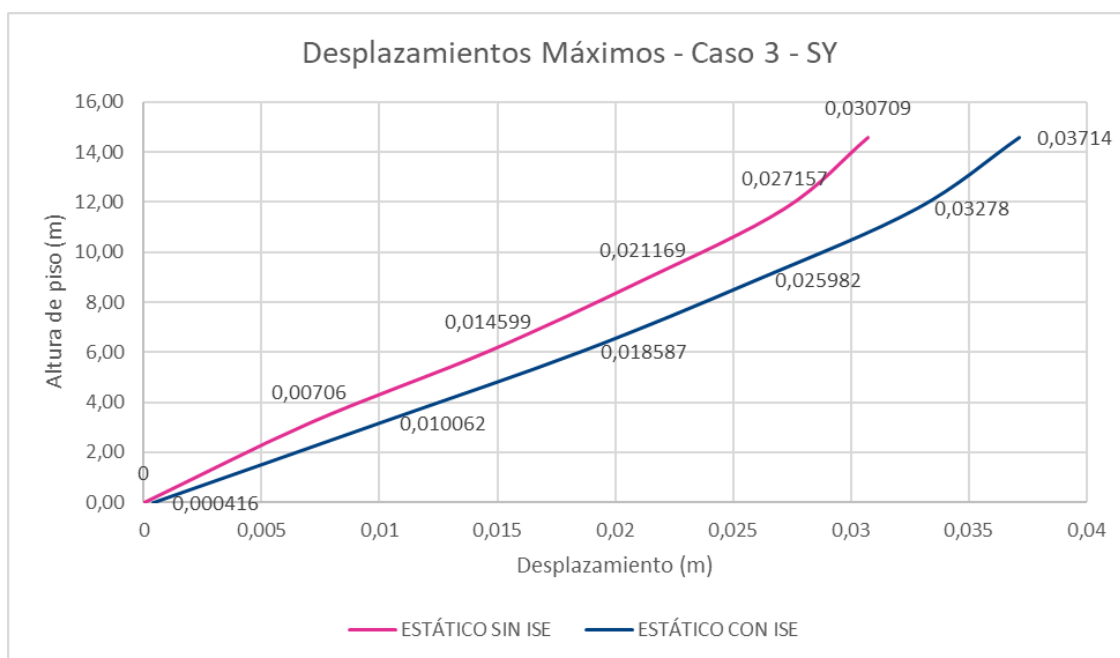
Fuente: Axel Sancán C.**Figura 71***Desplazamientos máximos sismo estático – CASO 1***Fuente:** Axel Sancán C.

Figura 72*Desplazamientos máximos sismo estático – CASO 2***Fuente:** Axel Sancán C.**Figura 73***Desplazamientos máximos sismo estático – CASO 3***Fuente:** Axel Sancán C.

4.1.7.2. Desplazamientos por sismo dinámico

Tabla 52

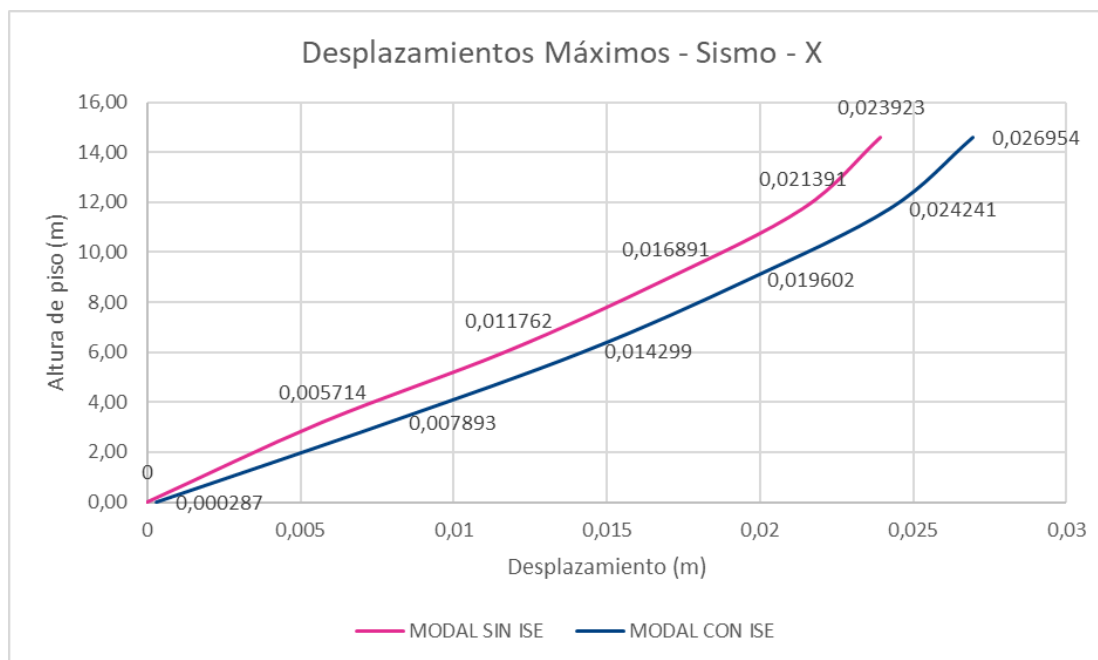
Desplazamientos máximos sismo dinámico en dirección X y Y

ALTURA DE PISO(m)	DESPLAZAMIENTOS (m)			
	SISMO X SIN ISE	SISMO X CON ISE	SISMO Y SIN ISE	SISMO Y CON ISE
14,60	0,023923	0,026954	0,023857	0,027896
11,75	0,021391	0,024241	0,021247	0,024788
8,90	0,016891	0,019602	0,016715	0,019851
6,05	0,011762	0,014299	0,011622	0,014346
3,20	0,005714	0,007893	0,005655	0,007841
0,00	0	0,000287	0	0,000292

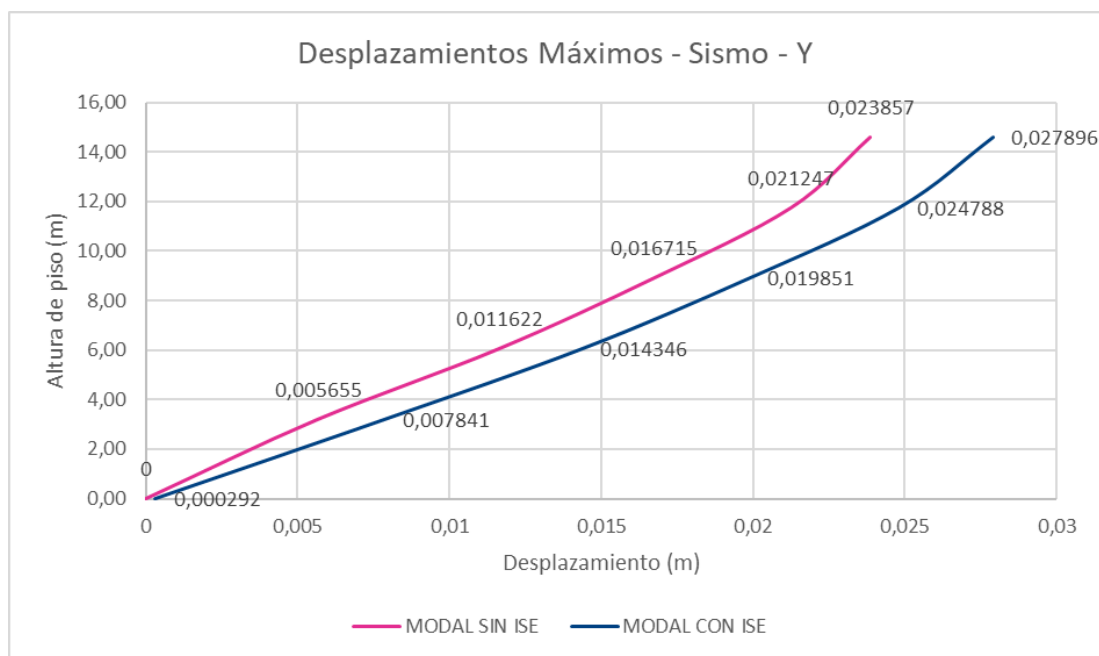
Fuente: Axel Sancán C.

Figura 74

Desplazamientos máximos dinámico – Sismo X



Fuente: Axel Sancán C.

Figura 75*Desplazamientos máximos dinámico – Sismo Y***Fuente:** Axel Sancán C.

Al observar los resultados del análisis modal, tanto con y sin ISE, se refleja que en la dirección X, el modelo que no considera la ISE tiene un desplazamiento máximo de 0,023923 m en el nivel superior. Por su lado, el modelo que sí incluye la ISE alcanza un desplazamiento de 0,026954 m, lo que equivale a un aumento de aproximadamente el 13%. En la dirección Y, el modelo sin ISE muestra un desplazamiento máximo de 0,023857 m, mientras que el modelo con ISE llega a un desplazamiento máximo de 0,027896 m, lo que refleja un incremento del 17%. Esta diferencia más significativa se debe a que la estructura es más propensa a deformarse en la dirección Y.

4.1.8. Derivas

Las derivas inelásticas máximas de entrepiso obtenidas en el análisis de la estructura deben permanecer dentro del porcentaje máximo permitido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), el cual corresponde al 2% de la altura del entrepiso respectivo.

4.1.8.1. Derivas sísmicas estáticas

Tabla 53

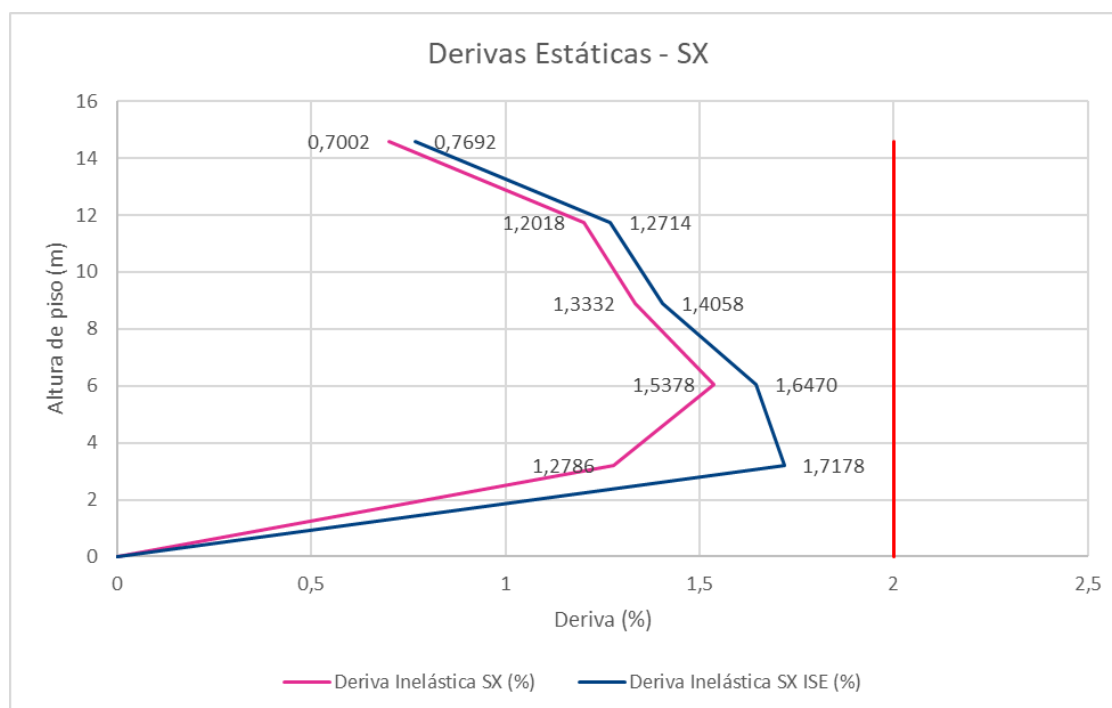
Derivas sísmicas estáticas

Altura de piso (m)	DERIVAS ESTÁTICAS			
	Deriva Inelástica SX (%)	Deriva Inelástica SY (%)	Deriva Inelástica SX ISE (%)	Deriva Inelástica SY ISE (%)
14,6	0,7002	0,7476	0,7692	0,918
11,75	1,2018	1,2606	1,2714	1,431
8,9	1,3332	1,383	1,4058	1,557
6,05	1,5378	1,587	1,647	1,7952
3,2	1,2786	1,3236	1,7178	1,8366
0	0	0	0	0

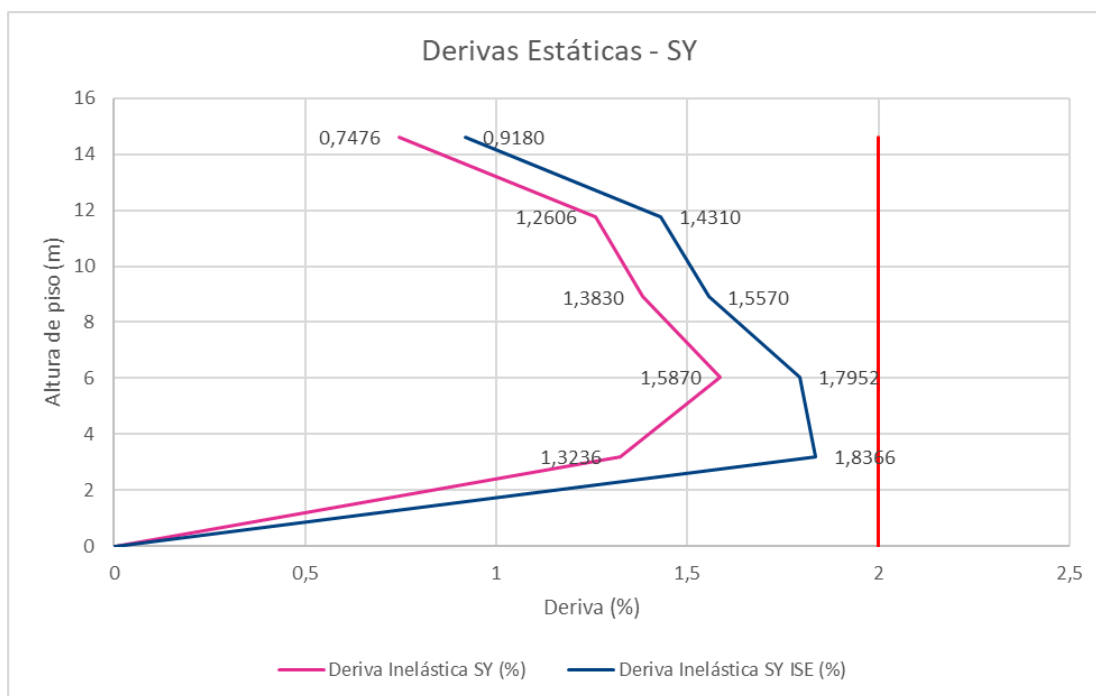
Fuente: Axel Sancán C.

Figura 76

Derivas sísmicas estáticas - SX

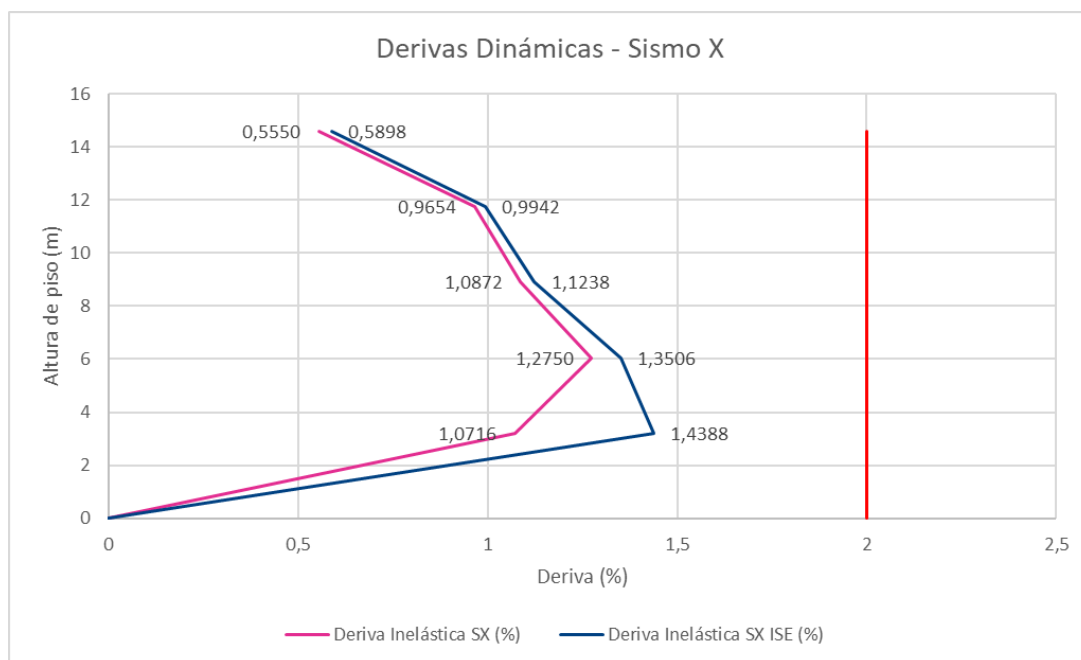
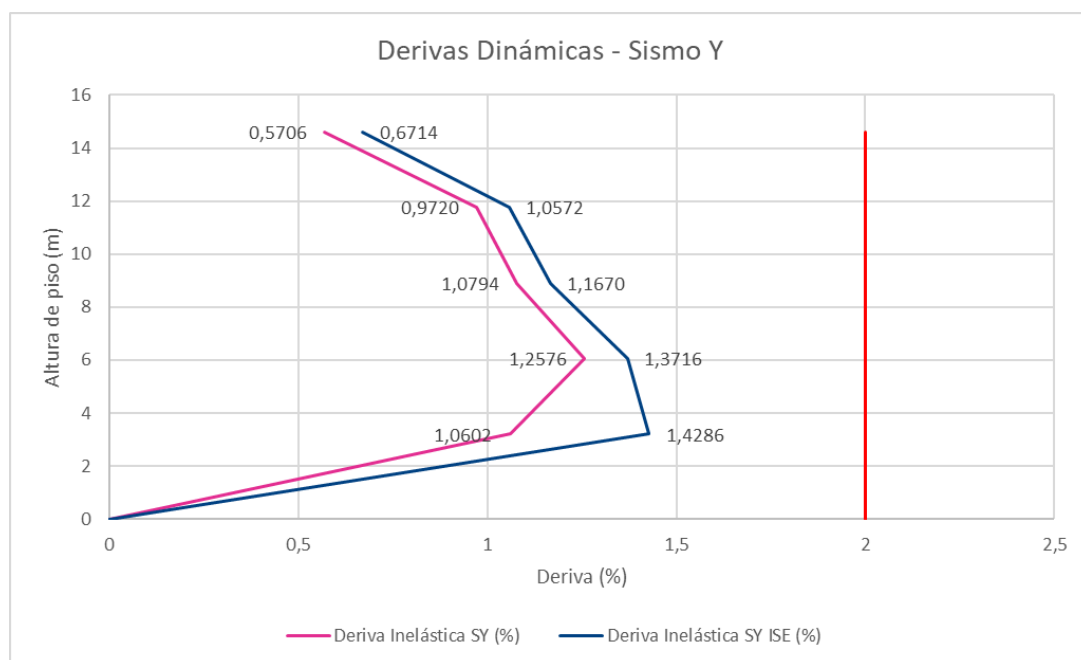


Fuente: Axel Sancán C.

Figura 77*Derivas sísmicas estáticas - SY***Fuente:** Axel Sancán C.**4.1.8.2. Derivas sísmicas dinámicas****Tabla 54***Derivas sísmicas dinámicas*

Altura de piso (m)	DERIVAS DINÁMICAS			
	Deriva Inelástica SX (%)	Deriva Inelástica SY (%)	Deriva Inelástica SX ISE (%)	Deriva Inelástica SY ISE (%)
14,6	0,555	0,5706	0,5898	0,6714
11,75	0,9654	0,972	0,9942	1,0572
8,9	1,0872	1,0794	1,1238	1,167
6,05	1,275	1,2576	1,3506	1,3716
3,2	1,0716	1,0602	1,4388	1,4286
0	0	0	0	0

Fuente: Axel Sancán C.

Figura 78*Derivas sísmicas dinámicas - Sismo X***Fuente:** Axel Sancán C.**Figura 79***Derivas sísmicas dinámicas - Sismo Y***Fuente:** Axel Sancán C.

Con el objetivo de analizar el efecto de interacción suelo – estructura sobre el comportamiento lateral de la edificación, se compararon las derivas inelásticas, estáticas y dinámicas, por piso obtenidas a partir de los análisis, estático y modal, en la dirección SX y SY.

En la dirección SX, el modelo sin ISE responde con una deriva máxima de 1,5378%, que se concentra principalmente en el segundo piso y presenta una distribución bastante uniforme. Sin embargo, al incluir la interacción suelo – estructura (ISE), se observa un cambio notable en el patrón de deformación, alcanzando una deriva máxima de 1,7178% en el primer piso, un valor que se sitúa en un rango moderado, cerca del límite permitido por la normativa. Esta variación refleja el aumento de la flexibilidad causado por la deformación del suelo.

Por otro lado, en la dirección SY, el modelo sin interacción presenta una deriva máxima de 1,5870%, mientras que al considerar la interacción suelo – estructura, este valor se eleva a 1,8366% en el primer piso. Este resultado sugiere una redistribución significativa de las deformaciones, con una mayor acumulación en la base de la estructura.

Al considerar la interacción suelo – estructura, el incremento de derivas en el primer piso se debe principalmente a que la base ya no se comporta como un apoyo rígido, sino como un sistema flexible que introduce deformaciones adicionales en la cimentación, las cuales se reflejan directamente en el desplazamiento relativo entre el suelo y el primer nivel de piso.

4.1.9. *Periodos y modos de vibración*

4.1.9.1. Verificación de periodos

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, el periodo de vibración se lo puede calcular por medio de dos métodos. Se realizó el cálculo por el método 1, dando como resultado un periodo de vibración igual a $T = 0,614$ s, y para el método 2, se lo obtuvo mediante el análisis modal con y sin interacción suelo – estructura, el cual se muestra en la tabla 59.

Tabla 55*Periodo de vibración, método 2*

Modo	Periodo sin ISE (s)	Periodo con ISE (s)
1	0,724	0,801
2	0,721	0,779
3	0,616	0,668
4	0,250	0,264
5	0,249	0,263
6	0,214	0,226
7	0,143	0,148
8	0,142	0,147
9	0,122	0,127
10	0,102	0,105
11	0,102	0,105
12	0,088	0,090

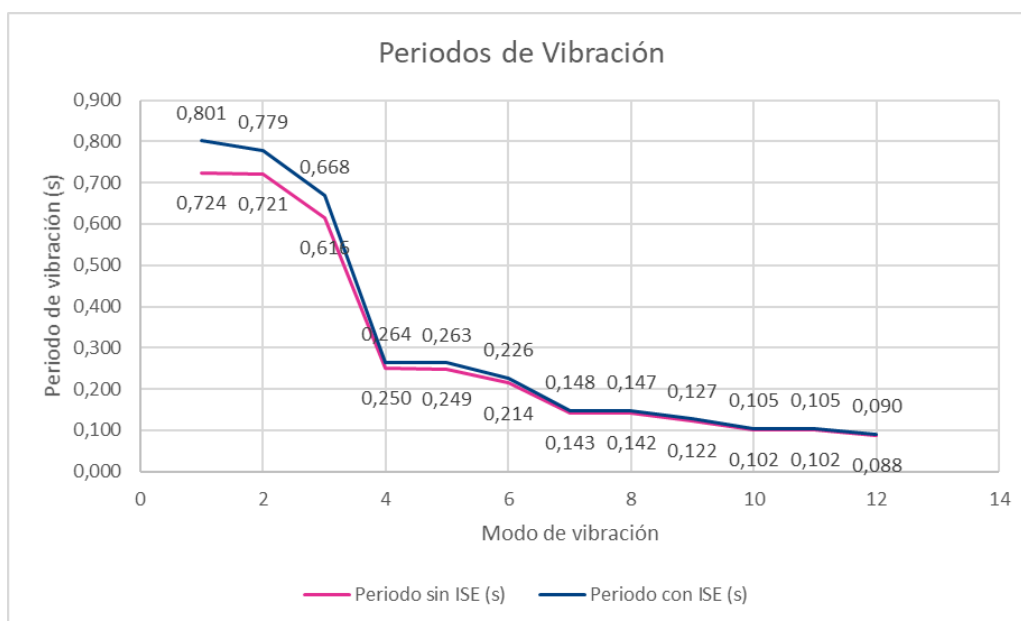
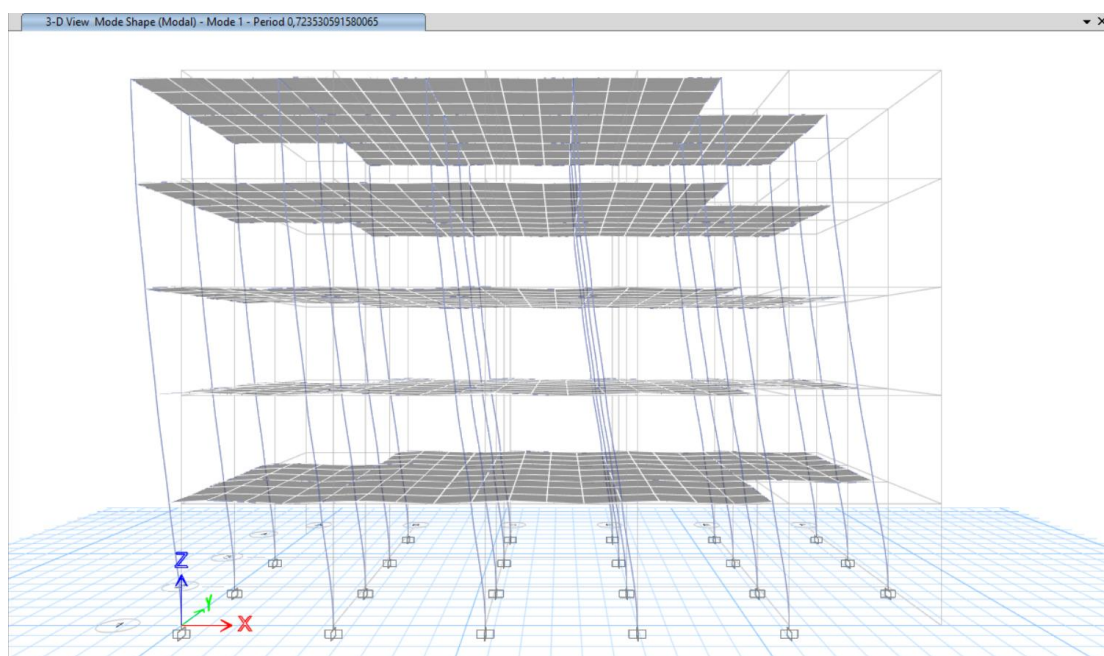
Fuente: Axel Sancán C.**Figura 80***Periodos de vibraciones con y sin ISE***Fuente:** Axel Sancán C.

Figura 81

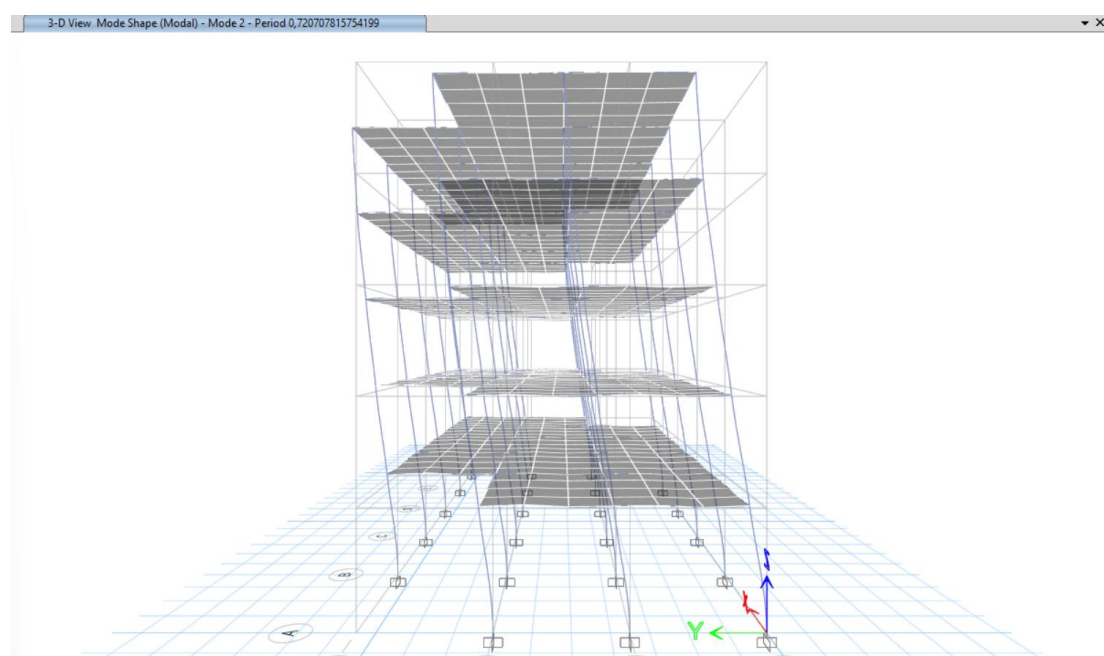
Modo 1 de vibración sin ISE - Traslacional en X



Fuente: Etabs

Figura 82

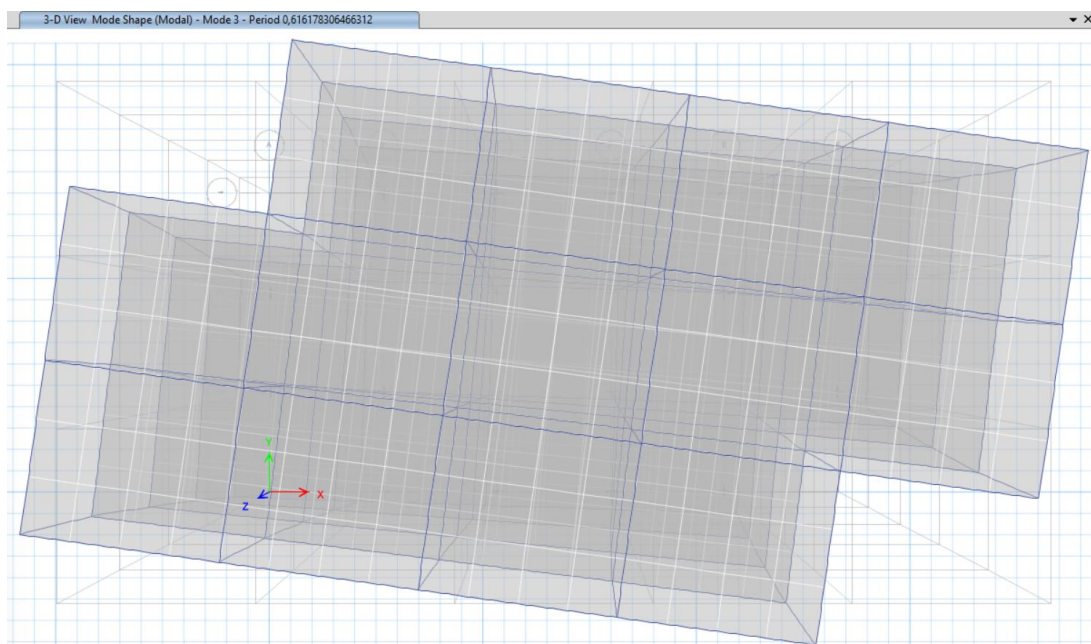
Modo 2 de vibración sin ISE - Traslacional en Y



Fuente: Etabs

Figura 83

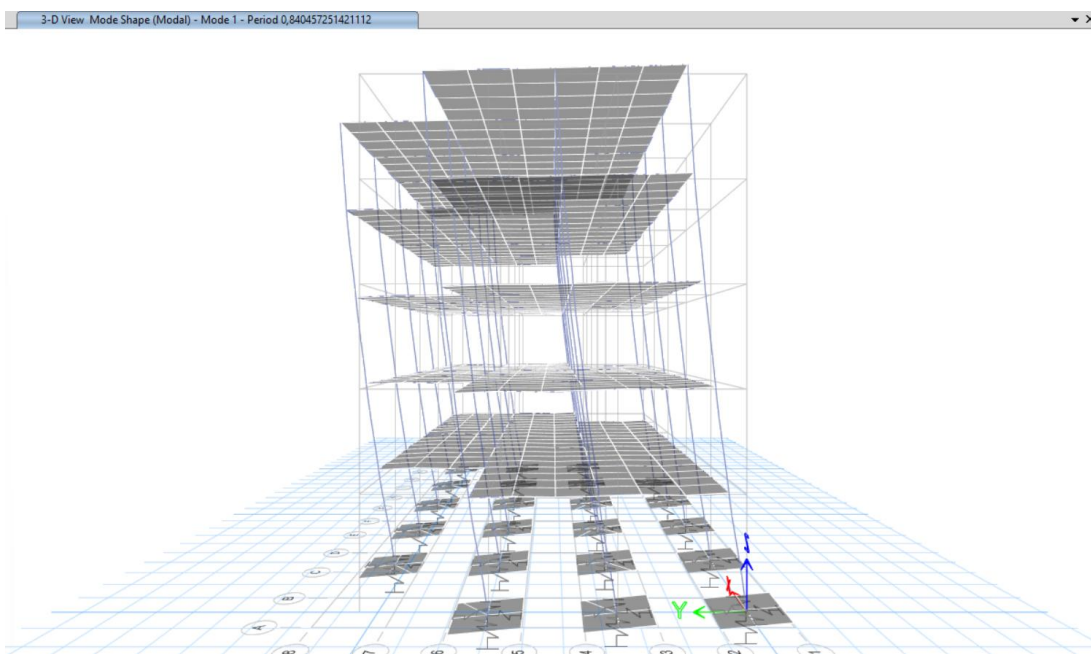
Modo 3 de vibración sin ISE - Rotacional en Z



Fuente: Etabs

Figura 84

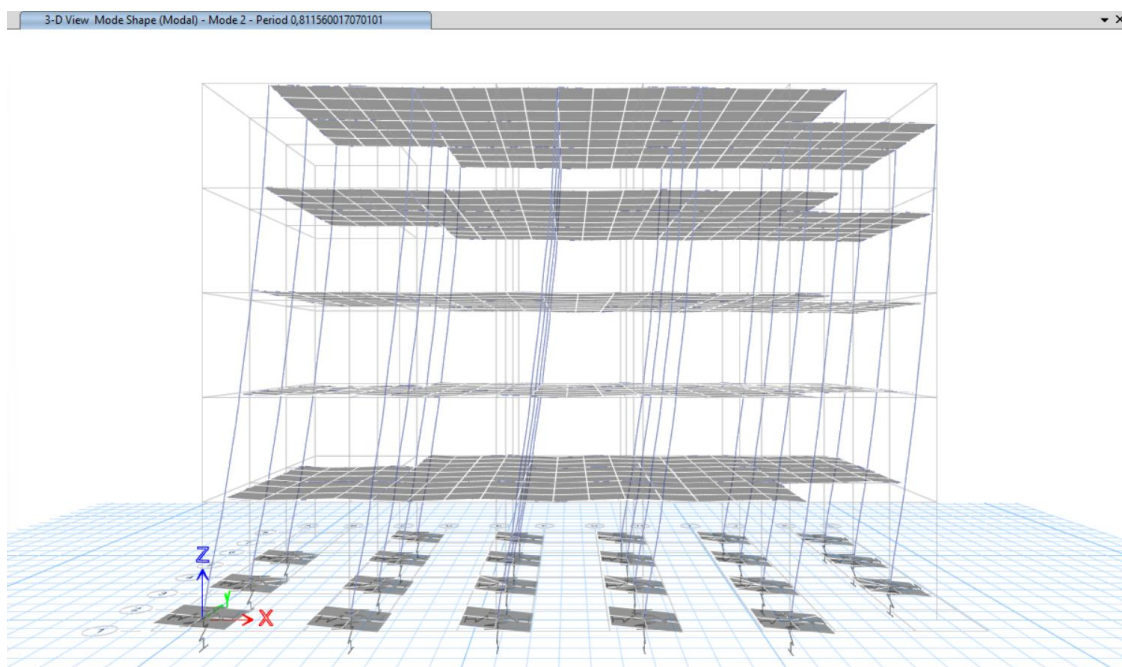
Modo 1 de vibración con ISE - Traslacional en Y



Fuente: Etabs

Figura 85

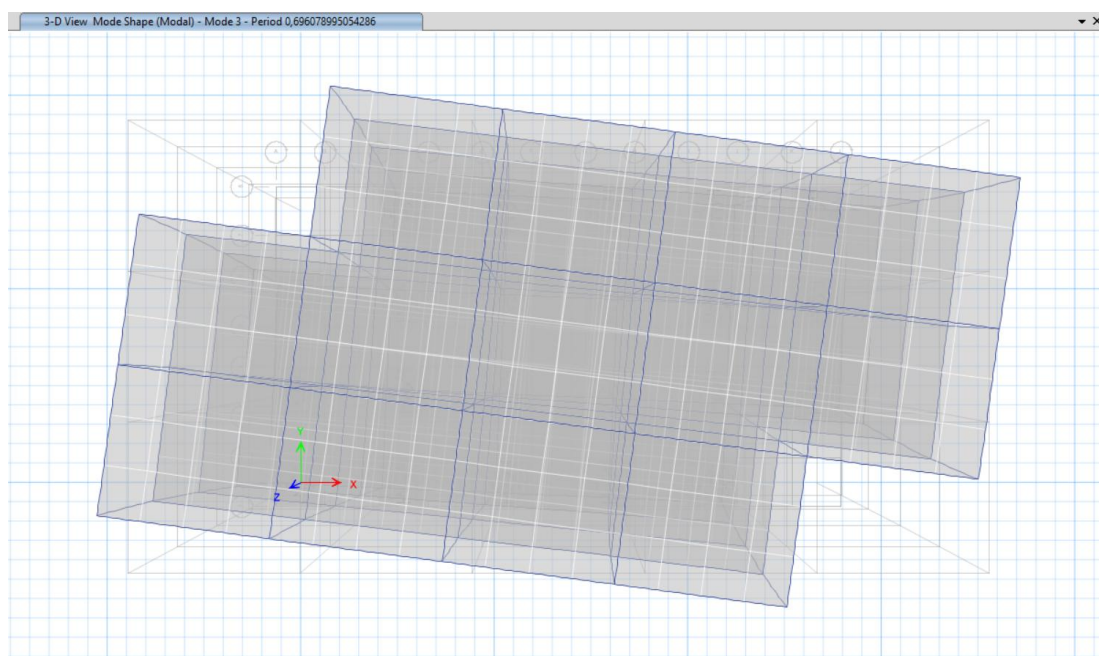
Modo 2 de vibración con ISE - Traslacional en X



Fuente: Etabs

Figura 86

Modo 3 de vibración con ISE - Rotacional en Z



Fuente: Etabs

Se verifica que los modos de vibración obtenidos por el método 2 (Etabs), no sean mayores en un 30% al valor del periodo calculado por el método 1 (NEC-15).

Tabla 56

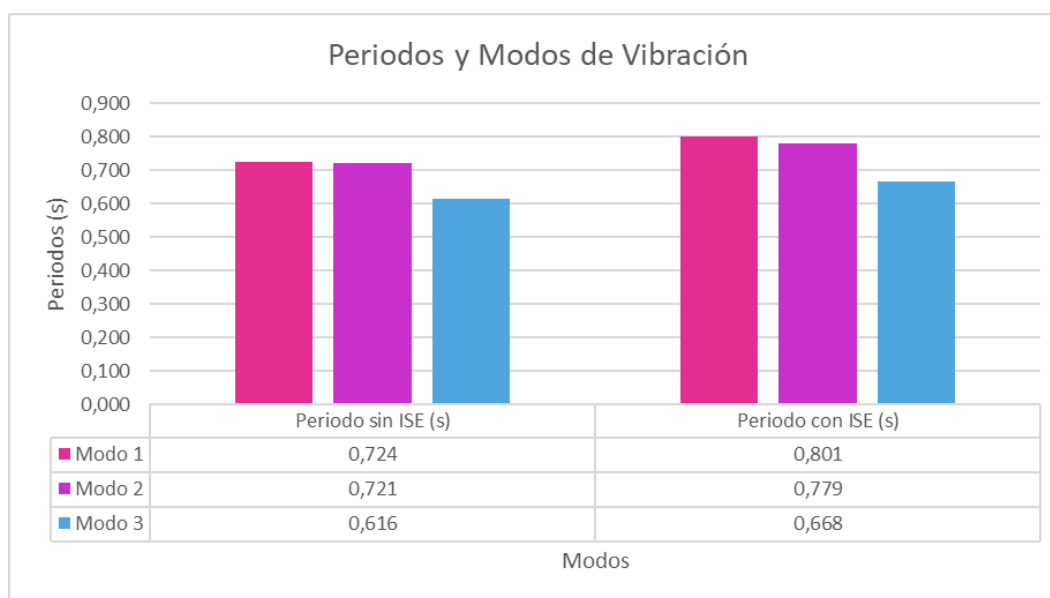
Verificación de periodos de vibración

Caso/ Modo	Periodo NEC (s)	Periodo sin ISE (s)	Periodo con ISE (s)	Porcentaje sin ISE	Porcentaje con ISE
1	0,614	0,724	0,801	15,17	23,33
2	0,614	0,721	0,779	14,82	21,16
3	0,614	0,616	0,668	0,30	8,06

Fuente: Axel Sancán C.

Figura 87

Verificación de periodos de vibración



Fuente: Axel Sancán C.

4.1.9.2. Verificación de modos de vibración

Al verificar los modos de vibración de la estructura, es recomendable estudiar y analizar los dos primeros modos, esto con el motivo de verificar que más del 90% de la masa participativa actúe en la dirección predominante, para ello se debe garantizar que la estructura no

sufra torsión en planta y por ende los primeros movimientos sean traslacionales, evitando o mitigando grandes daños de la estructura en análisis durante la ocurrencia de un movimiento sísmico.

Tabla 57

Modos de vibración del análisis modal sin ISE

Case	Mode	Period (s)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Modal	1	0,724	0,7438	0,1037	0	0,7438	0,1037	0
Modal	2	0,721	0,1042	0,7428	0	0,848	0,8465	0
Modal	3	0,616	0	0	0,8474	0,848	0,8465	0,8474
Modal	4	0,25	0,0946	0,0075	0	0,9425	0,8539	0,8474
Modal	5	0,249	0,0071	0,0962	0	0,9497	0,9501	0,8474
Modal	6	0,214	0	0	0,1021	0,9497	0,9501	0,9495

Fuente: Etabs

Se observa que se cumple con el requerimiento del 90%, de la participación de masas, en las tres direcciones principales. Los modos 1 y 2 concentran la mayor participación de masas en UX y UY, con el modo 3 dominando en RZ.

Tabla 58

Modos de vibración del análisis modal con ISE

Case	Mode	Period (s)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Modal	1	0,801	0,0563	0,8012	0	0,0563	0,8012	0
Modal	2	0,779	0,808	0,0566	0	0,8643	0,8578	5,18E-07
Modal	3	0,668	0	0	0,8618	0,8643	0,8578	0,8618
Modal	4	0,264	0,015	0,0828	0	0,8793	0,9406	0,8618
Modal	5	0,263	0,076	0,015	0	0,9552	0,9556	0,8618
Modal	6	0,226	0	0	0,0898	0,9552	0,9556	0,9517

Fuente: Etabs

En cuanto al análisis con interacción suelo – estructura (ISE), se observa que también se cumple satisfactoriamente con la normativa, además existe una redistribución evidente en los

modos dominantes, es decir, el modo 1 ahora predomina en UY, con menor participación en UX, el modo 2 tiene gran participación en UX y el modo 3 toma la rotación RZ.

Tabla 59

Comparación Técnica relevante de la participación modal

Aspecto	Sin ISE	Con ISE
Periodo fundamental (modo 1)	0,724 s	0,801 s
Participación de masa dominante en modo 1	UX (0,7438), UY (0,1037)	UY (0,8012), UX (0,0563)
Distribución de masas	Concentrada en pocos modos	Más distribuida entre modos
Cumple NEC-SE-DS (>90% por dirección)	Si	Si

Fuente: Axel Sancán C.

De acuerdo con lo establecido en el numeral 11.4.4.2 de la norma NEC-SE-DS 2015, el análisis modal debe considerar un número suficiente de modos tal que la suma de la participación modal de masas en cada dirección principal (UX y UY) no sea inferior al 90%. Esta condición fue verificada en ambos modelos.

En el modelo sin ISE (Tabla 57), el periodo fundamental se asocia al modo 1, con un valor de 0,724 s, donde la participación en la dirección UX es la más destacada, alcanzando un 0,7438. La suma total de las masas participativas es de 94,25% en UX, 95,01% en UY y 94,95% en RZ, lo que demuestra que se cumple con el criterio normativo. Por otro lado, en el modelo con ISE (Tabla 58), se observa un aumento en el periodo fundamental, que llega a 0,801 s. Esto indica una mayor flexibilidad global del sistema estructural, influenciada por la deformabilidad del suelo. En este caso, la participación modal se redistribuye de manera notable, siendo el modo 1 el más dominante en la dirección UY (0,8012), mientras que el modo 2 muestra la mayor participación en UX (0,808). La suma acumulada de participación modal fue de 95,52% en UX, 94,06% en UY y 95,17% en RZ.

Esta comparación demuestra que la consideración de la ISE no solo incrementa los periodos de vibración, sino que también modifica el patrón de los modos dominantes, influyendo en la forma en que la estructura responde ante la acción sísmica. De tal forma, se confirma que, aunque la ISE afecta la distribución modal, los modelos analizados mantienen un comportamiento aceptable desde el punto de vista normativo.

4.1.10. Irregularidad torsional

La NEC-SE-DS, en su sección 5.2.3 de irregularidades y coeficientes de configuración estructural, menciona que existe irregularidad torsional o por torsión cuando la máxima deriva de piso en un extremo de la estructura, incluyendo la torsión accidental y medida de forma perpendicular, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio en los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.

Tabla 60

Derivas máximas por piso y verificación de irregularidad torsional

Altura de piso (m)	SX		SY	
	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y
14,60	0,001282	0,000037	0,000032	0,001530
11,75	0,002119	0,000030	0,000022	0,002385
8,90	0,002343	0,000032	0,000032	0,002595
6,05	0,002745	0,000050	0,000050	0,002992
3,20	0,002863	0,000070	0,000070	0,003061
0,00	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000

Fuente: Etabs

Deriva de piso Máx.	Δ_{prom}		1,2(Δ_{prom})	Observación
	Dir X	Dir Y		
0,001530	0,000657	0,0007835	0,0009402	OK
0,002385	0,0010705	0,0012075	0,001449	OK
0,002595	0,0011875	0,0013135	0,0015762	OK
0,002992	0,0013975	0,001521	0,0018252	OK
0,003061	0,0014665	0,0015655	0,0018786	OK
0	0	0	0	

Fuente: Etabs

CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5. CONCLUSIONES

- El uso del modelo dinámico de Vladímir Aleksándrovich Ilichev demostró ser eficaz para representar con mayor precisión el fenómeno de interacción suelo – estructura, debido a que este modelo incorpora las propiedades dinámicas del terreno mediante coeficientes de rigidez que consideran la propagación de ondas sísmicas, lo cual permite una simulación más realista respecto a modelos convencionales con base rígida. Esta metodología resulta adecuada para edificaciones cimentadas sobre suelos compresibles y en zonas de alta amenaza sísmica.
- La modelación de la estructura irregular en ETABS, demostró que la consideración de la ISE altera los periodos naturales de vibración. El periodo fundamental del modelo con base rígida fue de 0,724 segundos, mientras que al considerar la interacción suelo–estructura aumentó a 0,801 segundos, representando un incremento del 11%. Este alargamiento del periodo se atribuye a la reducción de la rigidez del sistema suelo – estructura. Asimismo, se observó una modificación en las formas modales, especialmente en el Modo 1, que mostró una mayor participación de traslación en dirección Y en presencia de ISE.
- Los resultados comparativos mostraron que la inclusión de la interacción suelo – estructura ocasionó un incremento en los desplazamientos laterales y derivas de entrepiso, así como una redistribución significativa de las fuerzas cortantes a lo largo de la altura del edificio. En ciertas direcciones, el cortante basal se redujo respecto al análisis sin ISE, mientras que en otras se incrementó, lo que refleja que el efecto de la interacción no siempre actúa en una única dirección favorable o desfavorable. Estos

cambios responden a que el comportamiento estructural depende no solo de la configuración geométrica del edificio, sino también de las propiedades dinámicas del terreno, ratificando la necesidad de incluir la ISE en contextos de suelos blandos y zonas de alta sismicidad como los de la ciudad de Manta.

6. RECOMENDACIONES

- Es recomendable integrar desde las primeras etapas del proyecto la caracterización geotécnica del terreno, de manera que los parámetros del suelo puedan ser incorporados adecuadamente en la modelación para el análisis estructural. Además, en edificaciones con irregularidad en planta o elevación, la consideración explícita de la ISE debe dejar de ser opcional para convertirse en una práctica estandarizada, debido a la significativa influencia que tiene sobre la respuesta sísmica global.
- Dado que la ISE puede incrementar o redistribuir las demandas estructurales de forma no uniforme, se recomienda realizar siempre un análisis comparativo entre modelos con base rígida y flexible como parte del proceso de validación del diseño. Además, es necesario revisar detalladamente los elementos críticos de la estructura (como columnas en pisos inferiores o en zonas con concentraciones de esfuerzo) para verificar su desempeño ante los posibles aumentos en derivas y desplazamientos.
- Se aconseja aplicar métodos de interacción suelo – estructuras sobre suelos de baja rigidez como la arcilla saturada, ya que para este tipo de suelos los efectos de asentamientos, compresibilidad y presencia de nivel freático provocan una respuesta dinámica significativamente distinta a la prevista bajo la condición de base rígida.

7. BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar Falconí, R. (2012). *DINAMICA DE ESTRUCTURAS CON CEINCI-LAB*. Quito, Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército.
- Aguiar, R., & Ortiz, D. (2017). ANÁLISIS SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE DOCEPISOS DE LA CIUDAD DE MANTA CONSIDERANDO INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA. *Revista Internacional de Ingeniería De Estructuras*, 252-254.
- Alva Hurtado, J. (Agosto de 2018). *CIMENTACIONES DE ESTRUCTURAS*. Obtenido de Labgeo: https://www.jorgealvahurtado.com/files/labgeo25_a.pdf
- American Concrete Institute. (2019). Capítulo 15-Nudos Viga-Columna y Losa-Columna. En A. C. Institute, *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19)* (pág. 220). Farmington Hills, MI 48331, U.S.A.
- Angamarca, S. (2008). *Estudio de los Efectos de Interacción Suelo - Estructura en Cimentaciones Superficiales de Edificaciones*. Loja: Universidad Técnica Particular de Loja.
- Areválo, J., & Quizhpi, R. (2017). *Análisis de la norma ecuatoriana de la construcción NEC_2015 y verificación física y normativa en la ciudad de cuenca*. Cuenca: Universidad de Cuenca.
- ASCE. (2017). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. Reston, Virginia: ASCE/SEI.
- Avilés, J., & Pérez-Rocha, L. (2004). Bases para las Nuevas Disposiciones Reglamentarias sobre Interacción Dinámica Suelo-Estructura. *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 71, 1-36.

- Badillo, J. (2015). *Comparación del comportamiento a la resonancia entre estructuras con muros de cortes duales y estructuras con pórticos resistentes a momentos para un suelo típico de Quito*. Quito: Pontificia Universidad Católica del Ecuador.
- Bazán, E., & Meli, R. (2002). Causas y efectos de los sismos. En E. Bazán, & R. Meli, *Diseño Sísmico de Edificios* (pág. 15). México: LIMUSA, NORIEGA EDITORES.
- Botía Diaz, W. (Mayo de 2015). *MANUAL DE PROCEDIMIENTOS DE ENSAYOS DE SUELOS Y MEMORIA DE CÁLCULO*. Obtenido de Repository Unimilitar:
<https://repository.unimilitar.edu.co/bitstream/handle/10654/6239/MANUAL%20DE%20>
- Butchibabu, B., Jha, P., Sandeep, N., & Sivaram, Y. (24 de Enero de 2023). *Seismic refraction tomography using underwater and land based seismic data for evaluation of foundation of civil structures*. Obtenido de ElSevier: <https://doi.org/10.1016/j.jappgeo.2023.104934>
- Cabrera, J. (2020). *Evaluación lineal y no lineal de la interacción suelo-estructura en edificios de concreto reforzado*. Bogotá: Escuela de ingeniería de Colombia.
- Delgado, M. (2019). *Notas Interacción suelo estructura*. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- FEMA P-2091. (2020). *Introducción SSI*. En F. P-2091, *A Practical Guide to Soil-Structure Interaction* (págs. 1-1). Washington, D.C.: ATC Board Representative.
- Gamboa Armijo, P. (2017). *Comparación del comportamiento de viga armada con modificaciones en la colocación de los aceros transversales vs una típicamente armada para el mejoramiento ante esfuerzos de corte y flexión*. Universidad Técnica de Argentina. Obtenido de Repositorio UTA:
<https://repositorio.uta.edu.ec/jspui/bitstream/123456789/26588/1/Tesis%201173%20-%20Gamboa%20Armijo%20Pablo%20Fidel.pdf>

- Garay Chávez, R. K. (2017). *Influencia de la interacción suelo - estructura en el comportamiento sísmico de un edificio de 7 niveles del proyecto "Multifamiliar los balcones del valle" barrio Columbo - Cajamarca*. Cajamarca: UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA.
- García Sanz, M. P., & García Meseguer, M. (s.f.). Métodos de investigación cualitativos. En M. P. García Sanz, & M. García Meseguer, *Los métodos de investigación* (pág. 109).
- Guerra Avendaño, M. (2013). *Cimentaciones Sismo Resistentes utilizando Safe*. Quito: IDEAL ALAMBREC BEKAERT.
- Guzmán et al, F. D. (2012). *INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA Y SU INFLUENCIA EN LA RESPUESTA ESTRUCTURAL*. Barcelona: Editor A.H. Barbat.
- Guzmán, F. D., Barreras, F. E., Vergara, R. S., & López, C. I. (2012). *Respuesta dinámica de un edificio considerando el efecto de interacción suelo-estructura*. Barcelona: A.H. Barbat.
- Intriago Pazmiño, C. L. (2025). *Estudio de Mecánica de Suelos*. Manta, Ecuador: ConstruCivil.
- Izquierdo, F. L. (2023). Interacción Suelo Estructura: una Revisión del Estado del Arte. *Ciencia Latina Revista Científica Multidisciplinar*, 3.
- J.L. González Acosta, P.J. Vardon, & M.A. Hicks. (13 de Febrero de 2021). *Study of landslides and soil-structure interaction problems using the implicit material point method*. Obtenido de ElSevier: <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2021.106043>
- Khalil et al, L. (2007). Influence of the Soil-structure Interaction on the Fundamental Period of Building. En L. Khalil, M. Sadek, & I. Shahrour, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Volumen 36* (págs. 2445-2453).
- Kramer, S. L. (1988). *Geotechnical Earthquake Engineering*. New Jersey: Upper Saddle River.

- León, J. (2016). *Análisis comparativo del diseño de una edificación de hormigón armado considerando el sistema de base rígida versus la interacción suelo-estructura*. Quito: Universidad Central del Ecuador.
- Mendoza, J. (2013). *Sistemas estructurales*. Venezuela: Universidad de los Andes. Obtenido de ISSUU.
- Ministerio de Ambiente, D. T. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 Título A - Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente*. Ministerio de Ambiente.
- Morales, L., & Espinosa, A. (2020). *Influencia de la Interacción Suelo Estructura (ISE) de Cimentaciones Superficiales en Suelos no Cohesivos en el Comportamiento Estructural de una Edificación de 8 Pisos y un Subsuelo*. Ingenio.
- NEC-SE-DS. (2015). Obtenido de PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE:
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/3.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-2.pdf>
- NEC-SE-DS. (2015). *Categoría de edificio y coeficiente de importancia I*. Obtenido de PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE:
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-1.pdf>
- NEC-SE-DS. (Diciembre de 2015). *Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones*. Obtenido de PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE:
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-1.pdf>

- NEC-SE-DS. (Diciembre de 2015). *Zonificación sísmica y factor de zona Z*. Obtenido de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-1.pdf>
- NEC-SE-GC. (2015). *GEOTÉCNIA Y CIMENTACIONES*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-SE-HM. (2015). Requisitos para elementos en flexión. En NEC-SE-HM, *ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO* (págs. 43-44). Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Pacheco, G. E., Suárez, L. E., & Pando, M. (2007). MODELO SIMPLIFICADO PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO DE PILOTES SOMETIDOS A CARGA HORIZONTAL. *Asociación Argentina de Mécanica Computacional*, 2754-2765.
- Parra Yamba, K. G., & Sarango Loachamín, J. B. (2016). *ANÁLISIS ESTADÍSTICO DEL PERIODO ESPERIMENTAL DE VIBRACIÓN EN EDIFICIOS APORTICADOS DE HORMIGÓN ARMADO EN EL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Quispillo Morocho, K. A. (2022). *ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL Y DEL NIVEL DE DESEMPEÑO DE UNA EDIFICACIÓN DE HORMIGÓN ARMADO, CONSIDERANDO DOS OPCIONES: BASE RÍGIDA E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA*. AMBATO: UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO.
- Rodríguez Rodríguez, W. M., & Cedeño Calderón, M. A. (2023). *ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UNA ESTRUCTURA IRREGULAR DEL CANTÓN*

PORTOVIEJO APLICANDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA. Manta:

Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí .

Romo Proaño, M. (2008). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Escuela Politécnica del Ejército.

Ruiz-García, J., & Guerrero, H. (16 de Julio de 2017). *Estimation of residual displacement ratios for simple structures built on soft-soil sites*. Obtenido de ElSevier:

<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.07.008>

SALAS SALAS, Y. G. (2015). *ESTUDIO DE LA VARIACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA DEBIDO A LA INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA EN EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA*. . Santiago de Chile: UNIVERSIDAD DEL BIO-BÍO.

Soriano, A. (1989). Interacción Suelo-Estructura, Modificación del Movimiento. *Física de la Tierra*, 287-308.

Toapanta Tixilema, H. F. (2016). *INTERACCIÓN SÍSMICA ENTRE SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO DE 6 PISOS LIMITADOS POR ZAPATAS AISLADAS EN LA CIUDAD DE AMBATO SECTOR PLAZA URBINA*. Ambato: Universidad Técnica de Ambato.

USGS. (2019). *Datos sobre terremotos y monitoreo*. Obtenido de USGS:

<https://www.usgs.gov/programs/earthquake-hazards/data>

Villarreal Castro, G. (2009). *INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICIOS ALTOS*. Lima: ASAMBLEA NACIONAL DE RECTORES.

Villarreal Castro, G. (2009). MODELO DINAMICO V.A. ILICHEV. En G. Villarreal Castro, *INTERACCION SISMICA SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES CON*

ZAPATAS AISLADAS (págs. 32-36). Lima, Perú: ASAMBLEA NACIONAL DE
RECTORES.