

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO PUNO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



**“EVALUACIÓN DE LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO -
ESTRUCTURA EN EL ESTADIO UNIVERSITARIO UNA - PUNO”**

T E S I S

PRESENTADO POR:

HERMENEGILDO SUCASACA COLLANQUI
JOHN HENRY MAMANI VARGAS

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

Puno - Perú

2017

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:

·EVALUACIÓN DE LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-
ESTRUCTURA EN EL ESTADIO UNIVERSITARIO UNA-PUNO”

PRESENTADO POR:

HERMENEGILDO SUCASACA COLLANQUI
JOHN HENRY MAMANI VARGAS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL



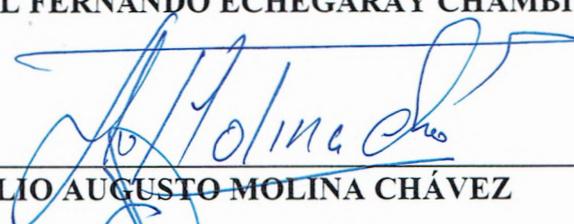
APROBADO POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR:

PRESIDENTE:



ING. RAÚL FERNANDO ECHEGARAY CHAMBI

1ER MIEMBRO:



ING. EMILIO AUGUSTO MOLINA CHÁVEZ

2DO MIEMBRO:



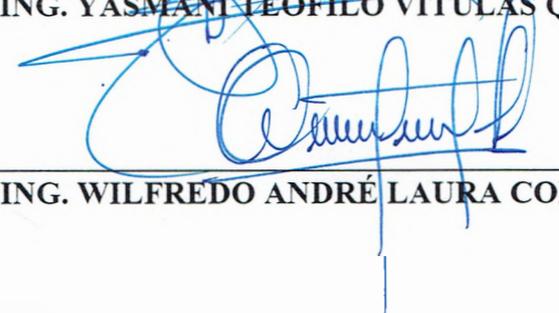
ING. JOSE LUIS CUTIPA ARAPA

DIRECTOR:



ING. YASMAN TEÓFILO VITULAS QUILLE

ASESOR:



ING. WILFREDO ANDRÉ LAURA COLLANQUI

Área: Estructuras

Tema: Ingeniería Sismorresistente

Línea de Investigación: Interacción Suelo-Estructura

DEDICATORIA

A mis pequeños Josué y Gabriel por ser el motivo que me impulsa a ser cada día mejor padre y mejor persona.

A Hilda mi esposa por brindarme su apoyo incondicional en mis momentos difíciles. A ellos dedico esta Tesis.

Hermenegildo

A mi Esposa Lourdes, y a mi pequeño Leonel, que han sido mi fuente de esfuerzo y dedicación para seguir adelante en mi vida Profesional.

John Henry

AGRADECIMIENTO

A Dios, por habernos acompañado y guiado a lo larga de nuestra carrera, por ser nuestra fortaleza en todo momento.

A nuestros padres, por el esfuerzo dedicado en nuestra educación.

A nuestro Director de tesis Ing. Yasmani T. Vitulas Quille por el asesoramiento y colaboración para la realización de esta tesis.

A nuestros Docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil.

Hermenegildo - John Henry

CONTENIDO

DEDICATORIA	3
AGRADECIMIENTO	4
CONTENIDO	5
LISTA DE TABLAS	8
LISTA DE FIGURAS.....	11
RESUMEN	14
ABSTRACT.....	15
CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	16
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	16
1.2. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA	17
1.3. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA.....	17
1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	18
1.4.1. Objetivo General.....	18
1.4.2. Objetivos Específicos	18
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO	19
2.1. GENERALIDADES DE SISMOS	19
2.1.1. Definición.	19
2.1.2. Sismicidad del Perú	20
2.2. DINÁMICA DE SUELOS.....	23
2.2.1. Introducción	23
2.2.2. Propiedades Dinámicas.....	23
2.2.3. Pruebas de Laboratorio	26
2.2.4. Pruebas de Campo	35
2.3. ESTUDIO DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....	40
2.4. TIPOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO ESTRUCTURA.	42
2.4.1. Interacción Cinemática	42
2.4.2. Interacción Inercial	43
2.5. INVESTIGACIONES SOBRE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA	43
2.6. MODELOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	44
2.6.1. Modelo de WINKLER – COEFICIENTE DE BALASTO	45
2.6.2. Modelo De D.D Barkan – O.A Savinov	47
2.6.3. Modelo Dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87	50

2.6.4. Modelo Propuesto por FEMA 440.....	53
2.7. ANALISIS SISMICO ESTÁTICO.....	68
2.7.1. Criterios de Modelación Estructural.....	68
2.7.2. Análisis Sísmico Estático con E.030 (2016).....	74
2.8. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO.....	89
2.8.1. Introducción.....	89
2.8.2. Análisis Modal.....	90
2.8.3. Análisis Espectral con E.030 (2016).....	91
2.9. HIPÓTESIS.....	94
2.9.1. Hipótesis General.....	94
2.9.2. Hipótesis Específicas.....	94
CAPITULO III: DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN.....	95
3.1. TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	95
3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA DE INVESTIGACIÓN.....	95
3.2.1. Población.....	95
3.2.2. Muestra.....	95
3.3. RECOLECCIÓN de DATOS.....	95
3.4. PROCEDIMIENTO PARA EL DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN ..	96
3.5. CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO.....	97
3.6. ANÁLISIS SÍSMICO CON BASE EMPOTRADA.....	97
3.6.1. Cargas: Norma E.020.....	97
3.6.2. Diseño Sismo Resistente E.030.....	99
3.6.3. Modelamiento de la Estructura.....	100
3.6.4. Análisis Estático.....	109
3.6.5. Análisis Dinámico.....	111
3.7. ANÁLISIS SÍSMICO CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....	114
3.7.1. Análisis Sísmico Estático – ISE.....	114
3.7.2. Análisis Sísmico Dinámico – ISE.....	128
CAPITULO IV: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	138
4.1. ANÁLISIS SÍSMICO CON BASE EMPOTRADA.....	138
4.1.1. Periodo Natural.....	138
4.1.2. Modos de vibración.....	139
4.1.3. Desplazamientos de entrepiso.....	139

4.1.4. Derivas de Entrepiso	140
4.1.5. Peso total de la Estructura.....	141
4.1.6. Fuerzas internas máximas	141
4.1.7. Fuerzas Contantes por Piso	142
4.2. ANÁLISIS SÍSMICO CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	143
4.2.1. MODELO DE FEMA 440	143
4.2.2. MODELO DE D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV	147
4.2.3. MODELO NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87	152
4.2.4. MODELO DE WINKLER.....	156
4.3. ANALISIS E INTERPRETACIÓN.....	161
4.3.1. Periodo fundamental de vibración de la estructura:.....	161
4.3.2. Derivas de entrepiso de la estructura:	162
4.3.3. Distribución de Fuerza Sísmica en la estructura:.....	165
4.3.4. Participación de Masas en el Análisis Modal:	167
CONCLUSIONES	170
RECOMENDACIONES.....	171
BIBLIOGRAFIA	172
ANEXOS	174

LISTA DE TABLAS

Tabla 2-1 - Diferencia entre las edificaciones con base indeformable y deformable	42
Tabla 2-2 - Valores para el coeficiente C_0	50
Tabla 2-3 Valores para el coeficiente b_0	52
Tabla 2-4 - Valores aproximados de reducción de velocidad de ondas de corte, n	58
Tabla 2-5 - Ratio de Módulo de Corte Efectivo	64
Tabla 2-6 - Factores de Zona “Z”	76
Tabla 2-7 - Clasificación de los Perfiles de Suelo	77
Tabla 2-8 - Factor de Suelo “S”	77
Tabla 2-9 - Periodos “ TP ” y “ TL ”	77
Tabla 2-10 - Factor de Amplificación Sísmica (C).....	78
Tabla 2-11 - Categoría de las Edificaciones y Factor “U”	79
Tabla 2-12 - Sistemas Estructurales.....	80
Tabla 2-13 - Irregularidades en Altura.....	82
Tabla 2-14 - Irregularidades en Planta.....	83
Tabla 2-15 - Categoría y Regularidad de las Edificaciones.....	84
Tabla 2-16 - Estimación del Peso	86
Tabla 2-17 - Límites para la distorsión del entrepiso	87
Tabla 2-18 - Periodos según número de Pisos	90
Tabla 2-19 - Modos de Vibración.....	91
Tabla 3-1 Coeficientes de Rigidez FEMA 440.....	120
Tabla 3-2 - Coeficientes de Rigidez - Barkan.....	123
Tabla 3-3 - Coeficientes de Rigidez - Norma Rusa	125
Tabla 3-4 - Coeficientes de Rigidez - Winkler	127
Tabla 3-5 Efecto de Interacción Cinemática.....	129
Tabla 3-6 Cálculo de aceleración espectral con ISE.....	133
Tabla 4-1 Periodos con base empotrada	138
Tabla 4-2 Modos de vibración de la estructura.....	139
Tabla 4-3 Desplazamientos de entrepiso - Análisis Estático	139
Tabla 4-4 Desplazamiento de entrepiso - Análisis Dinámico.....	139
Tabla 4-5 Derivas de entrepiso - Análisis Estático “X”	140
Tabla 4-6 Derivas de entrepiso - Análisis Estático “Y”	140

Tabla 4-7 Derivas de entrepiso - Análisis Dinámico “X”	140
Tabla 4-8 Derivas de entrepiso - Análisis Dinámico “Y”	141
Tabla 4-9 Peso por Piso	141
Tabla 4-10 Fuerzas Internas máximas - Análisis Estático	141
Tabla 4-11 Fuerzas Internas máximas - Análisis Dinámico	141
Tabla 4-12 Fuerzas Cortantes - Dirección “X”	142
Tabla 4-13 Fuerzas Cortantes - Dirección “Y”	142
Tabla 4-14 Fuerzas Cortantes - Dirección “X”	142
Tabla 4-15 Fuerzas Cortantes - Dirección “Y”	142
Tabla 4-16 Periodos con ISE - FEMA 440	143
Tabla 4-17 Modos de vibración de la estructura.....	143
Tabla 4-18 Desplazamientos de entrepiso - Análisis Estático	144
Tabla 4-19 Desplazamiento de entrepiso - Análisis Dinámico.....	144
Tabla 4-20 Derivas de entrepiso - Análisis Estático “X”	145
Tabla 4-21 Derivas de entrepiso - Análisis Estático “Y”	145
Tabla 4-22 Derivas de entrepiso - Análisis Dinámico “X”	145
Tabla 4-23 Derivas de entrepiso - Análisis Dinámico “Y”	146
Tabla 4-24 Fuerzas Internas máximas - Análisis Estático	146
Tabla 4-25 Fuerzas Internas máximas - Análisis Dinámico	146
Tabla 4-26 Fuerzas Cortantes - Dirección “X”	146
Tabla 4-27 Fuerzas Cortantes - Dirección “Y”	147
Tabla 4-28 Fuerzas Cortantes - Dirección “X”	147
Tabla 4-29 Fuerzas Cortantes - Dirección “Y”	147
Tabla 4-30 Periodos con ISE - Barkan	147
Tabla 4-31 Modos de vibración de la estructura.....	148
Tabla 4-32 Desplazamientos de entrepiso - Análisis Estático	148
Tabla 4-33 Desplazamiento de entrepiso - Análisis Dinámico.....	149
Tabla 4-34 Derivas de entrepiso - Análisis Estático “X”	149
Tabla 4-35 Derivas de entrepiso - Análisis Estático “Y”	149
Tabla 4-36 Derivas de entrepiso - Análisis Dinámico “X”	150
Tabla 4-37 Derivas de entrepiso - Análisis Dinámico “Y”	150
Tabla 4-38 Fuerzas Internas máximas - Análisis Estático	150
Tabla 4-39 Fuerzas Internas máximas - Análisis Dinámico	151

Tabla 4-40 Fuerzas Cortantes - Dirección “X”	151
Tabla 4-41 Fuerzas Cortantes - Dirección “Y”	151
Tabla 4-42 Fuerzas Cortantes - Dirección “X”	151
Tabla 4-43 Fuerzas Cortantes - Dirección “Y”	151
Tabla 4-44 Periodos con ISE – Norma Rusa	152
Tabla 4-45 Modos de vibración de la estructura.....	152
Tabla 4-46 Desplazamientos de entrepiso - Análisis Estático	153
Tabla 4-47 Desplazamiento de entrepiso - Análisis Dinámico.....	153
Tabla 4-48 Derivas de entrepiso - Análisis Estático “X”.....	154
Tabla 4-49 Derivas de entrepiso - Análisis Estático “Y”.....	154
Tabla 4-50 Derivas de entrepiso - Análisis Dinámico “X”.....	154
Tabla 4-51 Derivas de entrepiso - Análisis Dinámico “Y”	155
Tabla 4-52 Fuerzas Internas máximas - Análisis Estático	155
Tabla 4-53 Fuerzas Internas máximas - Análisis Dinámico	155
Tabla 4-54 Fuerzas Cortantes - Dirección “X”	155
Tabla 4-55 Fuerzas Cortantes - Dirección “Y”	156
Tabla 4-56 Fuerzas Cortantes - Dirección “X”	156
Tabla 4-57 Fuerzas Cortantes - Dirección “Y”	156
Tabla 4-58 Periodos con ISE – Winkler	156
Tabla 4-59 Modos de vibración de la estructura.....	157
Tabla 4-60 Desplazamientos de entrepiso - Análisis Estático	158
Tabla 4-61 Desplazamiento de entrepiso - Análisis Dinámico.....	158
Tabla 4-62 Derivas de entrepiso - Análisis Estático “X”.....	158
Tabla 4-63 Derivas de entrepiso - Análisis Estático “Y”.....	159
Tabla 4-64 Derivas de entrepiso - Análisis Dinámico “X”	159
Tabla 4-65 Derivas de entrepiso - Análisis Dinámico “Y”	159
Tabla 4-66 Fuerzas Internas máximas - Análisis Estático	160
Tabla 4-67 Fuerzas Internas máximas - Análisis Dinámico	160
Tabla 4-68 Fuerzas Cortantes - Dirección “X”	160
Tabla 4-69 Fuerzas Cortantes - Dirección “Y”	160
Tabla 4-70 Fuerzas Cortantes - Dirección “X”	161
Tabla 4-71 Fuerzas Cortantes - Dirección “Y”	161

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Ondas Longitudinales y Transversales.	20
Figura 2.2 - Placas tectónicas	20
Figura 2.3 - Movimiento de las placas tectónicas en las costas peruanas	22
Figura 2.4 - Equipo de Columna de Resonancia.	27
Figura 2.5 - Esquema de una cámara triaxial cíclica.	30
Figura 2.6 - Condiciones de Corte Simple.....	31
Figura 2.7 - Soporte Lateral del Espécimen.	32
Figura 2.8 - Aparato de corte Simple cíclico de volumen constante.	32
Figura 2.9 - Péndulo de torsión libre	33
Figura 2.10 - Resultados de pruebas con el péndulo de torsión.	34
Figura 2.11 - Geometría de refracción sísmica.....	36
Figura 2.12 - Esquema del experimento de Down-Hole	37
Figura 2.13 - Ensayo Cross-Hole.....	38
Figura 2.14 - Ensayo sonda suspendida.....	39
Figura 2.15 - Respuesta dinámica de una edificación sobre roca y sobre un suelo blando	40
Figura 2.16 - Diferencias del movimiento en distintos puntos de un sistema suelo- cimentación-estructura.....	41
Figura 2.17 - Esquema espacial de cálculo de la cimentación tipo Zapata Aislada	45
Figura 2.18 - <i>Módulo de Balasto</i>	46
Figura 2.19 - Modelo de Winkler	46
Figura 2.20 - Modelo Propuesta por FEMA 440	53
Figura 2.21 - Relación de espectros de respuesta para el promedio de la base-losa, en función del período, T, y tamaño de la fundación efectiva, be.....	57
Figura 2.22 - Relación de los espectros de respuesta para la incorporación RRSe, para un empotramiento, e, de 30 pies en función del período, T, y velocidad de onda de corte, vs.	58
Figura 2.23 - Resorte desacoplado equivalente a la rigidez del suelo.	60
Figura 2.24 - Orientación de ejes para $L \geq B$	60
Figura 2.25 - Factor de corrección por empotramiento.	61
Figura 2.26 – Aproximaciones de Amortiguaciones de cimentación para $e/rx = 0$...	66

Figura 2.27 - Aproximaciones de Amortiguaciones de cimentación para $e/rx = 5$...	67
Figura 2.28 - Brazo Rígido Viga-Columna	69
Figura 2.29 - Brazo Rígido Columna-Zapata	69
Figura 2.30 - Diafragma Rígido.....	70
Figura 2.31 - Centro de Masa Inicial	71
Figura 2.32 - Centro de Rigidez	72
Figura 2.33 - Zonas Sísmicas.....	76
Figura 2.34 - Amplificación Sísmica.....	78
Figura 2.35 – Esquema Conceptual del Análisis Dinámico	89
Figura 2.36 - Modos de Vibración, Periodo y Frecuencia.....	91
Figura 3.1 – Procedimiento para el Desarrollo de la Investigación.....	96
Figura 3.2 - Bloque II de la Tribuna Occidente.....	101
Figura 3.3 - Definición de material: Concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	101
Figura 3.4 - Definición de Material: Concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	102
Figura 3.5 - Columna Rectangular 0.40 x 0.80.....	102
Figura 3.6 - Columna en L - 01	103
Figura 3.7 - Columna en L - 02	103
Figura 3.8 - Viga - 01	104
Figura 3.9 - Viga - 02	104
Figura 3.10 - Viga - 03	105
Figura 3.11 - Definición de Losa Aligerada de 20 cm	105
Figura 3.12 - Bloque II de la Tribuna Occidente.....	106
Figura 3.13 - Definición de patrones de Carga.....	106
Figura 3.14 - Restricción en la Base	107
Figura 3.15 - Definición del Diafragma Rígido.....	107
Figura 3.16 - Definición de brazos Rígidos	108
Figura 3.17 - Ingreso de Cargas.....	108
Figura 3.18 - Definición del Peso Sísmico	109
Figura 3.19 - Definición de Análisis Estático en X.....	110
Figura 3.20 - Definición de Análisis Estático en Y	110
Figura 3.21 - Definición de Caso de Carga en X.....	111
Figura 3.22 - Definición de Caso de Carga en Y.....	112
Figura 3.23 - Espectro de Respuesta E-030.....	113

Figura 3.24 – Bloque II – Cimentación	115
Figura 3.25 - Bloque II en 3D.....	116
Figura 3.26 - Definición de coeficientes de Rigidez	127
Figura 3.27 - Espectro de aceleraciones con ISE	134
Figura 3.28 - Espectro ISE en ETABS	134
Figura 3.29 - Casos de análisis	135
Figura 3.30 - Casos de análisis Barkan.....	136
Figura 4.1 - Periodos y modos de vibrar.....	162
Figura 4.2 - Derivas de entrepiso – Sismo Dx.....	163
Figura 4.3 - Derivas de entrepiso – Sismo Dy.....	163
Figura 4.4 - Derivas de entrepiso - Sismo Ex	164
Figura 4.5 - Derivas de entrepiso Sismo Ey	165
Figura 4.6 - Distribución de Fuerzas cortantes - Sismo Dx.....	166
Figura 4.7 - Distribución de Fuerzas cortantes - Sismo Dy.....	166
Figura 4.8 - Distribución de Fuerzas Cortantes - Sismo Ex y Ey	167
Figura 4.9 - Participación de Masa Traslacional UX.....	168
Figura 4.10 - Participación de Masa Traslacional UY	168
Figura 4.11 - Participación de Masa Rotacional RZ.....	169

RESUMEN

La presente investigación constituye un análisis comparativo del comportamiento estructural con un análisis convencional (base empotrada) y considerando efectos de interacción suelo estructura. Se ha elegido una estructura de carácter importante, en este caso es el Estadio Universitario de la UNA - PUNO.

El modelamiento se ha realizado con el programa ETABS versión 2016 versión educacional. Así mismo, se ha considerado en el análisis la norma de Diseño Sismorresistente E-0.30 - 2016 y las cargas mínimas de diseño para edificios. Se ha realizado 2 casos, uno convencional y los otros con efectos de Interacción Suelo Estructura. El primer caso se ha considerado el edificio empotrado en la base, en el segundo caso se ha considerado el edificio con base flexible según al modelo propuesto por FEMA 440, modelo dinámico Propuesto por D.D. Barkan – O.A. Savinov, Modelo Dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 y el modelo de Winkler.

Se ha evaluado el edificio con base empotrada y con la inclusión de efectos de interacción suelo estructura frente al espectro de diseño, según la normas E.030 y FEMA 440/356.

Los principales efectos de interacción suelo estructura en el estadio universitario UNA-PUNO, son: la modificación de las características dinámicas de la estructura en función del periodo fundamental de vibración, derivas de entrepiso, fuerzas internas, y modos de vibración.

Las derivas de entrepiso han incrementado en 252.06% en X y 470.38% en Y, para el modelo Barkan 146.46% en X y 292.93% en Y, para el modelo Winkler 34.12% en X y 53.03% en Y; y en el modelo Norma Rusa de 23.27% en X y 49.94% en Y.

Palabras Clave: Interacción Suelo-Estructura, Análisis Sísmico, Apoyo flexible

ABSTRACT

The present research constitutes a comparative analysis of the structural behavior with a conventional analysis (embedded base) and considering effects of soil structure interaction. An important structure has been chosen, in this case it is the University Stadium of the UNA - PUNO.

The modeling has been done with the ETABS program version 2016 educational version. Likewise, the Seismic Design Standard E-0.30 - 2016 and the minimum design loads for buildings have been considered in the analysis. It has been done 2 cases, one conventional and the other with Effects of Interaction Soil Structure. The first case was considered the building embedded in the base, in the second case has been considered the building with flexible base according to the model proposed by FEMA 440, dynamic model Proposed by D.D. Barkan - O.A. Savinov, Dynamic Model Russian Standard SNIP 2.02.05-87 and the Winkler model.

The building has been evaluated with recessed base and with the inclusion of interaction effects soil structure against the design spectrum, according to standards E.030 and FEMA 440/356.

The main effects of ground-structure interaction in the UNA-PUNO university stage are: modification of the dynamic characteristics of the structure as a function of the fundamental period of vibration, mezzanine drifts, internal forces, and vibration modes.

In the case of the Winkler model 34.12% in X and 53.03% in Y, for the Barkan model, 252.06% in X and 470.38% in Y, for the Barkan model 146.46% in X and 292.93% in Y. And in the Russian Standard model of 23.27% in X and 49.94% in Y.

Keywords: Soil-Structure Interaction, Seismic Analysis, Flexible Support

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

La Interacción Suelo – Estructura es un análisis de importancia que se debe llevar a cabo para entender cómo se comporta la cimentación y la estructura ante cargas dinámicas, principalmente el de Sismo; la ISE consiste en el conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la deformabilidad de esta ante un sismo. La Interacción modifica las propiedades dinámicas que tendría la estructura supuesta con base indeformable, así como las características del movimiento del suelo.

Para entender este fenómeno es importante conocer las propiedades dinámicas del suelo, el periodo fundamental de vibración y así se pueda construir un espectro para el diseño sísmico, que ayudará a conocer de manera exacta la aceleración máxima a la que está sometida la estructura cuando se presenta un sismo.

Actualmente se utiliza la suposición de que el movimiento en la base de la estructura durante una excitación sísmica es igual al movimiento del terreno a campo abierto, lo que equivaldría al movimiento que ocurriría en la base de la cimentación en caso que no hubiese ninguna estructura, para lo cual sólo es posible esta suposición si la estructura se encuentra cimentada sobre un suelo rígido. (Muños Quispe, 2009)

“Si la capacidad portante del suelo de fundación es superior a 3 kgf/cm² usar apoyos ideales, caso contrario utilizar apoyos elásticos” (Borda Flores & Rodríguez Roca, 2012)

Cuando la estructura está cimentada en suelos flexibles el movimiento en la superficie del suelo puede ser significativamente alterado por la presencia de la estructura. Por otro lado, las características dinámicas del edificio, tales como modos y frecuencias de vibración, son modificadas debido a la flexibilidad del apoyo. Por lo tanto, hay un flujo de energía desde el suelo a la estructura y también a la inversa, en un proceso que es conocido como INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA. (Jamanca Cordero, 2003)

Ahora estamos orientándonos al cambio de métodos de cálculo más seguros, búsqueda de nuevas metodologías de análisis para resolver problemas constructivos, elaboración de principios concretos de proyección estructural, activa construcción antisísmica, búsqueda de métodos y soluciones de reducción de costos en las obras.

1.2. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

¿Cuáles son los efectos de Interacción Suelo-Estructura en el Estadio de la UNA PUNO?

1.3. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

Las construcciones se incrementan a diario en Nuestro País. En consecuencia, la optimización de costos y la seguridad estructural tiene un valor importante en el desarrollo regional y nacional.

La razón fundamental en la solución de este problema es la elaboración de metodologías de cálculo sísmico de estructuras considerando el efecto de interacción Suelo-Estructura.

La flexibilidad de suelo de fundación se ve reflejado en los periodos, frecuencias y formas de vibración libre de las estructuras, las cuales influyen en la magnitud de las fuerzas sísmicas.

1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1. Objetivo General

Evaluar los efectos de Interacción Suelo Estructura en el estadio universitario de la UNA- PUNO.

1.4.2. Objetivos Específicos

Determinar las características del suelo, que intervienen en el análisis sísmico de Interacción Suelo Estructura del Estadio Universitario de la UNA-PUNO.

Realizar un análisis comparativo del análisis sísmico con apoyo empotrado y considerando la Interacción Suelo-Estructura, con la NTP E-030.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. GENERALIDADES DE SISMOS

2.1.1. Definición.

Los sismos, y terremotos o temblores de tierra, son vibraciones de la corteza terrestre, generadas por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de techos de cavernas subterráneas y hasta por explosiones. Sin embargo, los sismos más severos y los más importantes desde el punto de vista la ingeniería, son los de origen tectónico, que se deben a desplazamientos bruscos de las grandes placas en que está subdivida dicha corteza. (Bazán & Meli, 1999, pág. 15)

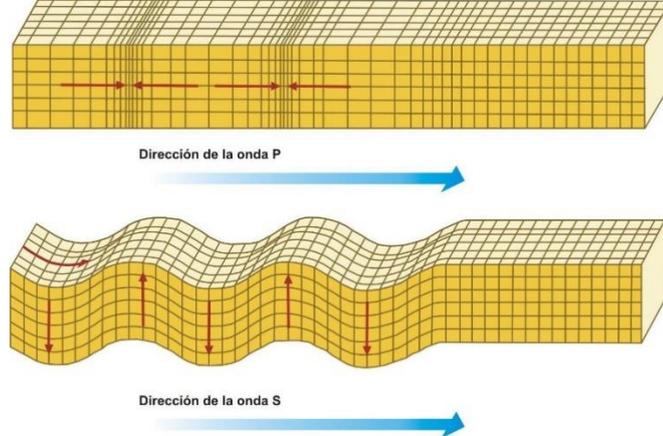
Los sismos son liberaciones de la energía que se acumula bajo la corteza terrestre como consecuencia de las fuertes tensiones y presiones que ocurren en su interior y que se manifiestan en forma de vibraciones, desplazamientos y movimientos diversos de la superficie del terreno sobre el cual habitamos y construimos.

Existen dos tipos de ondas las longitudinales y las transversales. Las ondas longitudinales son las que se propagan en dirección paralela, las segundas se propagan en dirección transversal a las ondas longitudinales.

Las ondas longitudinales son conocidas también como ondas “P” o de compresión, y son las primeras en registrarse. Las ondas que usualmente generan

daños considerables a las cimentaciones, son las ondas transversales, ondas “S” o de cortante; su movimiento es perpendicular a la dirección de la propagación.

Figura 2.1 - Ondas Longitudinales y Transversales.

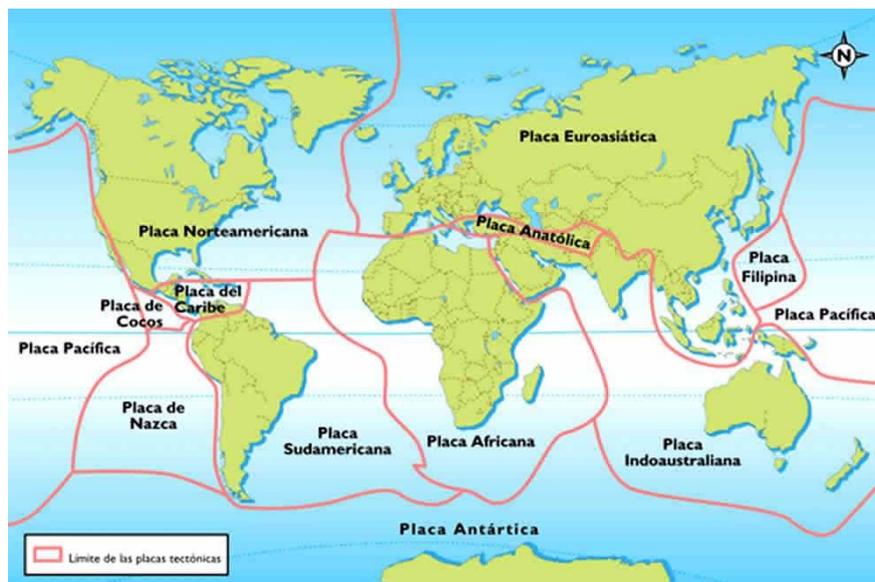


Fuente: (ncarquitectura, 2017)

2.1.2. Sismicidad del Perú

El Perú está ubicado en la parte central y occidental de América del Sur, cuyo litoral constituye una zona de contacto de las placas Sudamericana y la de Nazca (Figura 2.2).

Figura 2.2 - Placas tectónicas



Fuente: (monografias.com, 2017)

Estudios especializados comprueban que hace muchos millones de años el Perú y gran parte de Sudamérica constituían fondos marinos, los mismos que al tener origen las corrientes convectivas iniciaron un proceso de levantamiento y plegamientos que han dado origen a los actuales territorios que comprende la parte occidental de Sudamérica. El levantamiento del suelo subcontinental es explicado por la subducción de la Placa de Nazca debajo de la Placa Sudamericana.

La colisión de la placa de Nazca (Corteza oceánica) con el borde Oeste de Sudamérica (corteza continental), ha dado origen a la evolución de la cordillera de los Andes, a la ocurrencia de importante actividad volcánica y a la formación de un gran número de fallas geológicas. En general la placa de Nazca se desplaza a una velocidad de 8 – 10 cm/año en dirección NE, siendo una de las placas de mayor velocidad en el mundo, la misma que permite que las placas de nazca y sudamericana soporten una importante deformación produciendo un gran número de sismos de diferentes magnitudes a diferentes niveles de profundidad. En general, los sismos ocurren principalmente en las zonas de interacción de placas, siendo en mayor número en las zonas de subducción (interacción de la placa de Nazca y la Sudamericana). El proceso de subducción es de importancia científica por la remarcable evidencia que ofrece sobre la naturaleza de los diferentes procesos que tienen lugar en el interior de la tierra.

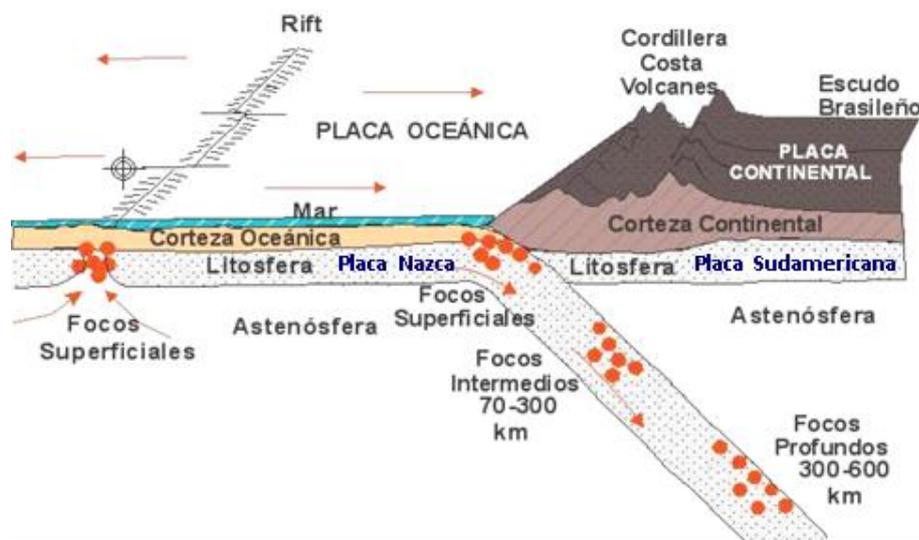
La Cordillera de los Andes por el relieve que ofrece, induce un alto riesgo potencial de fenómenos comprendidos en la Geodinámica Externa. Por otro lado, su presencia es factor determinante dentro de la climatología nacional.

La interacción de estas placas en la forma descrita origina una permanente acumulación de esfuerzos que se traducirá en fuente generadora de actividades sísmicas. Tal como lo establece la información disponible en nuestro país desde el siglo quince se han producido ocho (08) sismos superiores a los 8 grados de la Escala de Richter y más o menos un centenar de 7 a 8 grados de magnitud, todos en la zona costera o cerca de ella. La característica de estos eventos son los focos superficiales (foco punto o línea en el subsuelo donde se origina el sismo).

La Placa de Nazca, frente a las costas del Perú, se mueve horizontalmente y se introduce por debajo de la sudamericana como se puede ver en la Figura 2.3, la Placa

Nazca presiona a la sudamericana ocasionando deformaciones y concentraciones de fuerzas.

Figura 2.3 - Movimiento de las placas tectónicas en las costas peruanas



Fuente: (Silva Gutierrez & Ipanaque Sanchez, 2009)

Según las características regionales, la actividad sísmica en el Perú, se encuentra distribuida en la siguiente forma:

- Zona Norte del Perú, caracterizada por focos superficiales (hasta 100 Km de profundidad e intermedios hasta 300 Km de profundidad), que se extienden desde la península de Tumbes hasta el Valle del Marañón con la peculiaridad que la mayoría de los sismos superficiales se producen cerca del litoral y los intermedios, tierra adentro.
- Zona Central, caracterizada por la presencia de algunos enjambres sísmicos (zona propensa) los cuales se encuentran aislados entre sí y también por eventos individuales cuyos focos comprenden a los superficiales y/o intermedios los mismos que se distribuyen mayormente cerca del litoral.
- Zona Sur, la sismicidad se encuentra concentrada a lo largo de una faja teórica, comprendida entre la zona de contacto interplacas y la cadena volcánica del Sur, (Misti, Chachani, Ubinas, etc). La actividad se caracteriza por sus focos superficiales e intermedios.
- Zona Oriental, (selva) presenta una actividad sísmica profunda (500 a 700 Km.) que la hace aparentemente asísmica debido a que ésta clase de eventos se

produce a considerables profundidades y que en muchos casos alcanza magnitudes que sólo llegan a producir en la superficie perturbaciones menores que por lo general no exceden a los 4 grados de intensidad (Escala de Mercalli Modificada).

En general los sismos, aluviones, inundaciones, deslizamientos, maremotos, huaycos, sequías, han asestado los impactos más devastadores en la historia fenomenológica del Perú.

2.2. DINÁMICA DE SUELOS

2.2.1. Introducción

La Dinámica de Suelos es la rama de la Mecánica de Suelos que estudia las propiedades y comportamiento del suelo bajo esfuerzos dinámicos.

Las acciones dinámicas que se presentan en el suelo son principalmente los sismos, explosiones, operación de maquinaria, procesos constructivos, tráfico vehicular o ferroviario, así como la explotación de bancos. Cabe señalar que los sismos son la más simple e importante fuente de cargas dinámicas. Esto es debido al daño que causan y al hecho de que representan un fenómeno impredecible e incontrolable.

Algunos de los principales problemas para enfrentar en la dinámica de suelos son:

- Sismo. Vibración del suelo y la propagación de las ondas a través de los suelos.
- Esfuerzo dinámico, características de resistencia y deformación del suelo.
- Capacidad de carga dinámica y diseño de cimentaciones.
- Licuación de arenas.

Para realizar un buen análisis deben considerarse tanto las acciones estáticas como las dinámicas y conocer el efecto de cada una de ellas.

2.2.2. Propiedades Dinámicas

Las propiedades dinámicas del suelo definen el comportamiento que éste asumirá ante un evento sísmico.

Cuando se habla de cargas dinámicas inducidas en el suelo ya sea por sismo o por otro tipo de agente generador, lo primero que se debe tener claro es que el comportamiento esfuerzo-deformación con el que reacciona el suelo es de carácter no lineal, de allí surge la complejidad para la obtención de las propiedades dinámicas del suelo, ya sea por medio de pruebas de laboratorio o en pruebas de campo, esto, sin tomar en cuenta la incertidumbre que se tiene al extraer muestras representativas y las alteraciones que sufren en su transporte al laboratorio, etc.

Cabe mencionar que no existe ninguna prueba que logre abarcar toda la amplitud de deformaciones que efectúan los distintos ciclos histeréticos de cargas, por otra parte, las pruebas de laboratorio tienen como ventaja principal, la economía de éstas y como desventaja la alteración de las propiedades en la transportación de las muestras al laboratorio; las pruebas de campo tienen como ventaja, el análisis del suelo en las condiciones naturales, sin embargo, suelen ser muy costosas.

Las propiedades dinámicas de suelo pueden ser determinadas mediante pruebas de laboratorio, pruebas de campo y correlaciones entre las mismas.

Los parámetros más importantes son los siguientes:

- Módulo de Young, E .
- Módulo de corte, G .
- Coeficiente de Poisson, ν
- Amortiguamiento, ξ .
- Parámetros de licuación: relación de esfuerzo cortante, presión de poro.

2.2.2.1. Módulo de Corte Dinámico (G)

Este parámetro es considerado el más importante de todos, es un parámetro elástico que representa el cambio de forma que puede experimentar un espécimen de suelo cuando se le aplican esfuerzos cortantes, en una prueba de torsión cíclica, se puede obtener a través de la pendiente de la gráfica deformación angular contra esfuerzo cortante, obtendremos distintos módulos de rigidez como ciclos de histéresis tengamos.

Con el conocimiento de este parámetro se puede obtener el módulo de Young dinámico, E . En cuanto a los valores obtenidos, se debe saber que para una deformación angular alta se esperan módulos de rigidez bajos, en consecuencia, para deformaciones angulares bajas, módulos de rigidez altos y a medida que la deformación angular aumenta, el módulo de rigidez decrece.

Se puede calcular un valor medio durante el ciclo completo, el cual se puede aproximar por el módulo secante de cortante expresado como:

$$G_{sec} = \tau/\gamma$$

Ecuación 2.1 – Módulo Secante de cortante

Donde:

τ = Esfuerzo cortante, kg/cm².

γ = deformación angular, %.

2.2.2.2. Coeficiente de Poisson (ν)

Este parámetro representa la proporción de deformación que puede sufrir un espécimen de suelo sujeto a tensiones o compresiones, medido en materiales con comportamiento lineal e isótropo. Los métodos para la obtención de este parámetro son sumamente complicados, ya sean por los métodos de campo o de laboratorio; sin embargo, se acostumbra a determinarlo a partir del módulo de rigidez (G) y del módulo de elasticidad (E), de tal manera que en una expresión matemática pueden ser representados los tres como:

$$\nu = \frac{E}{2G} - 1$$

Ecuación 2.2 - Coeficiente de Poisson

2.2.2.3. Coeficiente de Amortiguamiento (ξ)

Este parámetro está asociado con la capacidad del suelo para disipar energía en otros tipos de energía, existen dos tipos de amortiguamiento, su clasificación depende principalmente de la pérdida de energía y viscosidad: amortiguamiento histerético: corresponde a la pérdida de energía debido al deslizamiento en los contactos de las

partículas, que genera la creación o pérdida de contactos, cuando la partícula es reacomodada; amortiguamiento viscoso; se debe a la pérdida de viscosidad debido al movimiento relativo entre el líquido y la partícula. El amortiguamiento histerético puede ser calculado por medio de pruebas de laboratorio determinado mediante la curva de respuesta a la frecuencia en ensayos dinámicos, con base en la hipótesis de que un suelo tiene amortiguamiento histerético cuando la energía disipada por ciclo y la frecuencia de vibración son independientes. La relación de amortiguamiento está representado como:

$$\xi = \frac{(\text{área del ciclo de histeresis})}{(4\pi \times \text{área bajo la curva de respuesta a la frecuencia})}$$

De las investigaciones que se han realizado acerca de este parámetro se han obtenido las siguientes conclusiones: a mayor deformación de un suelo sin alcanzar la falla, más alto será su amortiguamiento.

2.2.3. Pruebas de Laboratorio

2.2.3.1. Columna Resonante

Este ensayo consiste en someter un espécimen cilíndrico de suelo a un estado de vibración forzada longitudinal o torsional, al variar la frecuencia de excitación se logra conocer la frecuencia de resonancia del espécimen. (Díaz & Rodríguez, 2010)

El equipo dinámico de columna resonante se utiliza para determinar el módulo de rigidez al cortante, G , y el amortiguamiento, ξ . Permite ensayar probetas de suelos granulares o friccionantes. Esta técnica induce a la muestra de suelo deformaciones de corte muy pequeñas (menores de 10-4%). Este ensayo consiste en aplicar a una muestra de suelo vibraciones forzadas longitudinales o torsionantes, variando la frecuencia de excitación hasta lograr la resonancia del espécimen.

En esta prueba, una columna cilíndrica sólida o hueca de la muestra del suelo se fija a la base en una cámara triaxial y consiste en aplicar vibraciones forzadas ya sea en el modo de torsión o longitudinales.

La frecuencia del sistema de accionamiento electro-magnético se cambia hasta que el estado del primer modo de resonancia se encuentra en la muestra de suelo.

La respuesta del suelo se mide mediante un acelerógrafo. La frecuencia de vibración se controla a voluntad, lo cual permite realizar un barrido de frecuencias hasta encontrar la frecuencia de resonancia, f_n , que depende de las características del aparato utilizado como del espécimen.

Con el valor conocido de la frecuencia de resonancia, junto con la geometría de la muestra y las condiciones de restricción final, es posible calcular la velocidad de propagación de ondas a través del espécimen. Posteriormente se puede obtener el módulo G de acuerdo con la siguiente expresión,

$$G = v_s^2 \rho$$

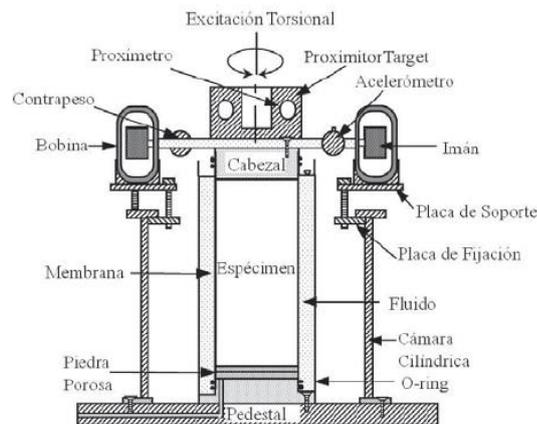
Ecuación 2.3 - Módulo de Corte (G)

Donde:

ρ = Densidad de masa del espécimen

La propiedad de amortiguamiento de la muestra de suelo se determina al observar el patrón de descomposición de la vibración libre y aplicando la expresión del decremento logarítmico. Los principales factores que afectan esta prueba son: la presión de confinamiento, σ'_c ; la amplitud de la deformación angular, γ ; y la relación de vacíos e .

Figura 2.4 - Equipo de Columna de Resonancia.



Fuente: (Rivera Martinez, 2016)

2.2.3.2. Cámara Triaxial Cíclica

La prueba triaxial cíclica tiene como finalidad investigar el comportamiento esfuerzo-deformación y la resistencia al esfuerzo cortante de un espécimen cilíndrico de suelo sometido a esfuerzos axiales cíclicos.

Consiste en un espécimen cilíndrico cuyas dimensiones son 3.5 cm de diámetro y 8.5 cm de altura. El espécimen es colocado entre dos piedras porosas una superior y una inferior, rodeándola de una membrana de hule para posteriormente saturarla mediante el método de contrapresión. El espécimen una vez colocado se somete a un esfuerzo radial constante, y a un esfuerzo axial. Bajo estas condiciones de frontera los esfuerzos principales a los que está sujeto el espécimen son siempre verticales y horizontales.

Posteriormente el espécimen es consolidado isotrópicamente bajo el esfuerzo radial tal que represente el estado de esfuerzos tal y como se encontraba en el campo.

La diferencia de esfuerzos que existe entre el esfuerzo axial y el esfuerzo radial se denomina esfuerzo desviador.

La prueba triaxial cíclica es más comúnmente realizada manteniendo un esfuerzo radial constante y aplicando el esfuerzo desviador a una frecuencia de 1 Hz (ciclo por segundo).

Finalmente, en la etapa de aplicación del esfuerzo, la probeta de suelo es sometida a un esfuerzo cíclico axial. Conforme el esfuerzo axial se incrementa en cada repetición de carga, la deformación angular, γ , generada en el suelo va aumentando hasta que la probeta pueda o no llegar a la falla.

Las propiedades dinámicas del suelo son determinadas en función de diversos factores, como son: el nivel de deformación, la densidad del material, el número de ciclos, el tipo de material, el grado de saturación y el esfuerzo efectivo de confinamiento.

A partir de los datos recolectados es posible conocer la deformación unitaria axial, ϵ , que presenta el espécimen durante cada ciclo de carga y descarga.

Conociendo el esfuerzo desviador y la deformación unitaria axial del espécimen, es posible calcular el módulo de Young, E :

$$E = \sigma_d / \varepsilon$$

El esfuerzo cortante se puede calcular una vez conocido al esfuerzo desviador mediante:

$$\tau = \sigma_d / 2$$

Se obtiene el módulo de rigidez, G , y la deformación angular, γ , mediante las siguientes expresiones:

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$$

Ecuación 2.4 – Módulo de Corte

Donde:

μ = Relación de Poisson

E = Módulo de Young

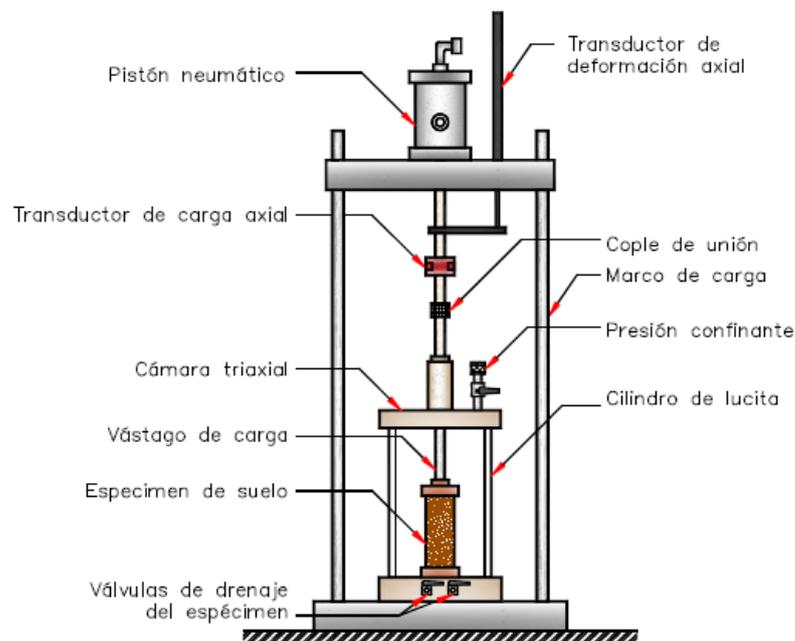
Y la deformación angular

$$\gamma = \tau / G$$

Ecuación 2.5 - Deformación angular

Con el esfuerzo cortante τ , y la deformación angular, γ , es posible generar el ciclo de histéresis durante el ensayo de la probeta de suelo, y con eso conocer el valor del módulo de rigidez secante, el cual se obtiene como la pendiente de la recta que une los puntos extremos del lazo de histéresis.

Figura 2.5 - Esquema de una cámara triaxial cíclica.



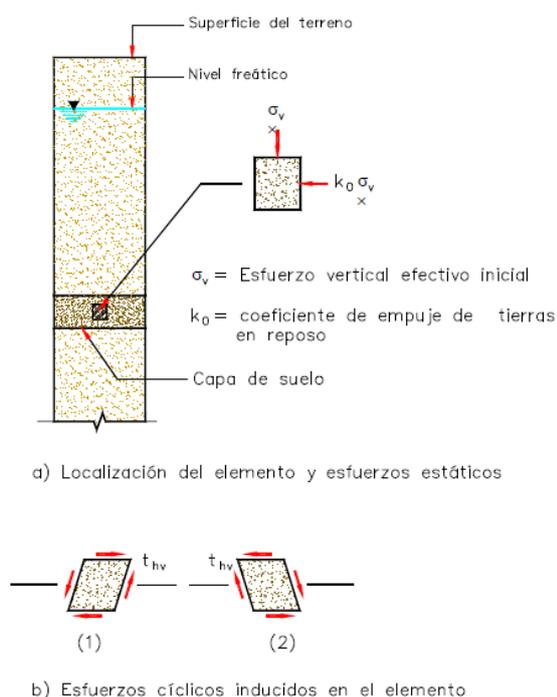
Fuente: (SEMARNAT, 2013)

2.2.3.3. Corte simple cíclico

El ensayo de corte simple cíclico tiene como finalidad investigar el comportamiento esfuerzo deformación y la resistencia al esfuerzo cortante de una muestra de suelo sometido a una condición de esfuerzos de corte simple. (SEMARNAT, 2013, pág. Capítulo 6)

La prueba de corte simple cíclico se desarrolló con la finalidad de conseguir una mayor aproximación a las condiciones de campo en las que se encuentra un elemento de suelo al ser sometido a la propagación vertical de las ondas esfuerzo cortante que aquella lograda con la cámara triaxial cíclica.

Figura 2.6 - Condiciones de Corte Simple.



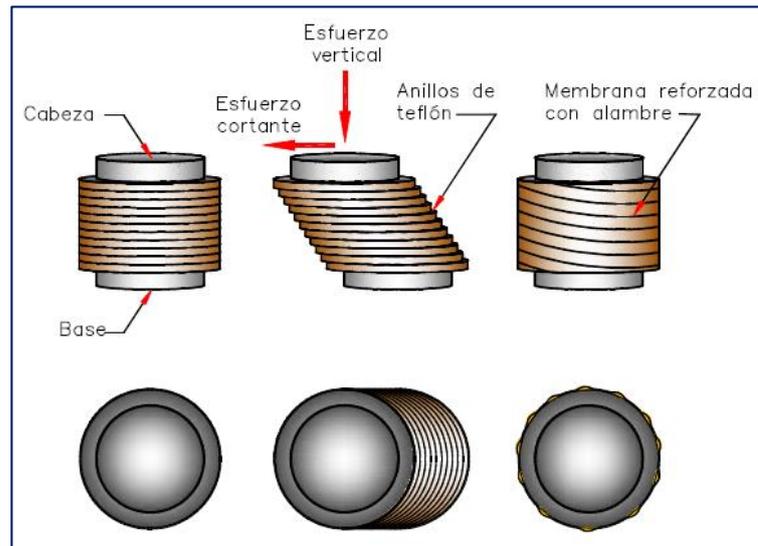
Fuente: (SEMARNAT, 2013)

Actualmente, se pueden encontrar dos tipos de aparatos de corte simple; unos de paredes rígidas y forma prismática de aproximadamente 5 x 5 x 2.9 cm y otro de forma cilíndrica, con dimensiones de 70 mm de diámetro y 20 mm de altura, en este caso los especímenes se colocan dentro de una membrana reforzada con alambre de acero en espiral, o con una membrana flexible y un confinamiento proporcionado por un conjunto de anillos planos de teflón (**Figura 2.7**), esto tiene como finalidad lograr que el desplazamiento relativo entre la parte superior y la parte inferior de la muestra defina una línea recta. Un esquema del aparato de corte simple cíclico se muestra en la **Figura 2.8**.

La prueba consiste en la aplicación la aplicación de una fuerza cortante cíclica horizontal a una muestra de suelo cilíndrica o de sección rectangular previamente consolidada, ya sea en la tapa o en la base del espécimen. La muestra se deforma de manera similar a la de un elemento de suelo sujeto a la propagación vertical de ondas de cortante.

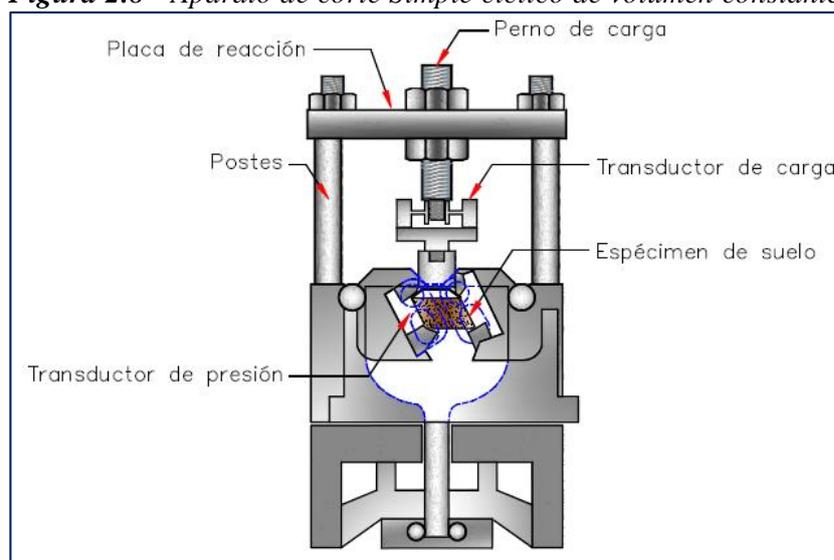
Durante la prueba es posible tomar medición de la fuerza cortante aplicada, el desplazamiento horizontal y la presión de poro generada. Una vez obtenidos estos datos es posible dibujar las curvas τ vs γ para cada ciclo generado. De esta manera es posible determinar el módulo de cortante, G , y el porcentaje de amortiguamiento crítico.

Figura 2.7 - Soporte Lateral del Espécimen.



Fuente: (SEMARNAT, 2013)

Figura 2.8 - Aparato de corte Simple cíclico de volumen constante.



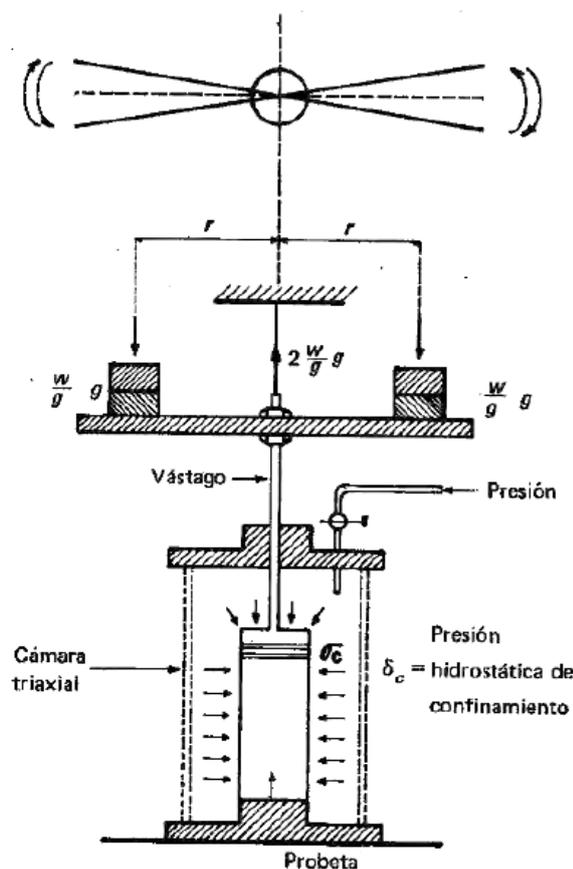
Fuente: (SEMARNAT, 2013)

2.2.3.4. Péndulo de torsión libre

El péndulo de torsión libre implementado por el doctor Leonardo Zeevaert, permite determinar las propiedades dinámicas del suelo, principalmente la variación del módulo de corte G .

Esta prueba consiste en someter una muestra cilíndrica de suelo a diferentes presiones de confinamiento para medir la respuesta a una vibración torsional libre del elemento; esta determinación puede lograrse haciendo una ligera modificación a la cámara triaxial convencional, como se observa en la **Figura 2.9**.

Figura 2.9 - Péndulo de torsión libre



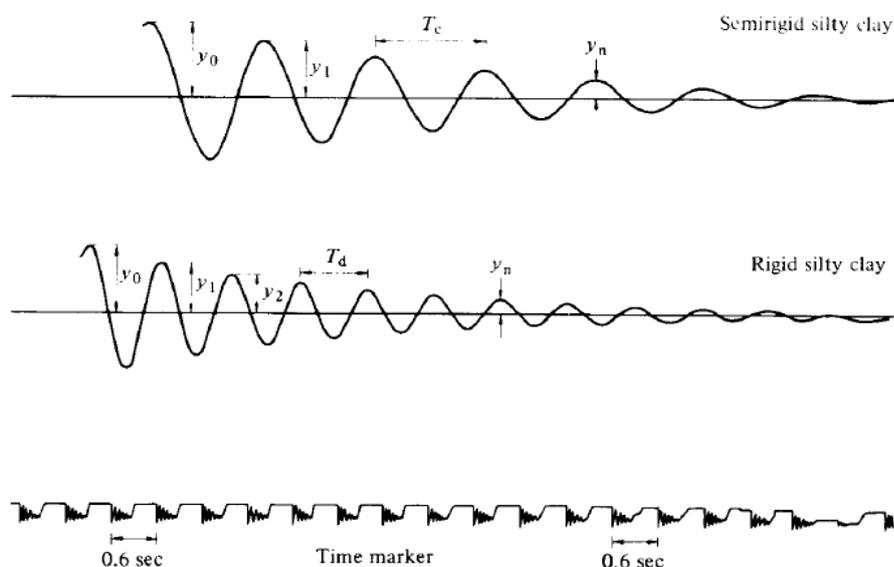
Fuente: (Zeevaert, 1980)

La cámara triaxial modificada tiene un vástago que está unido firmemente a un brazo horizontal, en el que se colocan dos pesos, exactamente simétricos con el eje de la muestra. El peso del brazo y de las masas de apoyo se equilibra sosteniéndolos con un alambre de acero delgado, por lo tanto no hay aplicación de carga vertical. Al brazo

se le da un pequeño impulso inicial y esto hace que el sistema vibre libremente. La vibración es producida por la respuesta de los elementos elásticos del suelo, la vibración es registrada por dispositivo que está dotado de dos plumillas; una registra la vibración libre del sistema y la otra registra las marcas de tiempo.

En los registros se obtiene la amplitud, el periodo y el decremento logarítmico de la vibración libre amortiguada del sistema aparato-suelo, **Figura 2.10**.

Figura 2.10 - Resultados de pruebas con el péndulo de torsión.



Fuente: (Zeevaert, 1980)

De acuerdo a la información obtenida se calcula el módulo de corte G, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$G = \frac{J_a}{I_p} \cdot h$$

Ecuación 2.6 - Módulo de Corte

Donde:

$J_a = \sum Mr^2$ Momento de Inercia de las masas del aparato

$h =$ Altura de la muestra

$I_p = \frac{\pi d^4}{32}$ Momento de Inercia de la muestra

El amortiguamiento crítico del suelo también puede ser determinado por medio de la siguiente expresión:

$$\xi_p^2 = \frac{\xi_s^2 - \xi_a^2 T_{ad}^2 / T_{sd}^2}{1 - T_{ad}^2 / T_{sd}^2}$$

Donde:

T_{ad} = Periodo amortiguado libre del sistema

T_{sd} = Periodo amortiguado libre del aparato

2.2.4. Pruebas de Campo

2.2.4.1. Refracción Sísmica

Esta prueba consiste en la medición de la velocidad de propagación de las ondas elásticas generadas en un punto de perturbación, por un impacto o explosión en la superficie del terreno. La perturbación se puede provocar mediante explosivos, o mediante golpes con un martillo sobre una placa de acero que se coloca sobre la superficie del terreno. (SEMARNAT, 2013, pág. 6.8)

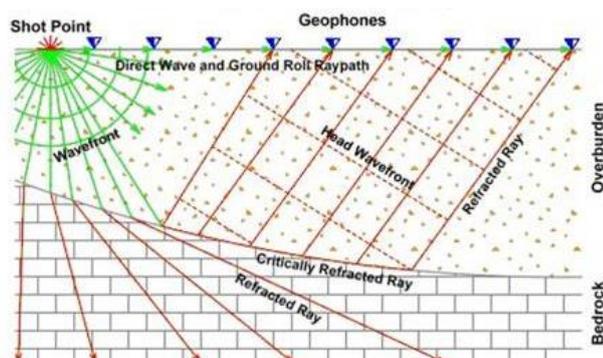
El esquema general del ensayo consiste en colocar en la superficie del terreno una serie de sensores en línea recta a distancias conocidas, formando lo que se conoce como tendido sísmico o línea de refracción. A una distancia conocida del extremo del tendido, en el punto de disparo, se generan ondas sísmicas (con la ayuda de un martillo o por la detonación de explosivos) las cuales inducen vibraciones en el terreno que son detectadas por cada uno de los sensores o geófonos en el tendido.

El registro obtenido consiste en varias líneas o trazos, por cada sensor. El instante de impacto se registra mediante una marca en el canal de la computadora, y el instante de llegada a cada uno de los sensores queda igualmente registrado. Algunas ondas se propagan próximas a la superficie del terreno a una velocidad V_1 ; otras cruzan la capa superior tanto hacia abajo como hacia arriba, bajo cierto ángulo crítico denominado ángulo de refracción, tal cual se puede observar en la **Figura 2.11**. Debido a que las leyes de refracción de las ondas elásticas son semejantes a las de refracción de la luz.

Este método es útil para la determinación de la profundidad de cimentación y para la determinación de las condiciones y competencia de la roca donde se asentarán las estructuras. También es útil para la determinación del perfil de velocidades de onda P y S. El método utiliza la llegada de las primeras ondas a los geófonos, ondas P y S, de tal manera que se pueden determinar la relación de Poisson y otros módulos dinámicos.

La profundidad de exploración con este método es aproximadamente 10 veces la longitud del tendido total de sensores. Para obtener buenos resultados de la aplicación de esta prueba, es necesario que exista contraste en las capas de suelo investigadas. El contraste básico consiste en que las velocidades de propagación de las distintas capas aumenten con la profundidad.

Figura 2.11 - Geometría de refracción sísmica.



Fuente: (Geofields, 2017)

2.2.4.2. Método Down- Hole

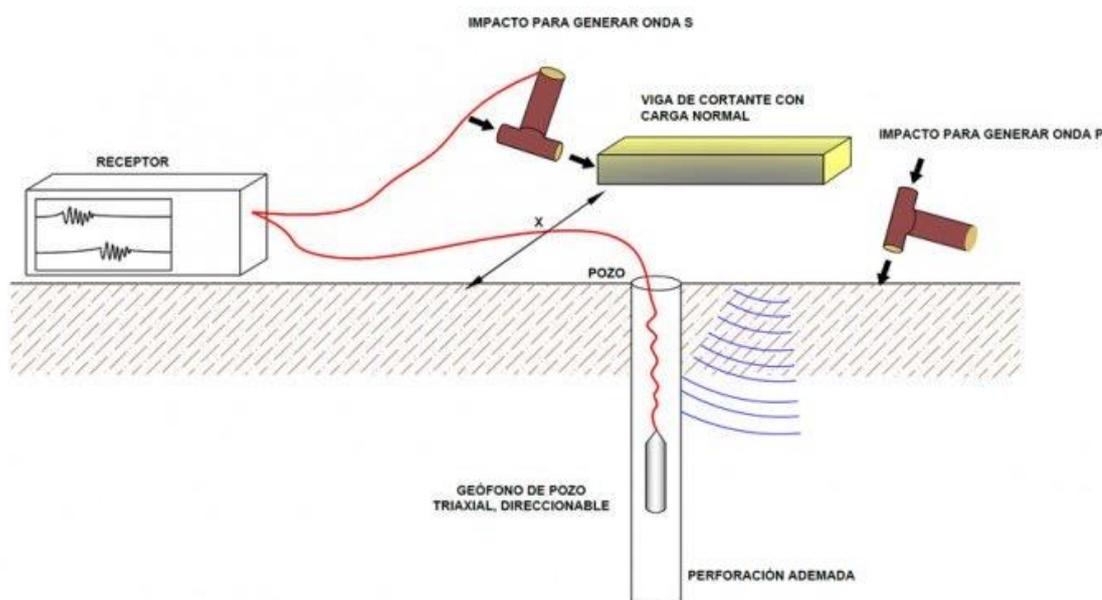
El método requiere de una perforación a través de la cual se pueden medir los tiempos de llegada de las ondas sísmicas y construir perfiles de ondas de corte (ondas S) y de ondas longitudinales (ondas P). Constituye uno de los métodos tradicionales para calcular parámetros dinámicos como el módulo de corte y rigidez, módulo de deformación dinámico, módulo de compresibilidad volumétrica.

Consiste en aplicar una excitación en la superficie generada por una fuente mecánica o explosiva en un extremo o una línea entre un punto en un pozo y un punto en la superficie. Los datos medidos y registrados por el equipo consisten del tiempo requerido por las ondas P y S para viajar desde la fuente hasta un operador sísmico.

Estos tiempos de viaje son medidos como el intervalo entre el instante de la iniciación de la fuente sísmica (tiempo cero) hasta reflexión inicial de la señal del geófono registrada (primera llegada) para señales de onda P, para señales de onda S, el tiempo de viaje es el intervalo entre la iniciación y el salto de movimientos identificados al llegar como ondas S por interpretación del registro.

Empleando la distancia entre la fuente y el detector para cada ubicación de la prueba en el pozo, se realiza una gráfica del tiempo de llegada de las ondas P y S para cada valor de profundidad.

Figura 2.12 - Esquema del experimento de Down-Hole



Fuente: (Geofísica Exploraciones, 2017)

2.2.4.3. Método Cross- Hole

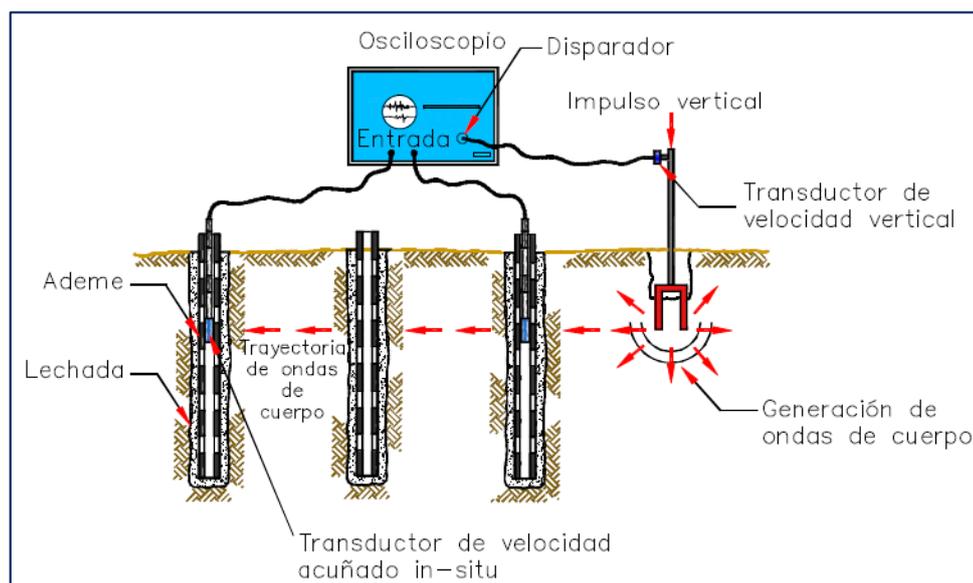
El ensayo sísmico Cross-Hole o de sondeos en paralelo, es útil para la medición de la variación del módulo al esfuerzo cortante, G , con la profundidad. Mediante este ensayo se mide la velocidad de propagación de ondas de cuerpo (P o S) para puntos colocados a la misma profundidad.

Para llevar a cabo el ensayo es necesario la realización de un mínimo de dos sondeos, uno de los cuales se utiliza como sondeo fuente y el otro como sondeo receptor.

Los sondeos se deben ademar varios días antes de la realización del ensayo con objeto de lograr un buen contacto entre la pared exterior del ademe y el suelo. El material del ademe puede ser aluminio o plástico. El diámetro del ademe no debe ser menor de 7.6 cm para permitir la colocación de geófonos, los cuales deberán acuñarse contra el ademe. (SEMARNAT, 2013, pág. 6.10)

La perturbación en el sondeo fuente se puede realizar mediante el penetrómetro del ensayo de penetración estándar (SPT). Un transductor de velocidad vertical se coloca en la barra de perforación. Cada vez que el martillo de 63.5 kg. de peso golpea el penetrómetro produce una señal eléctrica que dispara el osciloscopio, al mismo tiempo se dispara el registro de las trazas de los geófonos receptores que se encuentran colocados a la misma profundidad de la perturbación. La **Figura 2.13** ilustra un ensayo cross-hole en el que se puede variar el nivel de deformación modificando la energía que se aplica mediante el impacto de un martillo de 68 kg de peso, en un anclaje expandible fijo a las paredes del sondeo. Este tipo de ensayo tiene la ventaja de generar predominantemente ondas de cortante.

Figura 2.13 - Ensayo Cross-Hole



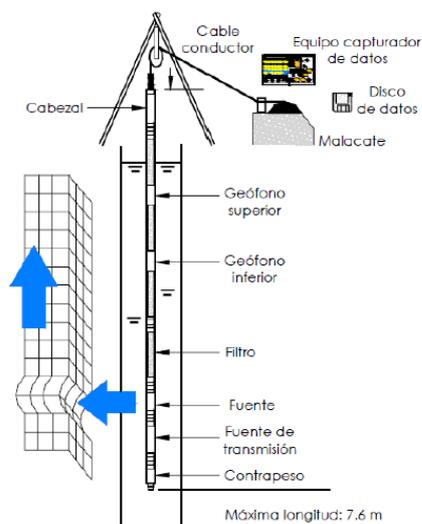
Fuente: (SEMARNAT, 2013)

2.2.4.4. Método de Sonda Suspendida

El método de sonda suspendida tiene la intención de capturar la propagación horizontal de la onda de cortante viajando verticalmente a través del depósito de suelo. En la práctica la sonda suspendida se introduce en una perforación previamente realizada y es suspendido por un cable de tensión dentro de la perforación llena de agua. En la **Figura 2.14** se puede ver que la sonda consiste en el controlador de la fuente y los geófonos unidos con un cilindro de asilamiento flexible en el medio. Las ondas generadas por la fuente son registradas por dos geófonos que se han instalado a un metro de separación. Todo el conjunto está suspendido y centrado por las cuerdas de nylon para que la sonda no se encuentre en contacto con la pared de la perforación. Un impulso en la fuente se trasmite primero al fluido en el agujero perforado. El suelo adyacente a la pared es entonces desplazado horizontalmente.

El desplazamiento vertical así producido se propaga en forma de onda de corte a través del estrato de suelo. En ese momento el líquido se ve obligado a desplazarse horizontalmente al mismo tiempo que el suelo adyacente y, por tanto, la onda del fluido viaja a la misma velocidad que la onda en el suelo. Cuando la onda de corte llega a un punto de recepción, el movimiento horizontal del líquido también llega en el mismo punto al mismo tiempo. Así, mediante el monitoreo del movimiento del fluido por los geófonos, es posible medir el tiempo de recorrido de la onda cortante y por lo tanto su velocidad de propagación.

Figura 2.14 - Ensayo sonda suspendida.

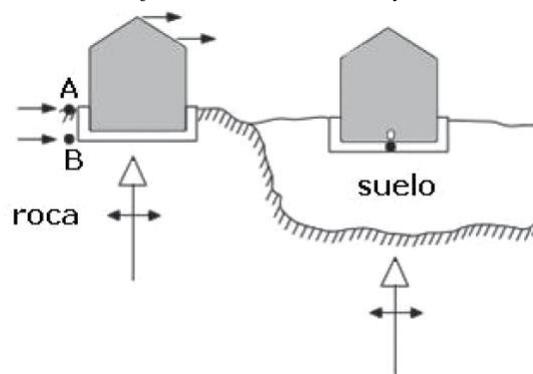


Fuente: (Rivera Martinez, 2016)

2.3. ESTUDIO DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Para identificar los principales efectos que introduce el considerar que la base de las edificaciones es deformable, debemos primero analizar cualitativamente las diferencias fundamentales que tienen estos modelos, respecto a aquellos que consideran bases indeformables. Consideremos dos estructuras desplantadas, una sobre un lecho rocoso (base indeformable) y otra sobre un suelo de rigidez relativamente baja (base deformable), tal y como se muestra en la **Figura 2.15**.

Figura 2.15 - Respuesta dinámica de una edificación sobre roca y sobre un suelo blando



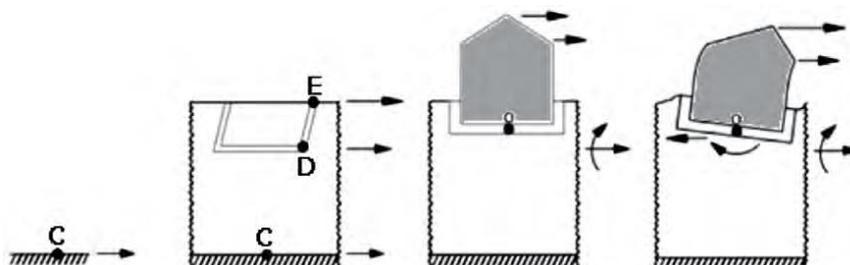
Fuente: (Adaptado de Wolf, 1985).

Queda claro que, para el caso de la estructura con base indeformable, los movimientos en toda la cimentación son los mismos (punto A y B), por lo que la excitación en la base de la estructura (punto B), está definida por el movimiento en la superficie (punto A), además, esta excitación se considera que varía muy poco en todo el lecho rocoso. Recordemos que este movimiento queda definido por las características de la fuente sísmica (mecanismo de ruptura y magnitud del sismo) y por el decaimiento del movimiento con la distancia, definido por alguna ley de atenuación. Dada esta excitación, la respuesta de la superestructura estará dada exclusivamente por las propiedades de la misma (masa, rigidez y amortiguamiento), así como por los desplazamientos que sean permitidos por su deformabilidad e inercia.

Para describir la respuesta dinámica de la cimentación con base deformable, es necesario descomponer el problema en más partes. Para ello consideremos la **Figura 2.15**. El movimiento en el punto C corresponde al movimiento en el lecho rocoso definido anteriormente. La primera diferencia aparece, dado que el suelo se traduce en una variación del movimiento entre los puntos C, D y E, incluso en ausencia de la

cimentación. Para el caso anterior (base indeformable), el movimiento en estos tres puntos sería el mismo. Esta variación en la mayoría de los casos se traduce en una amplificación del movimiento y un filtrado en el contenido de frecuencias del mismo; a estas modificaciones se les denomina “efectos de sitio”. Posteriormente, cuando se introduce la cimentación, que es un elemento de rigidez mayor que el suelo, es claro que el campo de desplazamientos impuesto en el terreno libre, en ausencia de ésta, se verá modificado por la presencia de la misma. En general, esto produce una reducción en las amplitudes de los movimientos de alta frecuencia, e introduce una excitación rotacional en la base de la cimentación (punto O), ya que los puntos E y D no pueden moverse independientemente entre ellos. A las modificaciones del movimiento, debidas a la presencia de un elemento de mayor rigidez, suele denominarse “Interacción cinemática”, ya que en esta parte del fenómeno solamente interviene la difracción de ondas producida por el contraste de rigideces entre el terreno y la cimentación.

Figura 2.16 - Diferencias del movimiento en distintos puntos de un sistema suelo-cimentación-estructura



Fuente: (Adaptado de Wolf, 1985).

Si la estructura se somete a las traslaciones modificadas, tanto por los efectos de sitio, como por la rigidez de la cimentación y las rotaciones producidas por el movimiento diferencial entre los puntos E y D (Figura 2.16), los movimientos que experimenta el sistema estarán compuesto por tres partes fundamentales, descritas a continuación:

- Movimientos traslacionales originados por las fuerzas de inercia de la superestructura en el sistema deformable suelo-cimentación.
- Desplazamientos originados por los giros impuestos en el sistema deformable suelo-cimentación, por los momentos de volteo causados por las fuerzas de inercia de la superestructura. Estos dos movimientos corresponden a un movimiento de cuerpo rígido de la superestructura respecto al terreno.

- Finalmente, los desplazamientos permitidos por las propiedades y deformabilidad de la propia estructura (deformaciones producidas por las fuerzas de inercia desarrolladas por la superestructura sobre el sistema suelo-cimentación) o mejor conocido como interacción inercial.

En la Tabla 2-1 se presentan las principales diferencias entre los análisis de edificaciones desplantadas sobre una base indeformable y deformable; dichos en otras palabras, estructuras apoyadas sobre suelos con alta rigidez y sobre suelos con baja rigidez.

Tabla 2-1 - Diferencia entre las edificaciones con base indeformable y deformable

Base Indeformable	Base deformable
<ul style="list-style-type: none"> • No hay modificaciones del movimiento en los distintos puntos del terreno. • No hay desplazamiento relativo de la cimentación respecto al terreno. • No hay componente de movimiento de cuerpo rígido de la superestructura (cabeceo y traslación). 	<ul style="list-style-type: none"> • Existe una modificación del movimiento en los distintos puntos del terreno (Efectos de sitio). • Existe una modificación del movimiento de campo libre, debido a la presencia de la cimentación (interacción cinemática). • Existe un desplazamiento relativo de la cimentación respecto al terreno producido por las fuerzas de inercia de la superestructura (interacción inercial).

Fuente: (Fernández Sola, 2013)

En la Tabla 2-1 se describen las características que modifican el comportamiento del sistema suelo-estructura desplantados sobre bases deformables; a partir de esto se puede decir que la interacción dinámica suelo estructura está compuesta por tres tipos de modificaciones, las cuales son producto de la flexibilidad del suelo.

2.4. TIPOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO ESTRUCTURA.

2.4.1. Interacción Cinemática

Es el fenómeno que desde el punto de vista estructural es menos conocido y estudiado. En general se suele pensar, que el no considerar la “Interacción cinemática”, está del lado de la seguridad debido a la reducción del movimiento de altas frecuencias que produce, y a que la rotación de la cimentación introducida suele tener poca influencia en las aceleraciones y desplazamientos de la superestructura.

Esta consideración es correcta para el caso de edificaciones robustas, con relaciones de esbeltez bajas y cimentaciones relativamente superficiales. Sin embargo, para el caso de estructuras altas con cimentaciones más profundas, el efecto del cabeceo puede introducir componentes de movimiento importantes, induciendo a que el diseño que no tome en cuenta la “Interacción cinemática”, esté del lado de la inseguridad. En general, la Interacción cinemática en términos de la modificación del movimiento, tiene una mayor influencia en las estructuras cimentadas con cajones de cimentación que en aquellas cimentadas con pilas. (Fernández Sola, 2013)

2.4.2. Interacción Inercial

El caso más simple de interacción suelo-estructura se da cuando la cimentación, esto es, la zona de contacto terreno estructura, es pequeña y superficial; pequeña, de manera que pueda considerarse puntual respecto a las longitudes de las ondas sísmicas que la van a solicitar y superficial, de manera que no exista una zona de terreno que tenga que guardar cierta compatibilidad de deformaciones con el movimiento de la estructura en otra zona que no sea puntual. Si el terreno no es infinitamente rígido, los esfuerzos que se generan en la cimentación provocarán una deformación variable, es decir un movimiento que obligará al punto de unión y a su entorno próximo a moverse de manera distinta al movimiento del campo libre. (Soriano, 1989)

2.5. INVESTIGACIONES SOBRE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

La interacción de Suelo-Estructura es un campo de la Ingeniería civil, que une a la Ingeniería Geotécnica con la Ingeniería Estructural. La necesidad de esta unificación ha sido evidente por el simple hecho de que ningún edificio al momento de su diseño podría evitar la interacción con el suelo de fundación, existiendo muchos espectros y parámetros a resolver. El cambio de las capacidades de los equipos computarizados, ha creado la premisa para la realización de éste cálculo juntando la interacción suelo-cimentación-superestructura, mediante el uso del computador.

Los efectos de Interacción Suelo-Estructura han sido un tema de investigación “Jennings y Bielak (1973) y Veletsos y Meek (1974) hicieron los primeros estudios de Interacción con sistemas elásticos, usando una analogía con un oscilador simple equivalente (...) Ellos mostraron que los efectos de interacción inercial pueden ser

suficientemente aproximados modificando simplemente el periodo fundamental y el amortiguamiento asociado de la estructura con base rígida.” (Cutimbo Choque, 2016, pág. 180); después de estas investigaciones, Bielak (1975), Wolf (1985), Avilés y Pérez-Rocha (1996) han estudiado extensamente con el incremento en el periodo natural, el cambio en el amortiguamiento debido a la flexibilidad del suelo y la radiación de ondas.

Los cálculos de la Interacción Suelo-Estructura han llegado a ser altamente relevantes para los edificios debido a que el diseño estructural en condiciones de campo es complicado. Las deformaciones diferenciadas del subsuelo afectan perceptiblemente en la distribución de las fuerzas a través de toda la estructura y de no hacer caso a ésta amenaza, pone en riesgo la seguridad de los edificios.

El rol de los Ingenieros Geotécnicos aumenta exponencialmente, por ello el tema de la Interacción Suelo-Estructura aspira a ser un eje principal de información que proporciona la exactitud de la predicción de los cálculos al momento de diseñar una edificación, ya que toda obra está construida sobre o en el terreno.

2.6. MODELOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Como se desprende de la idea principal de los modelos dinámicos de interacción suelo estructura, es la correspondiente asignación de los coeficientes de rigidez, que determinan la condición real de interacción suelo-cimentación:

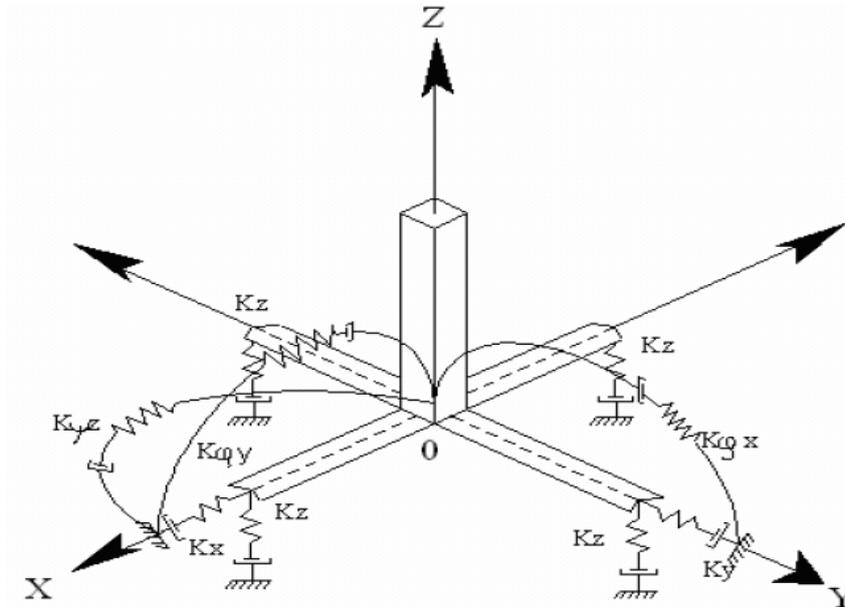
$$R_a = K_a u_a; \quad R_{\varphi a} = K_{\varphi a} \varphi_a; \quad (a = x, y, z)$$

Donde:

- $R_a, R_{\varphi a}$: Fuerzas de Reacción
- K_z : Coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme
- K_x, K_y : Coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme
- $K_{\varphi x}, K_{\varphi y}$: Coeficientes de rigidez de compresión no uniforme
- $K_{\varphi z}$: Coeficiente de rigidez de desplazamiento no uniforme
- u_a : Desplazamiento lineal
- φ_a : Desplazamiento angular

En particular, el carácter espacial del trabajo del armazón estructural permite la posibilidad del surgimiento de vibraciones torsionales en las columnas, quedando el esquema espacial de cálculo el mostrado en la Figura 2.17, donde “0” es el centro de rigidez de la cimentación.

Figura 2.17 - Esquema espacial de cálculo de la cimentación tipo Zapata Aislada



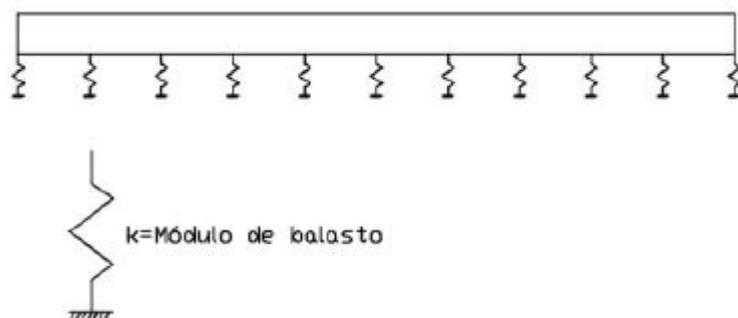
Fuente: (Villarreal Castro, 2009)

2.6.1. Modelo de WINKLER – COEFICIENTE DE BALASTO

Uno de los métodos de cálculo más utilizado para modelizar la interacción entre estructuras de cimentación y terreno es el que supone el suelo equivalente a un número infinito de resortes elásticos cuya rigidez denominada módulo o coeficiente de balasto (K_s), se corresponde con el cociente entre la presión de contacto (q) y el desplazamiento en su caso asiento (δ):

$$k_s = q / \delta$$

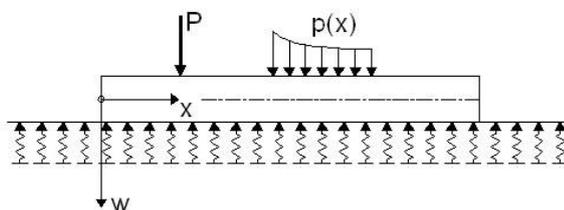
Ecuación 2.7 - Coeficiente de Balasto

Figura 2.18 - Módulo de Balasto

Fuente: (Silva Gutierrez & Ipanaque Sanchez, 2009)

El nombre balasto le viene, como seguramente se sabe, de que fue precisamente en el análisis de las traviesas del ferrocarril donde se utilizó por primera vez esta teoría. El balasto es la capa de grava que se tiende sobre la explanación de los ferrocarriles para asentar y sujetar las traviesas. A este modelo de interacción se le conoce generalmente como modelo de Winkler debido al nombre de su creador, y tiene múltiples aplicaciones, no sólo en el campo de las cimentaciones, sino en cualquiera problema que pudiese adaptarse a este modelo.

La ecuación diferencial que gobierna el comportamiento de la clásica solución de viga flotante o viga sobre fundación elástica (beam on elastic fountation) y que, por tanto, es el resultado de suponer la viga discretizada en infinitas barras de longitud diferencial con nudos en sus extremos, es la siguiente:

Figura 2.19 - Modelo de Winkler

Fuente: (Silva Gutierrez & Ipanaque Sanchez, 2009)

$$p - k \cdot w(x) = (E \cdot I) d^4 w / dx^4$$

Siendo:

- $W(x)$: El asiento de la viga (m)
 X : Coordenada (m)
 k : Módulo de balasto (kN/m³)
 p : Carga por unidad de longitud (kN/m)
 E : Módulo de elasticidad de la losa (kN/m²)
 I : Inercia de la viga respecto al eje que pasa por su centro de gravedad (m⁴)

En el caso de la losa la ecuación tiene una forma parecida:

$$d^4 w / dx^4 + 2 d^4 / dx^2 dy^2 + (k \cdot w - p) 12(1 - \nu^2) / (E \cdot t^3) = 0$$

Siendo:

- $W(x, y)$: Asiento de la losa (m)
 x, y : Coordenadas (m)
 k : Módulo de balasto (kN/m³)
 q : Carga por unidad de área (kN/m²)
 ν : Coeficiente de Poisson
 E : Módulo de elasticidad de la losa (kN/m²)
 t : Espesor de la losa (m)

2.6.2. Modelo De D.D Barkan – O.A Savinov

El modelo de D.D. Barkan – O.A. Savinov es teórico experimental, basado en la interacción de la cimentación con la base de fundación en forma de un proceso establecido de vibraciones forzadas.

Como resultado de muchas investigaciones experimentales para determinar los coeficientes de rigidez de las cimentaciones, el científico ruso D.D. Barkan propuso utilizar las siguientes expresiones:

$$K_x = C_x A$$

Ecuación 2.8 – Rigidez K_x D.D. Barkan O.A. Savinov

$$K_y = C_y A$$

Ecuación 2.9 - Rigidez K_y D.D. Barkan O.A. Savinov

$$K_z = C_z A$$

Ecuación 2.10 - Rigidez K_z D.D. Barkan O.A. Savinov

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

Ecuación 2.11 - Rigidez $K_{\varphi x}$ D.D. Barkan O.A. Savinov

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

Ecuación 2.12 - Rigidez $K_{\varphi y}$ D.D. Barkan O.A. Savinov

Donde:

C_z, C_φ : Coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme.

$C_{x,y}$: Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme.

A : Área de la base de cimentación.

I : Momento de inercia de la base de la cimentación respecto al eje principal, perpendicular al plano de vibración.

La forma final para determinar los coeficientes de compresión y desplazamiento de la base en el modelo D.D. Barkan-O.A. Savinov es:

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

Ecuación 2.13 - Coeficiente de Rigidez C_z

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

Ecuación 2.14 - Coeficiente de Rigidez C_x, C_y

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

Ecuación 2.15 - Coeficiente de Rigidez $C_{\varphi x}$

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

Ecuación 2.16 - Coeficiente de Rigidez $C_{\varphi y}$

Donde:

C_0, D_0 : Coeficientes determinados a través de experimentos realizados para $\rho = \rho_0$

a, b : Dimensiones de la cimentación en plano

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

Para el coeficiente D_0 , como se mostraron en los experimentos se puede utilizar la dependencia empírica:

$$D_0 = \frac{(1 - \mu)}{1 - 0.5\mu} \cdot C_0$$

Ecuación 2.17 – Coeficiente D_0

Para cálculos prácticos se recomienda utilizar las siguientes fórmulas:

$$C_0 = 1,7 \cdot \frac{E_0}{1 - \mu^2} \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{kg}{cm^3} \right)$$

Ecuación 2.18 – Coeficiente C_0

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

Ecuación 2.19 – Coeficiente D_0

Donde:

E_0 : Módulo de elasticidad, calculado experimentalmente para presión estática del suelo de 0.1 – 0.2 kg/cm².

También se pueden usar los valores del coeficiente C_0 cuando $\rho_0 = 0.2 \text{ kg/cm}^2$, elegidos de acuerdo al tipo de suelo de la base de fundación, a través de la **Tabla 2-2**.

Tabla 2-2 - Valores para el coeficiente C_0

Tipo de Perfil	Característica de la base de fundación	Suelo	$C_0(kg/cm^2)$
S1	Roca o suelos muy rígidos	Arcilla y arena arcilla dura ($I_L < 0$)	3.0
		Arena Compacta ($I_L < 0$)	2.2
		Cascajo, grava, canto rodado, arena densa	2.6
S2	Suelos intermedios	Arcilla y arena arcillosa plástica ($0.25 < I_L \leq 0.5$)	2.0
		Arena plástica ($0 < I_L \leq 0.5$)	1.6
		Arena polvorosa medio densa y densa ($e \leq 0.80$)	1.4
		Arenas de grano fino, mediano y grueso, independientes de su densidad y humedad	1.8
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	Arcilla y arena arcillosa de baja plasticidad ($0.5 < I_L \leq 0.75$)	0.8
		Arena plástica ($0.5 < I_L \leq 1$)	1.0
		Arenas polvorosa, saturada, porosa ($e > 0.80$)	1.2
S4	Condiciones excepcionales	Arcilla y arena arcillosa muy blanda ($I_L > 0.75$)	0.6
		Arena movediza ($I_L > 1$)	0.6

Fuente: (Villarreal Castro, Interacción Suelo-Estructura en Edificaciones con Zapatas Aisladas, 2009)

2.6.3. Modelo Dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

Los coeficientes de rigidez de compresión elástica uniforme K_z , kN/m (T/m); desplazamiento elástico uniforme K_x , kN/m (T/m); compresión elástica no uniforme K_ϕ , kN-m (T-m) y desplazamiento elástico no uniforme K_ψ , kN-m (T-m); se calculan por las fórmulas:

$$K_x = C_x A$$

Ecuación 2.20 - Rigidez K_x Norma Rusa

$$K_y = C_y A$$

Ecuación 2.21 – Rigidez K_y Norma Rusa

$$K_z = C_z A$$

Ecuación 2.22 – Rigidez K_y Norma Rusa

$$K_{\varphi x} = C_{\varphi x} I_{\varphi x}$$

Ecuación 2.23 – Rigidez $K_{\varphi x}$ Norma Rusa

$$K_{\varphi y} = C_{\varphi y} I_{\varphi y}$$

Ecuación 2.24 – Rigidez $K_{\varphi y}$ Norma Rusa

$$K_{\psi z} = C_{\psi z} I_{\psi z}$$

Ecuación 2.25 - Rigidez $K_{\psi z}$ Norma Rusa

Donde:

A : Área de la base de la cimentación (m^2)

I_{φ} : Momento de inercia (m^4) del área de la base de la cimentación respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración.

I_{ψ} : Momento de inercia (m^4) del área de la base de cimentación respecto al eje vertical, que pasa por el centro de gravedad de la cimentación (momento polar de inercia).

La principal característica elástica de la cimentación, es decir el coeficiente de compresión elástica uniforme C_z , kN/m^3 (T/m), se determina por medio de ensayos experimentales. En caso de que no exista dicha información se puede determinar por la siguiente fórmula:

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

Ecuación 2.26 – Coeficiente C_z

Donde:

b_0 : coeficiente (m^{-1}) asumido mediante la Tabla 2-3

E : Módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación, kPa (T/m^2), determinadas por las tablas 3 y 4 del anexo de la investigación Interacción Suelo-Estructura en edificios altos, o en forma experimental.

$$A_{10} = 10m^2$$

Tabla 2-3 Valores para el coeficiente b_0

TIPO DE SUELO DE FUNDACIÓN	b_0 (m^{-1})
Suelos Arenosos	1.00
Arenas Arcillosas	1.20
Arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados, arenas densas	1.50

Fuente: (Villarreal Castro, 2009)

Los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme C_x , kN/m^3 (T/m^3); compresión elástica no uniforme C_ϕ , kN/m^3 (T/m^3) y desplazamiento elástico no uniforme C_{ψ} , kN/m^3 T/m^3 ; se determinan por las siguientes fórmulas:

$$C_x = 0.7C_z$$

Ecuación 2.27 – Coeficiente C_x

$$C_y = 0.7C_z$$

Ecuación 2.28 – Coeficiente C_y

$$C_{\phi x} = 2C_z$$

Ecuación 2.29 – Coeficiente $C_{\phi x}$

$$C_{\phi y} = 2C_z$$

Ecuación 2.30 – Coeficiente $C_{\phi y}$

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

Ecuación 2.31 – Coeficiente $C_{\psi z}$

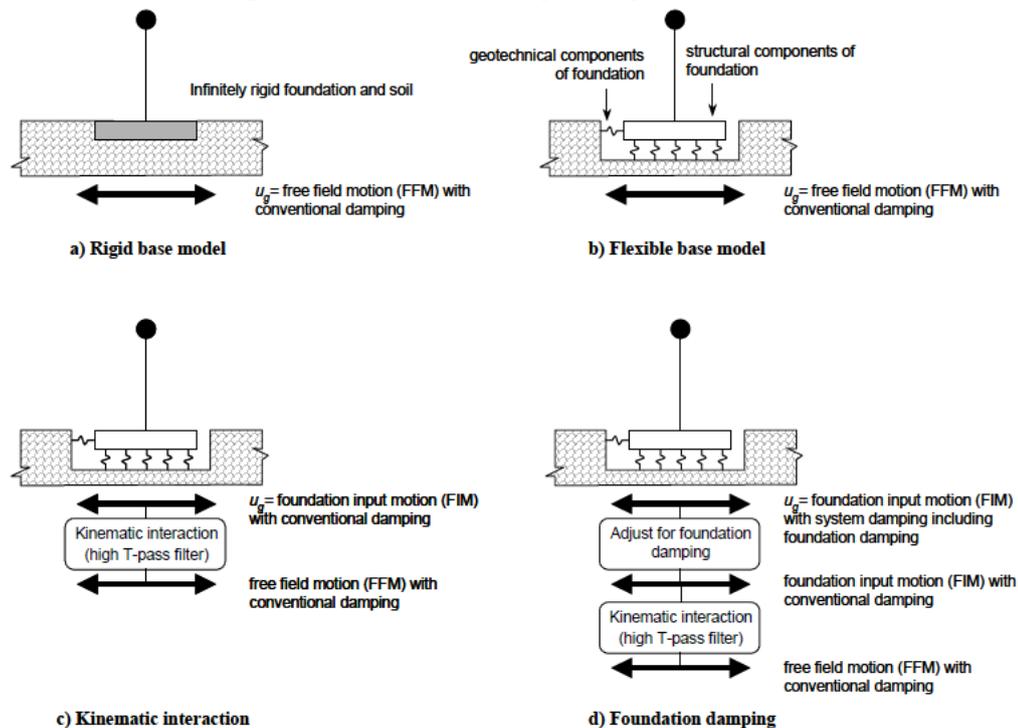
2.6.4. Modelo Propuesto por FEMA 440

Según la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias 440 (FEMA 440) (2005), los procedimientos simplificados para la inclusión de los efectos de la interacción entre una estructura y los suelos de apoyo en un modelo estructural para los procedimientos de análisis estático no lineal. Existen tres categorías principales de efectos de Interacción Suelo-Estructura.

- Introducción de la flexibilidad para el sistema Suelo-Fundación (Efectos de Cimentación Flexible).
- Filtración de movimientos del suelo transmitidos a la estructura (Efectos Cinemáticos).
- La disipación de energía del Sistema Suelo-Estructura a través de la radiación y el suelo de histéresis de amortiguación (Efectos de Amortiguación de la fundación).

FEMA 440, propone un modelo matemático donde incluye los efectos de interacción inercial y cinemática con repuesta elástica e inelástica para estructuras de un grado de libertad, el cual se presenta en la Figura 2.20. Este modelo contempla un procedimiento de análisis estático no lineal para evaluar los efectos de interacción, los cuales se utilizará en la presente investigación.

Figura 2.20 - Modelo Propuesta por FEMA 440



Fuente: (FEMA 440, 2005)

La **Figura 2.20 a)** presenta la suposición de un modelo estructural sobre una base rígida que es excitado por un movimiento en campo libre. El movimiento en campo libre es el movimiento teórico de un punto sobre la superficie de cimentación, suponiendo que no hay estructura cerca de él.

La **Figura 2.20 b)** incorpora flexibilidad a la cimentación dentro del modelo estructural, en la que FEMA 356 y Applied Technology Council (ATC)-40 incluye provisiones para estimar la flexibilidad y esfuerzos de la cimentación mediante la idealización de resortes, con un modelo estructural de análisis inelástico. Esas provisiones normalmente son usadas en el movimiento de campo libre como demanda sísmica con 5 % de amortiguamiento como un valor convencional inicial. Este enfoque es apto tanto para el modelo estructural como para los componentes geotécnicos del cimiento. Estas mejoras en el modelo pueden resultar significativas para los resultados con base fija y más exacta representación de la respuesta estructural. Comparando con el enfoque del modelo con base fija, la predicción del período prolongado de la estructura, la distribución de fuerzas entre varios elementos cambia y los mecanismos de cimentación (por ejemplo, roca, suelo blando) pueden ser evaluados y considerados directamente. Todos estos efectos resultan como una evaluación más objetiva del probable comportamiento estructural.

La **Figura 2.20 c)** incluye los efectos de filtrado que la interacción suelo-estructura produce en la intensidad del movimiento de entrada del suelo para el modelo estructural. La interacción cinemática resulta de la presencia de la cimentación relativamente rígida sobre la tierra que cause que los movimientos de la cimentación se desvíen de las del campo libre. Dos efectos son identificados comúnmente: la interfaz base - losa (cimiento) y el empotramiento o profundidad de desplante; los cuales afectan las características del movimiento de cimientos - nivel (a veces llamado los movimientos ingresados a la cimentación, o FIM) en una manera que es independiente de la superestructura, pero si son enérgicamente dependientes del periodo, siendo maximizados en los períodos pequeños.

La **Figura 2.20 d)** presenta los efectos del amortiguamiento de la cimentación que es el resultado de la interacción inercial producto de la adición de flexibilidad a la cimentación. El amortiguamiento en la cimentación resulta de los respectivos

movimientos de la cimentación y el suelo de soporte. El resultado es un decrecimiento efectivo en los espectros ordinarios del movimiento de la tierra experimentado por la estructura.

Finalmente, el sistema propuesto por analizar, contempla el movimiento de campo libre que está influenciado por los movimientos directos de la estructura y movimientos indirectos del suelo a la estructura por medio de la ISE, definidos por la deformación de la estructura (X_e) y por el desplazamiento y rotación de la cimentación (X_c , y O_c) respectivamente. Estos son considerados en su periodo fundamental con un sistema de un solo grado de libertad.

Este análisis contempla un semiespacio homogéneo e isotrópico de un solo estrato, lo cual no es cierto pero para fines de explicación esta suposición es válida; en un problema real donde el semiespacio no es isotrópico y este a la vez está compuesto por varios estratos de rigidez variable dependientes de la frecuencia de excitación sísmica, es necesario estudiar los efectos en profundidad de la variación frecuencial que considere los modelos constitutivos del suelo donde intervenga la degradación de rigidez según el ciclo de carga aplicada, el cual nos servirá para considerar la estimación de amortiguamiento en la modelación, este tema es amplio y surge como un nueva investigación.

En algunos casos de existir una estructura regular, pese a que el análisis puede implementarse usando un método paso a paso que tenga en cuenta explícitamente el comportamiento no lineal de la estructura, para propósitos prácticos es más conveniente recurrir al uso de espectros de respuesta estándar de campo libre en combinación con las propiedades dinámicas relevantes de la estructura modificada por interacción suelo estructura.

Procedimiento para incluir los efectos de Interacción Cinemática.

Los movimientos de la cimentación impuestas en la base de una estructura pueden diferir de los del campo libre debido al promedio de movimientos variables en el suelo a través de la losa de la cimentación, la dispersión de ondas y los efectos de incrustación. Estos efectos se denominan aquí efectos de interacción cinemática, y tienden a ser importantes para edificios con períodos fundamentales relativamente

cortos (es decir, períodos $< \sim 0,5$ s), con grandes dimensiones en planta o sótanos incrustados 10 pies o más de profundidad. A continuación señalamos los procedimientos para tener en cuenta los efectos cinemáticos en las estructuras de edificios. (FEMA 440, 2005)

Se puede usar una proporción de los espectros de respuesta (RRS) para representar efectos de interacción cinemática. Un RRS es simplemente la relación de las ordenadas espectrales de respuesta impuestas a la fundación (es decir, el movimiento de entrada de la fundación, FIM) a las ordenadas espectrales de campo libre. Se deben considerar dos fenómenos en la evaluación del RRS: promedio de losas de base y empotramiento de la cimentación. El promedio de las placas base se produce hasta cierto punto en prácticamente todos los edificios. El efecto de promediación de la losa ocurre en el nivel de la cimentación para las esteras o las zapatas separadas interconectadas por vigas del grado o por losas de concreto reforzadas. Incluso si no existe un sistema de cimentación lateralmente rígido, el promedio puede ocurrir en el primer nivel elevado de edificios con diafragmas rígidos. El único caso en el que los efectos de promediación de la base-losa deben ser descuidados es en edificios sin un sistema de cimentación conectado lateralmente y con diafragmas de suelo y techo flexibles. Los efectos de incrustaciones de la fundación deben ser considerados para edificios con sótanos. Tales efectos no se deben considerar para los edificios sin sótanos, incluso si las bases están incrustadas. Los efectos de empotramiento tienden a ser significativos cuando la profundidad de los sótanos es mayor que unos 10 pies.

Se recomienda el siguiente procedimiento simplificado (adaptado de Kim y Stewart (2003) y otras fuentes) para el análisis de estos dos efectos de interacción cinemática en función del período T del modelo estructural:

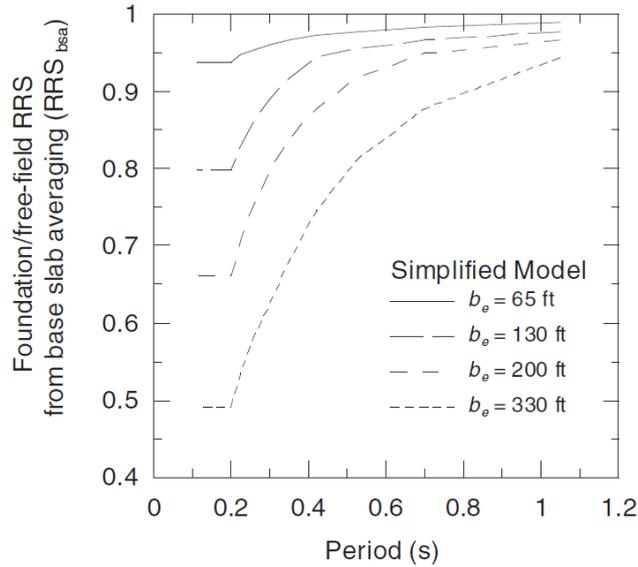
Paso 1, Evaluar el tamaño efectivo de la fundación, $b_e = \sqrt{ab}$, donde a y b son las dimensiones totales de la huella (en pies) de la base del edificio en la vista en planta.

Paso 2, Estructura sin sótano: Evaluar el RRS de base-losa promedio (RRS_{bsa}) como una función del período (ver Figura 2.21). Una aproximación a las curvas en la **Figura 2.21** se da por lo siguiente:

$$RRS_{bsa} = 1 - \frac{1}{14,100} \left(\frac{b_e}{T} \right)^{1.2} \geq \text{El valor de } T = 0.2 \text{ s}$$

Ecuación 2.32 - Proporción de espectros de respuesta - base promedio de la losa

Figura 2.21 - Relación de espectros de respuesta para el promedio de la base-losa, en función del período, T , y tamaño de la fundación efectiva, b_e .



Fuente: (FEMA 440, 2005)

Estructura con sótano: Si la estructura tiene un sótano incrustado a una profundidad e desde la superficie del suelo, evaluar un RRS adicional de incrustación (RRS_e) como una función del período (ver la **Figura 2.22**). Las curvas de la **Figura 2.22** se describen de la siguiente manera:

$$RRS_e = \cos\left(\frac{2\pi e}{Tnv_s}\right) \geq \text{El mayor de } 0.453 \text{ o el valor } RRS_e \text{ para } T = 0.2 \text{ s}$$

Ecuación 2.33 - Proporción de espectros de respuesta con sótano

Donde:

e = Empotramiento de la base (en pies)

v_s = Velocidad de onda de corte para las condiciones del suelo del sitio, tomado como valor medio de la velocidad a una profundidad de b_e por debajo de la base (ft/s).

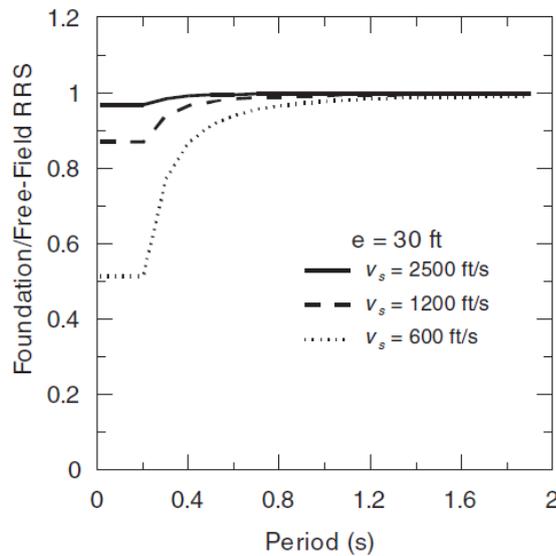
n = factor de reducción de la velocidad de onda de corte para el PGA esperado según se estima en la **Tabla 2-4**.

Tabla 2-4 - Valores aproximados de reducción de velocidad de ondas de corte, n

Pico de Aceleración del Suelo (PGA)				
	0.10g	0.15g	0.20g	0.30g
n	0.90	0.80	0.70	0.65

Fuente: (FEMA 440, 2005)

Figura 2.22 - Relación de los espectros de respuesta para la incorporación RRS_e , para un empotramiento, e , de 30 pies en función del período, T , y velocidad de onda de corte, v_s .



Fuente: (FEMA 440, 2005)

Paso 3, Evaluar el producto de RRS_{bsa} veces RRS_e para obtener el total de RRS para cada período de interés. La ordenada espectral del movimiento de entrada de la fundación en cada período es el producto del espectro de campo libre y el total de RRS.

$$Sa_{FIM} = Sa * RRS_{bsa}$$

Ecuación 2.34 - Interacción cinemática en campo libre

Paso 4, Repita los pasos 2 y 3 para otros períodos si se desea para generar un espectro completo para el movimiento de entrada de la fundación (FIM).

Procedimiento para el amortiguamiento de la base.

La amortiguación relacionada con la interacción fundación-suelo se puede complementar significativamente de la amortiguación que se produce en una estructura debido a la acción inelástica de los componentes estructurales. La amortiguación de la interacción fundación-suelo está asociada con el comportamiento de histéresis de suelo, así como la radiación de energía en el suelo de la base. Estos efectos de amortiguación de la fundación tienden a ser importante para los sistemas rígidos estructurales especialmente cuando el suelo de cimentación es relativamente blando (suelos tipo S3 y S4).

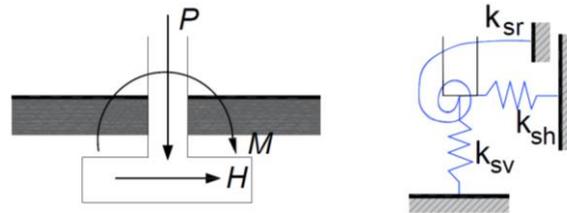
Los efectos de amortiguación de la fundación están representadas por una relación de amortiguación de sistema modificado. El coeficiente de amortiguamiento inicial para la estructura de amortiguación de la fundación se conoce como β_i generalmente se toma como 5%. La amortiguación que debe atribuirse a la interacción fundación-suelo se conoce como β_f . Finalmente, el coeficiente de amortiguamiento del sistema estructural completa, lo que representa para la interacción fundación-suelo, así como amortiguamiento estructural, se conoce como β_0 . El cambio en el coeficiente de amortiguamiento de β_i a β_0 modifica el espectro de respuesta elástica. Las ordenadas espectrales se reducen si $\beta_0 > \beta_i$.

Varios factores influyen en la fundación como el factor de amortiguamiento β_f . Sujeto a las limitaciones indicadas a continuación, el siguiente procedimiento simplificado puede ser usado para estimar β_f y el cambio de ordenada espectral posterior debido a la relación de amortiguamiento modificada del sistema estructural completo, β_0

Paso 1, Evalúe los períodos lineales para el modelo estructural suponiendo una base fija T y una base flexible \tilde{T} utilizando supuestos de modelación de cimentación apropiados. En FEMA 356 y ATC-40 se proporcionan directrices para la evaluación de las rigideces de los resortes del suelo. En esos cálculos, el módulo de corte degradado por deformación debe usarse para representar la rigidez del suelo.

Para (FEMA 356, 2000), las zapatas que no son muy profundas las cuales son rígidas con respecto al suelo de apoyo, se modela como un resorte desacoplado el cual representa la rigidez de la fundación (ver Figura 2.23).

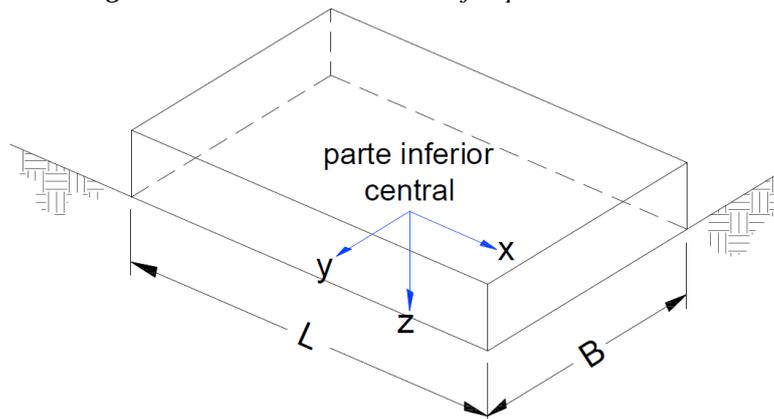
Figura 2.23 - Resorte desacoplado equivalente a la rigidez del suelo.



Fuente: (FEMA 356, 2000)

Paso 2, Se calcula la rigidez del suelo en la Superficie $K_{superficial}$ con las siguientes fórmulas:

Figura 2.24 - Orientación de ejes para $L \geq B$.



Fuente: (FEMA 356, 2000)

Paso 2.1: Traslación a lo largo del eje X

$$K_x = \frac{GB}{2 - \nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$$

Ecuación 2.35 - Traslación en el eje X

Paso 2.2: Traslación a lo largo del eje Y

$$K_y = \frac{GB}{2 - \nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]$$

Ecuación 2.36 - Traslación en el eje Y

Paso 2.3: Traslación a lo largo del eje Z

$$K_z = \frac{GB}{1 - \nu} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right]$$

Ecuación 2.37 - Traslación en el eje Z

Paso 2.4: Rotación sobre el eje X

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

Ecuación 2.38 - Rotación sobre el eje x

Paso 2.5: Rotación sobre el eje Y

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

Ecuación 2.39 - Rotación sobre el eje Y

Paso 2.6: Rotación sobre el eje Z

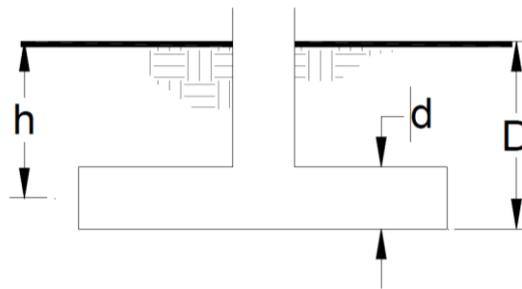
$$K_{zz} = GB^3 \left[0.53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$$

Ecuación 2.40 - Rotación sobre el eje Z

Nota: Las unidades de L y B deberán estar en pies.

Luego de haber calculado la rigidez del suelo en la superficie se tendrá que realizar la corrección por empotramiento según datos de la Figura 2.25, la cual consiste en multiplicar la rigidez y rotación con los factores siguientes:

Figura 2.25 - Factor de corrección por empotramiento.



Fuente: (FEMA 356, 2000)

Donde:

D = Profundidad de losa de cimentación o zapata (en pies)

h = Distancia al centroide de losa de cimentación o zapata (en pies)

d = Espesor de losa de cimentación o zapata (en pies)

Paso 2.7: La traslación en K_x y K_y se multiplicará por el factor de corrección por empotramiento β_x , β_y respectivamente.

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

Ecuación 2.41 - Factor de corrección para traslación en X e Y

Paso 2.8: La traslación en K_z se multiplicará por el factor de corrección por empotramiento β_z .

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

Ecuación 2.42 - Factor de corrección para traslación en Z

Paso 2.9: La rotación en K_{xx} se multiplicará por el factor de corrección por empotramiento β_{xx} .

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

Ecuación 2.43 - Factor de corrección para rotación en X

Paso 2.10: La rotación en K_{yy} y se multiplicará por el factor de corrección por empotramiento β_{yy} .

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

Ecuación 2.44 - Factor de corrección para rotación en Y

Paso 2.11: La rotación en K_{zz} y se multiplicará por el factor de corrección por empotramiento β_{zz} .

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

Ecuación 2.45 - Factor de corrección para rotación en Z

Paso 3. Calcular la rigidez estructural efectiva del oscilador SDOF para condiciones de base fija como:

$$K_{fijo}^* = M^* \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2$$

Ecuación 2.46 - Rigidez lateral base fija

Donde:

M^* = Masa efectiva para el primer modo calculada como la masa total multiplicada por el coeficiente de masa efectiva.

Paso 4. Se determina el radio de fundación equivalente para la traslación como:

$$r_x = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}}$$

Ecuación 2.47 - Radio de fundación equivalente

Donde:

A_f = Área de la huella de la fundación si los componentes de la cimentación están interconectados lateralmente.

Paso 5. Calcular la rigidez traslacional de la fundación, K_x . Esto se puede evaluar usando los procedimientos en FEMA 356 (Capítulo 4). Para muchas aplicaciones, la rigidez traslacional se puede estimar como:

$$K_x = \frac{8}{2 - \nu} G r_x$$

Ecuación 2.48 - Rigidez de traslación efectiva

Donde:

G = Módulo de Corte efectivo del suelo (ver Tabla 2-5) y

ν = relación de Poisson del suelo

Parámetros de Rigidez.

El módulo de Corte inicial, G_0 , se calculará de acuerdo con la Ecuación 2.49:

$$G_0 = \frac{\gamma v_s^2}{g}$$

Ecuación 2.49 - Módulo de Corte Inicial.

Donde:

v_s = Velocidad de onda Corte.

γ = Peso Específico del Suelo.

g = Aceleración debido a la gravedad.

El Módulo de Corte Efectivo (G) se calculará de acuerdo con la

Tabla 2-5 - Ratio de Módulo de Corte Efectivo

Aceleración Efectiva Pico $S_{xs}/2.5$				
Tipo de Suelo	$S_{xs}/2.5=0$	$S_{xs}/2.5=0.1$	$S_{xs}/2.5=0.4$	$S_{xs}/2.5=0.8$
Perfil Tipo S_0	1.00	1.00	1.00	1.00
Perfil Tipo S_1	1.00	1.00	0.95	0.90
Perfil Tipo S_2	1.00	0.95	0.75	0.60
Perfil Tipo S_3	1.00	0.90	0.50	0.10
Perfil Tipo S_4	1.00	0.60	0.05	*

Nota: Se utilizará interpolación lineal para los valores intermedios de $S_{xs}/2.5$; para (*) se realizarán investigaciones geotécnicas específicas de suelo.

Fuente: (FEMA 356, 2000)

Paso 6. Calcular el radio de cimentación equivalente para la rotación, r_θ , evaluando primero la rigidez de rotación efectiva de la cimentación, K_θ , como:

$$K_\theta = \frac{K_{fixed}^* (h^*)^2}{\left(\frac{\bar{T}}{T}\right)^2 - 1 - \frac{K_{fixed}^*}{K_x}}$$

Ecuación 2.50 - Rigidez rotacional efectiva

Donde:

h^* = es la altura efectiva

Se toma h como la altura completa del edificio para estructuras de un piso y como la distancia vertical desde la fundación al centroide de la forma del primer modo para estructuras de varios pisos. En este último caso, h^* puede a menudo ser bien aproximado como 70% de la altura total de la estructura. La cantidad K_x es a menudo

mucho mayor que K_{fixed}^* , en cuyo caso una evaluación exacta de K_x es innecesaria y la relación, K_{fixed}^*/K_x , puede aproximarse como cero.

Paso 7. El radio de fundación equivalente para la rotación se calcula entonces como:

$$r_{\theta} = \left(\frac{3(1-\nu)K_{\theta}}{8G} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Ecuación 2.51 - Radio equivalente de rotación de la fundación

El módulo de corte del suelo, G , y el coeficiente de Poisson del suelo, ν , deben ser consistentes con los utilizados en la evaluación de la rigidez del resorte de cimentación.

Paso 8. Estimación de la relación período-alargamiento efectivo, \tilde{T}_{eff}/T_{eff} , utilizando el modelo estructural específico del sitio desarrollado para los análisis no lineales pushover. Esta relación período-alargamiento se calcula para la estructura en su estado degradado (es decir, teniendo en cuenta la ductilidad estructural y la ductilidad del suelo). Una expresión para la relación es.

$$\frac{\tilde{T}_{eff}}{T_{eff}} = \left\{ 1 + \frac{1}{\mu} \left[\left(\frac{\tilde{T}}{T} \right)^2 - 1 \right] \right\}^{0.5}$$

Ecuación 2.52 - Relación de alargamiento del periodo

Donde:

μ = demanda de ductilidad esperada para el sistema (considerando la estructura y los efectos del suelo).

Por lo tanto, la ductilidad debe estimarse antes de la solución real y verificarse posteriormente.

Paso 9. Evaluar la relación inicial de amortiguación de la base fija para la estructura (β_i), que a menudo se toma como un 5%.

Paso 10. Determinar el amortiguamiento de la cimentación debido a la amortiguación de la radiación, β_f , en base a \tilde{T}_{eff}/T_{eff} , e/r_x y h/r_{θ} , utilizando las

gráficas de la **Figura 2.26** y **Figura 2.27**. Una aproximación a estas curvas viene dada por lo siguiente:

$$\beta_f = a_1 \left(\frac{\tilde{T}_{eff}}{T_{eff}} - 1 \right) + a_2 \left(\frac{\tilde{T}_{eff}}{T_{eff}} - 1 \right)^2$$

Ecuación 2.53 - Amortiguamiento efectivo

Donde:

β_f = está dado en porcentaje.

$$a_1 = c_e \exp(4.7 - 1.6h/r_\theta)$$

Ecuación 2.54 - Coeficiente 1 para el amortiguamiento efectivo

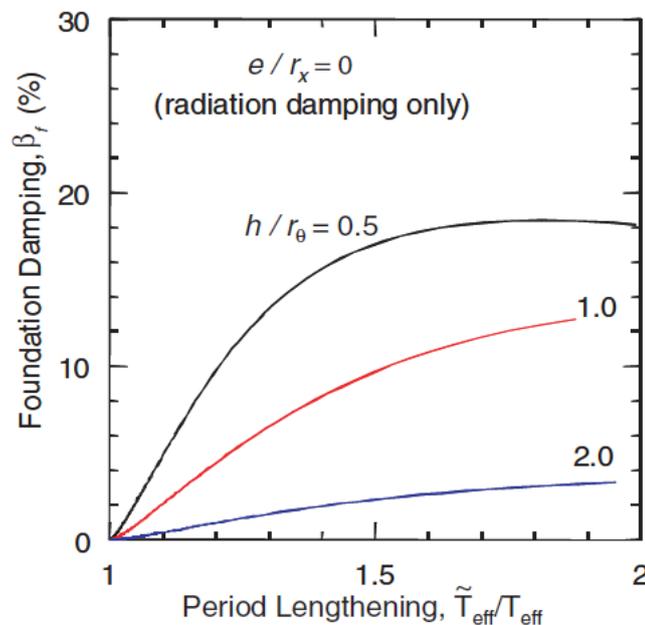
$$a_2 = c_e [25 \ln(h/r_\theta) - 16]$$

Ecuación 2.55 - Coeficiente 2 para el amortiguamiento efectivo

$$c_e = 1.5(e/r_x) + 1$$

Ecuación 2.56 - Coeficiente de empotramiento

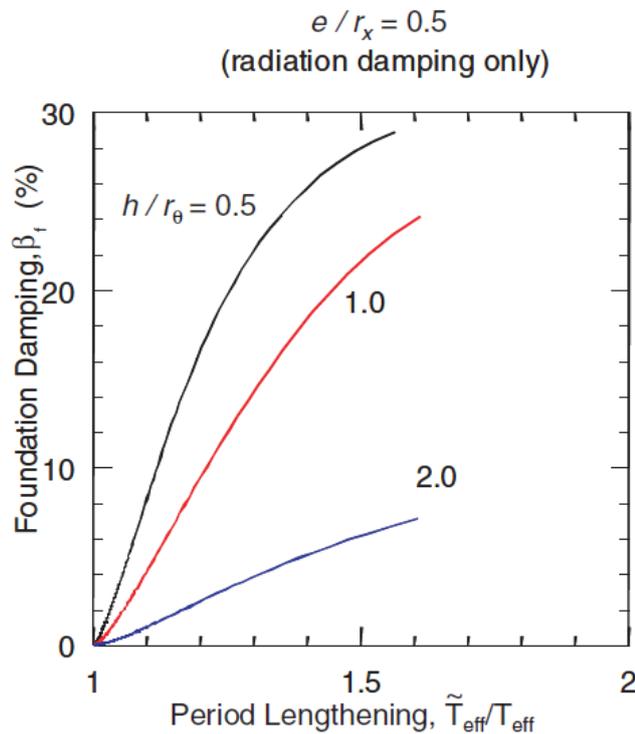
Figura 2.26 – Aproximaciones de Amortiguaciones de cimentación para $e/r_x = 0$



Fuente: (FEMA 440, 2005)

La **Figura 2.26** es un ejemplo de amortiguación de la fundación β_f como una función de la relación efectiva periodo de alargamiento \tilde{T}_{eff}/T_{eff} , por empotramiento constante $e/r_x = 0$, y diversos valores de rigidez de fundación de rotación rigidez h/r_θ .

Figura 2.27 - Aproximaciones de Amortiguaciones de cimentación para $e/r_x = 5$



Fuente: (FEMA 440, 2005)

La **Figura 2.27** es un ejemplo de amortiguación de la fundación β_f como una función de la relación efectiva periodo de alargamiento \tilde{T}_{eff}/T_{eff} , por empotramiento constante $e/r_x = 5$, y diversos valores de rigidez de fundación de rotación rigidez h/r_θ .

Las ecuaciones anteriores son más aplicables para $\tilde{T}_{eff}/T_{eff} < 1.5$, y generalmente proporcionan estimaciones de amortiguamiento conservadoras (bajas) para mayores \tilde{T}_{eff}/T_{eff} .

Paso 11. Evaluar la relación de amortiguación de base flexible (β_0) de β_i , β_f , y \tilde{T}_{eff}/T_{eff} de la siguiente manera:

$$\beta_0 = \beta_f + \frac{\beta_i}{(\tilde{T}_{eff}/T_{eff})^3}$$

Ecuación 2.57 - Flexibilidad de la base

Paso 12. Evaluar el efecto sobre las ordenadas espectrales del cambio en la relación de amortiguación de β_i a β_0 ; Entonces modifique el espectro del movimiento de entrada de la fundación.

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}(in\%)}$$

Ecuación 2.58 - Factor para escalar el Espectro de Sismo

2.7. ANALISIS SISMICO ESTÁTICO

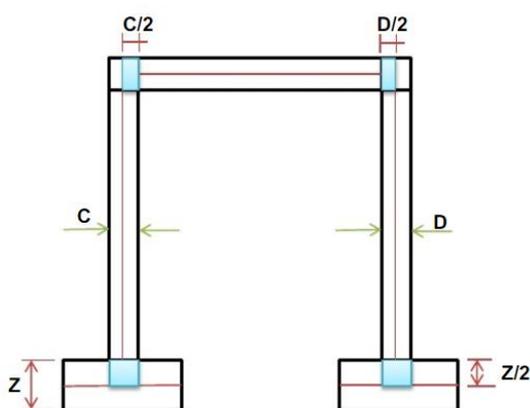
2.7.1. Criterios de Modelación Estructural

2.7.1.1. Brazo Rígido

Es la unión Rígida entre 2 elementos

Los brazos rígidos son los segmentos de viga y columna que están embebidas dentro del nudo de unión de dichos elementos. Esta longitud normalmente no se tiene en cuenta en el modelamiento, puesto que los elementos se idealizan por medio de los edes neutros de los mismos. La longitud del brazo rígido es la longitud en la que se produce el traslape de las secciones con otros objetos en el extremo del objeto unidimensional.

Figura 2.28 - Brazo Rígido Viga-Columna



VIGA – COLUMNA:

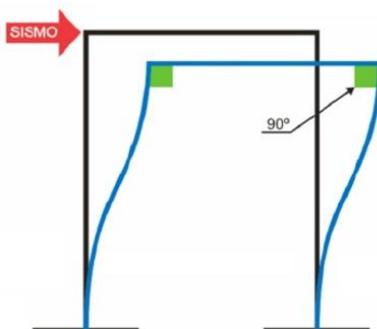
$$\begin{aligned} \text{INICIO} &= C/2 \\ \text{FINAL} &= D/2 \\ \text{FACTOR} &= 1 \end{aligned}$$

Fuente: (Cutimbo Choque, 2016)

Figura 2.29 - Brazo Rígido Columna-Zapata

COLUMNA – ZAPATA:

$$\begin{aligned} \text{INICIO} &= Z/2 \\ \text{FINAL} &= 0 \\ \text{FACTOR} &= 1 \end{aligned}$$



Fuente: (Cutimbo Choque, 2016)

2.7.1.2. Diafragma Rígido

Se entiende por Diafragma rígido, cuando el movimiento de cada nudo de la losa dependerá del movimiento de su centro de masa (aplican fuerzas o masas que generan el movimiento).

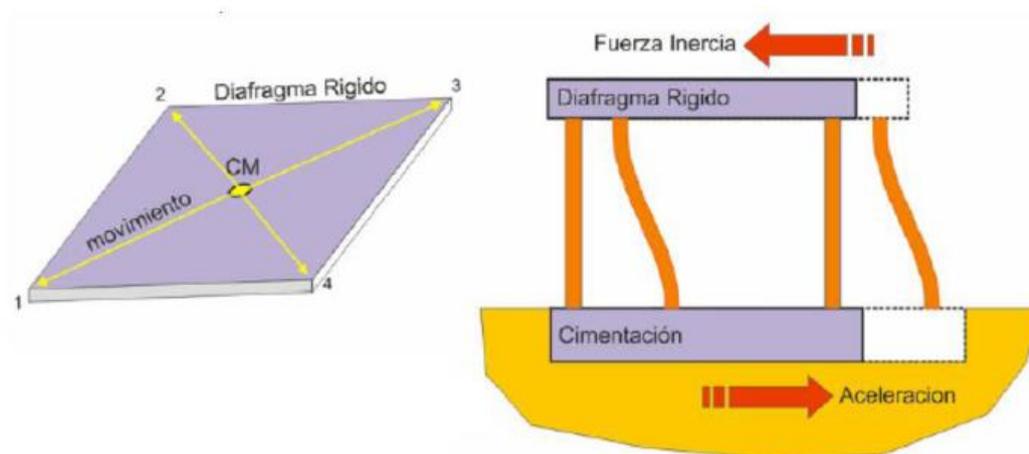
Es un elemento losa que se va a comportar como una estructura rígida que no experimentara deformación. Todas las partículas o puntos de la losa se moverán simultáneamente con el centro de masa.

Se produce cuando el desplazamiento de cada nudo de la losa depende del desplazamiento de su centro de masa.

Se modela así a las losas para el análisis sísmico, en forma análoga al giróscopo vertical, con la finalidad de transmitir los esfuerzos a los elementos de corte y así en forma sucesiva para cada piso.

La losa es un elemento de geometría tridimensional que recibe las cargas en un plano bidimensional, pero cuyas deformaciones ocurren en el eje de menor dimensión que es la dirección de las cargas. O sea que está cargada en el plano de menor inercia. La palabra losa la podemos asociar con cargas estáticas. La losa trabaja como una placa horizontal donde el movimiento de cada nudo dependerá del movimiento del Centro de Masa.

Figura 2.30 - Diafragma Rígido



Fuente: (Cutimbo Choque, 2016)

Un Diafragma rígido es el que se considera que solo se desplaza en dos direcciones que son las de sus dimensiones grandes en el caso de diafragmas horizontales y tiene una rotación sobre la otra dirección.

2.7.1.3. Centro de masa inicial (CMi)

Se define el Centro de Masa C.M., como el lugar geométrico en el cual se concentra la masa de cada uno de los pisos.

Para calcular el centro de masas C.M. solo es necesario multiplicar el peso de cada elemento, por su distancia al eje, dividiéndolo después por la sumatoria total de los pesos.

$$X_{CMi} = \frac{\sum P_i \cdot X_i}{\sum P_i}$$

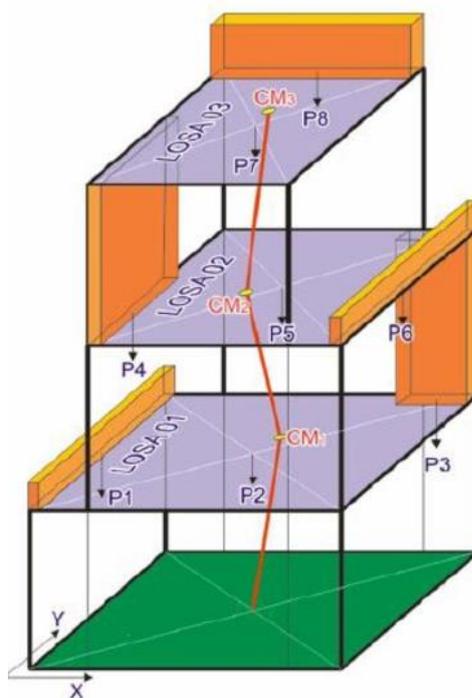
$$Y_{CMi} = \frac{\sum P_i \cdot Y_i}{\sum P_i}$$

Donde:

P_i =Peso de los elementos de corte (Peso efectivo = $\gamma \cdot vol$)

X_i, Y_i =Coordenas centroidales del elemento de corte.

Figura 2.31 - Centro de Masa Inicial



Fuente: (Cutimbo Choque, 2016)

2.7.1.4. Centro de Rigidez (CR)

Es el lugar Geométrico donde la estructura se va a deformar menos.

Es un punto teórico en la planta del edificio donde aplicada una fuerza cortante solo se produce traslación. El centro de Rigidez “C.R.” y el centro de masas “C.M.”, lo ideal es que coincidan, pero nunca coinciden porque las cargas distribuidas nunca son iguales.

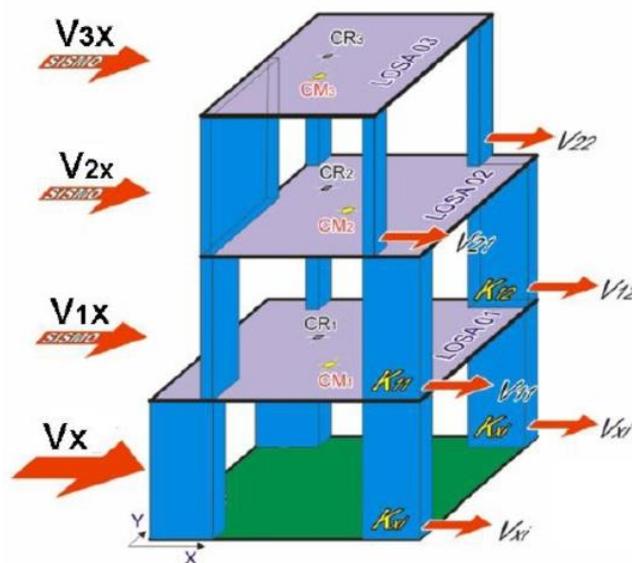
$$X_{CR} = \frac{\sum K_i \cdot X_i}{\sum K_i}$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum K_i \cdot Y_i}{\sum K_i}$$

Donde:

K_i =Rigidez de cada elemento de corte.

Figura 2.32 - Centro de Rigidez



Fuente: (Cutimbo Choque, 2016)

Generalmente la rigidez se confunde con resistencia, pero son dos conceptos diferentes, en tanto la Resistencia es la capacidad de carga que puede soportar un elemento estructural antes de colapsar, la Rigidez mide la capacidad que tiene un elemento estructural para oponerse a ser deformado.

2.7.1.5. Centro de masa final (CMf)

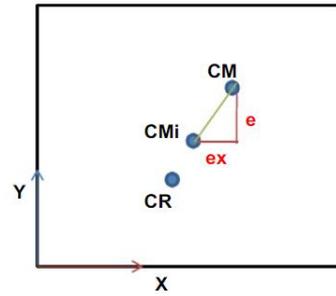
Es donde se aplican las Fuerzas.

$$X_{CM} = X_{CMi} \pm e_x$$

$$Y_{CM} = Y_{CMi} \pm e_y$$

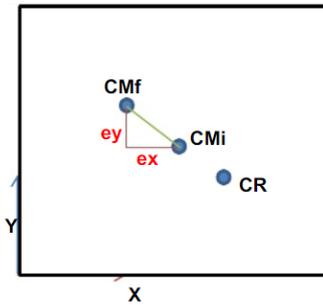
$$X_{CMi} - X_{CR} = +e_x (\rightarrow)$$

$$Y_{CMi} - Y_{CR} = +e_y (\uparrow)$$



$$X_{CMi} - X_{CR} = -e_x (\leftarrow)$$

$$Y_{CMi} - Y_{CR} = +e_y (\uparrow)$$

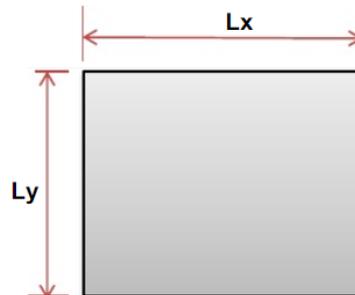


2.7.1.6. Excentricidad

La fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas “C.M.” del nivel respectivo y debe considerarse el efecto de excentricidad accidental en cada nivel (e_i), se considera como 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la de la aplicación de las fuerzas.

$$e_x = 0.05 L_x$$

$$e_y = 0.05 L_y$$



2.7.1.7. Peso Sismico

Es la Suma de la carga muerta de la Estructura ($Dead = CM$) más un porcentaje de la carga viva ($Live = CV$), la cual se utiliza para calcular la fuerza cortante basal.

$$P_{SISMICO} = P_{CM} + \%P_{CV}$$

Ecuación 2.59 - Peso Sísmico

2.7.2. Análisis Sísmico Estático con E.030 (2016)

2.7.2.1. Generalidades (Art. 4.5.1)

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares según el numeral 3.5 de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares.

2.7.2.2. Periodo Fundamental (Art. 4.5.4)

El período fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T_x = \frac{h_n}{C_{Tx}} \qquad T_y = \frac{h_n}{C_{Ty}}$$

Ecuación 2.60 - Periodo fundamental

Donde:

- | | |
|------------|---|
| $C_T = 35$ | <ul style="list-style-type: none"> • Pórticos de concreto armado sin muros de corte • Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento. |
| $C_T = 45$ | <ul style="list-style-type: none"> • Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras. • Pórticos de acero arriostrados. |
| $C_T = 60$ | <ul style="list-style-type: none"> • Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada. |

Alternativamente podrá usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2)}{(g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i)}}$$

Donde:

f_i es la fuerza lateral en el nivel i correspondiente a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección de análisis.

d_i es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel i en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas f_i . Los desplazamientos se calcularán suponiendo comportamiento lineal elástico de la estructura y, para el caso de estructuras de concreto armado y de albañilería, considerando las secciones sin fisurar.

Cuando el análisis no considere la rigidez de los elementos no estructurales, el período fundamental T deberá tomarse como 0,85 del valor obtenido con la fórmula precedente.

2.7.2.3. Parámetros de Zonificación (Z) (Art 2.1)

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la **Figura 2.33**. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica.

Figura 2.33 - Zonas Sísmicas



Fuente: (E.030, 2016)

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla 2-6. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Tabla 2-6 - Factores de Zona “Z”

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: (E.030, 2016)

2.7.2.4. Condiciones Geotécnicas (Art. 2.3)

Se tiene una clasificación de perfiles de suelo con la introducción de valores explícitos de la velocidad de onda de corte del suelo, valor característico para la obtención del módulo de corte. Se tienen cinco tipos de perfiles de suelo.

Tabla 2-7 - Clasificación de los Perfiles de Suelo

Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u
S_0	> 1500 m/s	-	-
S_1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S_2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S_3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S_4	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: (E.030, 2016)

2.7.2.5. Parámetros de Sitio (S, T_P y T_L) (Art. 2.4)

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos T_P y T_L dados en las **Tabla 2-8** y **Tabla 2-9**.

Tabla 2-8 - Factor de Suelo “S”

ZONA \ SUELO	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z_3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z_2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z_1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: (E.030, 2016)

Tabla 2-9 - Periodos “ T_P ” y “ T_L ”

	Perfil de Suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
$T_P(s)$	0.3	0.4	0.6	1.0
$T_L(s)$	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: (E.030, 2016)

2.7.2.6. Factor de Amplificación Sísmica (C) (Art. 2.5)

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica © por las siguientes expresiones:

Tabla 2-10 - Factor de Amplificación Sísmica (C)

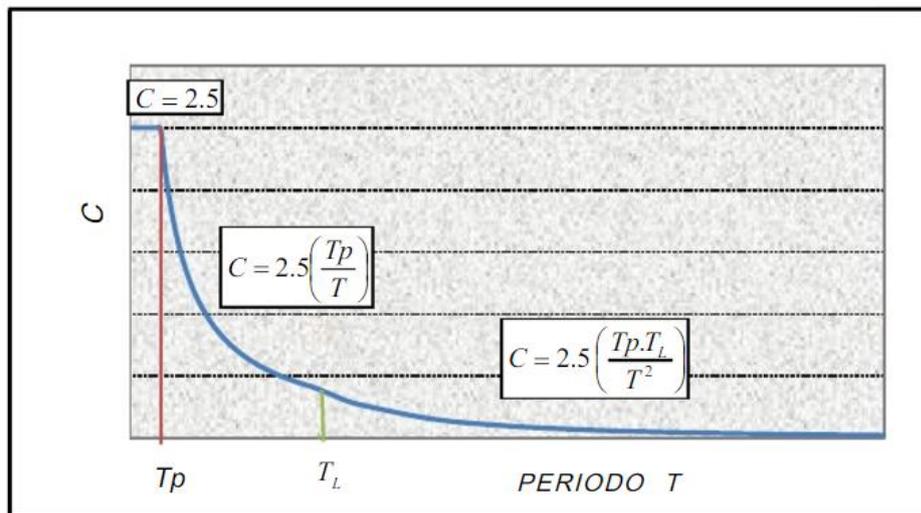
$T < T_p$	$C = 2.5$
$T_p < T < T_L$	$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$
$T < T_L$	$C = 2.5 \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$

Fuente: (E.030, 2016)

T es el período de acuerdo al numeral 2.7.2.2

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

Figura 2.34 - Amplificación Sísmica



Fuente: (E.030, 2016)

2.7.2.7. Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U) (Art. 3.1)

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la **Tabla 2-11**. El factor de uso o importancia (U), definido en la **Tabla 2-11** se usará según la clasificación que se haga.

Tabla 2-11 - Categoría de las Edificaciones y Factor “U”

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de Salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: (E.030, 2016)

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U será como mínimo 1,5.

Nota 2: En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

2.7.2.8. Sistemas Estructurales y coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas (R_0) Art. 3.4

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la **Tabla 2-12**.

Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se tomará el menor coeficiente R_0 que corresponda.

Tabla 2-12 - Sistemas Estructurales

Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De Muros Estructurales	6
Muros de Ductilidad Limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera (Por Esfuerzos Admisibles)	7

(*) Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

Fuente: (E.030, 2016)

2.7.2.9. Regularidad Estructural (Art. 3.5)

Estructuras Regulares: son las que, en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades indicadas en la **Tabla 2-13** y **Tabla 2-14**

En estos casos, el factor I_a o I_p será igual a 1,0.

Estructuras Irregulares: son aquellas que presentan una o más de las irregularidades indicadas en la **Tabla 2-13** y **Tabla 2-14**

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares, para los fines siguientes:

- Respetar las restricciones de la **Tabla 2-15**.
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el factor R de reducción de fuerzas Sísmicas

2.7.2.10. Factores de Irregularidad (I_a, I_p) (Art. 3.6)

El factor I_a se determinará como el menor de los valores de la **Tabla 2-13** correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis. El factor I_p se determinará como el menor de los valores de la **Tabla 2-14** correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis.

Si al aplicar la **Tabla 2-13** y **Tabla 2-14** se obtuvieran valores distintos de los factores I_a o I_p para las dos direcciones de análisis, se deberá tomar para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones.

Tabla 2-13 - Irregularidades en Altura

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_a
<p>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,75
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p>Irregularidad Extrema de Resistencia Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,50
<p>Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p>Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0,80
<p>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.</p>	0,60

Fuente: (E.030, 2016)

Tabla 2-14 - Irregularidades en Planta

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad I_p
<p>Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($\Delta_{m\acute{a}x}$), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla 2-17</p>	0,75
<p>Irregularidad Torsional Extrema Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{CM}), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible.</p>	0,60
<p>Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	0,90
<p>Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	0,85
<p>Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.</p>	0,90

Fuente: (E.030, 2016)

Tabla 2-15 - Categoría y Regularidad de las Edificaciones

CATEGORIA DE LA EDIFICACIÓN	ZONA	RESTRICCIONES
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: (E.030, 2016)

2.7.2.11. Sistemas de Transferencia (Art. 3.7.2)

Los sistemas de transferencia son estructuras de losas y vigas que transmiten las fuerzas y momentos desde elementos verticales discontinuos hacia otros del piso inferior.

En las zonas sísmicas 4, 3 y 2 no se permiten estructuras con sistema de transferencia en los que más del 25 % de las cargas de gravedad o de las cargas sísmicas en cualquier nivel sean soportadas por elementos verticales que no son continuos hasta la cimentación. Esta disposición no se aplica para el último entrepiso de las edificaciones.

2.7.2.12. Coeficiente de reducción de la Fuerza Sísmica (Art. 3.8)

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente R_0 determinado a partir de la **Tabla 2-12** y de los factores I_a, I_p obtenidos de la Tabla 2-13 y de la Tabla 2-14

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

2.7.2.13. Sistemas de Aislamiento Sísmico y Sistemas de Disipación de Energía (Art.3.9)

Se permite la utilización de sistemas de aislamiento sísmico o de sistemas de disipación de energía en la edificación, siempre y cuando se cumplan las disposiciones de esta Norma (mínima fuerza cortante en la base, distorsión de entrepiso máxima permisible), y en la medida que sean aplicables los requisitos del documento siguiente:

“Minimum Design Loads for Building and Other Structures”, ASCE/SEI 7-10, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2010.

La instalación de sistemas de aislamiento sísmico o de sistemas de disipación de energía deberá someterse a una supervisión técnica especializada a cargo de un ingeniero civil.

2.7.2.14. Fuerza Cortante en la Base (Art. 4.5.2)

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

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

Ecuación 2.61 - Cortante en la base

El valor de C/R no deberá considerarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0,125$$

2.7.2.15. Estimación del Peso (P) (Art. 4.3)

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

$$P_{sismico} = 100\% CM + xCV$$

Tabla 2-16 - Estimación del Peso

X	CATEGORIA
50%	Categorías A y B
25%	Categoría C
25%	Azoteas y Techos
80%	Depósitos
100%	Tanque, silos, etc

Fuente: (E.030, 2016)

2.7.2.16. Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura (Art. 4.5.3)

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i , correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

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

Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

- Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$.
- Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

2.7.2.17. Excentricidad Accidental (Art.4.5.5)

Para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación:

- En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicará un momento torsor accidental (M_{ti}) que se calcula como:

$$M_{ti} = \pm F_i \cdot e_i$$

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (e_i), se considerará como 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

$$e_x = 0.05 L_X$$

$$e_y = 0.05 L_Y$$

- b) Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

2.7.2.18. Control de Derivas (Art. 5.1)

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

Edif. Regular $\Delta_{REAL} = 0.75 R (\Delta_{ELASTICO})$

Edif. Irregular $\Delta_{REAL} = R (\Delta_{ELASTICO})$

Tabla 2-17 - Límites para la distorsión del entrepiso

Material Predominante	(Δ_i/h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muro de ductilidad limitada	0.005

Fuente: (E.030, 2016)

2.7.2.19. Redundancia (Art. 5.4)

Cuando sobre un solo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30% o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento deberá diseñarse para el 125% de dicha fuerza.

Fuerza de Diseño por Sismo:

Si un Muro o Pórtico absorbe $> 30\% V_{TOTAL}$ por piso, será diseñado con un 25% adicional.

2.7.2.20. Junta Sísmica (Art. 5.3)

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, una distancia mínima s para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

Esta distancia no será menor que los $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que:

$$s = 0,006 h \geq 0,03 m$$

Donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s .

El edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores de $2/3$ del desplazamiento máximo calculado, ni menores que $s/2$ si la edificación existente cuenta con una junta sísmica reglamentaria.

En caso de que no exista la junta sísmica reglamentaria, el edificio deberá separarse de la edificación existente el valor de $s/2$ que le corresponde más el valor $s/2$ de la estructura vecina.

2.8. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO

2.8.1. Introducción

El Análisis Sísmico Dinámico considera que la respuesta sísmica de una estructura se determina por medio de un análisis modal considerando un comportamiento lineal o no-lineal.

Desde este punto de vista se cuenta con dos caminos contemplados por la Norma Técnica E.030 del RNE: el análisis modal espectral y el análisis modal tiempo-historia.

La existencia de los modos como un espacio vectorial es extremadamente importante ya que permite reducir la solución de un sistema de n grados de libertad a la solución de n sistemas independientes de un grado de libertad, desacoplando de esa manera las ecuaciones del movimiento. (Cutimbo Choque, 2016, pág. 149)

Figura 2.35 – Esquema Conceptual del Análisis Dinámico



Fuente: (Cutimbo Choque, 2016)

Espectro de Respuesta, es cuando se trabaja con los espectros obtenidos de los registros de aceleración, combinando los aportes de cada modo, a fin de obtener un valor representativo de la respuesta, ya que la falta de simultaneidad de las máximas respuestas en cada modo de vibración implica la necesidad de combinarlas adecuadamente.

2.8.2. Análisis Modal

Es el análisis de una vibración libre de la estructura

Es una interacción de Masa y Rigidez de la estructura.

El Análisis modal es determinar las frecuencias naturales o frecuencias propias de una estructura, dichas frecuencias son determinadas cuando no hay cargas actuando (ni el peso propio, pero si, su propia masa, es decir no depende de la gravedad). Cuando colocamos un espectro de la norma, lo que hacemos es que exista una fuerza excitadora (generalmente ingresamos aceleraciones vs periodo “como fuerzas”), las aceleraciones multiplicadas por su matriz de masas dan una fuerza. Antes de realizar el análisis sísmico de un edificio es necesario conocer sus modos de vibración y periodos fundamentales, ya que de estas características dependerá su respuesta durante un evento sísmico. (Cutimbo Choque, 2016)

2.8.2.1. Periodo de Edificación

Es el tiempo necesario para realizar un ciclo de movimiento.

El siguiente cuadro nos puede dar un alcance del comportamiento del periodo, (altura promedio de entrepiso 3.00m).

Tabla 2-18 - Periodos según número de Pisos

Nro de Pisos	Nro mínimo de modos (>90% masa participativa)	1° Periodo (seg)
< 5	3	< 0.50
6 - 10	5	0.60 – 1.00
11 - 15	8	1.10 – 1.50
	10	≥ 1.60

$$T_1 = 0.10 (N_{pisos})$$

Fuente: (Cutimbo Choque, 2016)

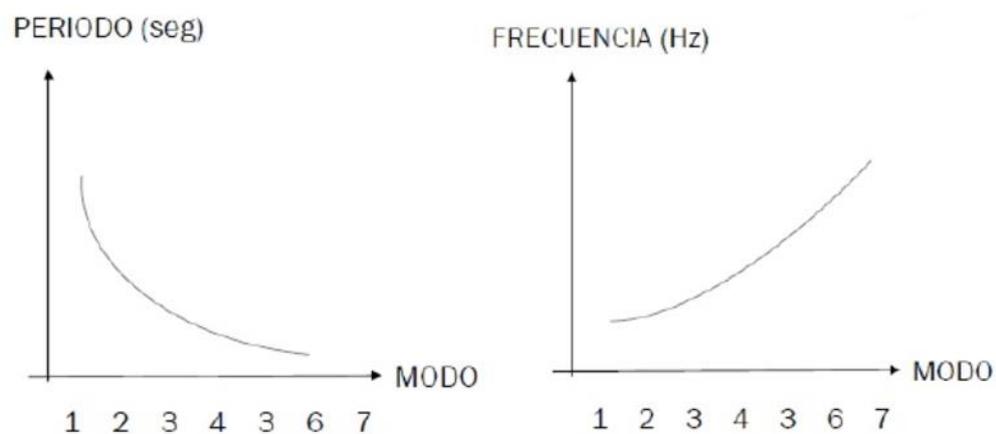
2.8.2.2. Modos de Vibración

Tabla 2-19 - Modos de Vibración

Modo 1 y 2	Traslación en “X” e “Y”
Modo 3	Rotación alrededor de “Z”
Modo 4	Traslación en “X” y Flexión en plano XZ
Modo 5	Traslación en “Y” y Flexión en plano YZ
Modo 6	Torsión alrededor de “Y” y desplazamiento en “X”
...	...

Fuente: (Cutimbo Choque, 2016)

Figura 2.36 - Modos de Vibración, Periodo y Frecuencia



Fuente: (Cutimbo Choque, 2016)

2.8.3. Análisis Espectral con E.030 (2016)

2.8.3.1. Análisis Dinámico Modal Espectral (Art. 4.6)

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral.

2.8.3.2. Modos de Vibración (Art. 4.6.1)

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en

cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

2.8.3.3. Aceleración Espectral (Art. 4.6.2)

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot g = \left(\frac{Z.U.S.g}{R} \right) C = (FE) \cdot (C)$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

2.8.3.4. Criterios de Combinación (Art. 4.6.3)

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) podrá determinarse usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j}$$

Donde r representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas. Los coeficientes de correlación están dados por:

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^{3/2}}{(1-\lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1+\lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i}$$

β , fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0,05.

2.9. HIPÓTESIS

2.9.1. Hipótesis General.

El principal efecto de la Interacción Suelo-Estructura del Estadio Universitario de la UNA-PUNO, es la modificación de la respuesta estructural debido a la flexibilidad del apoyo.

2.9.2. Hipótesis Específicas

Las características que intervienen en el análisis sísmico considerando la interacción Suelo-Estructura, son la geometría de la estructura, la capacidad portante del suelo y el Módulo de corte Efectivo.

Existe diferencias en el comportamiento de la estructura en un análisis sísmico con apoyo empotrado y considerando la Interacción Suelo-Estructura.

CAPITULO III

DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

El tipo de estudio que se realizó es de tipo descriptivo, porque tiene por objeto la descripción del comportamiento del edificio considerando una base empotrada y considerando una base flexible con los diferentes modelos Dinámico como: FEMA 440, D.D. Barkan – Savinov, Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 y Winkler.

3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA DE INVESTIGACIÓN

3.2.1. Población.

La población para el presente estudio está constituida por la Tribuna Occidente, Oriente y Sur, que son parte del Proyecto denominado “Construcción del Complejo Deportivo Universitario en la Ciudad Universitaria Puno”.

3.2.2. Muestra.

La técnica de muestreo utilizada es no probabilística, debido a que es por conveniencia y se ha considerado como muestra al Bloque II de la Tribuna Occidente.

3.3. RECOLECCIÓN DE DATOS

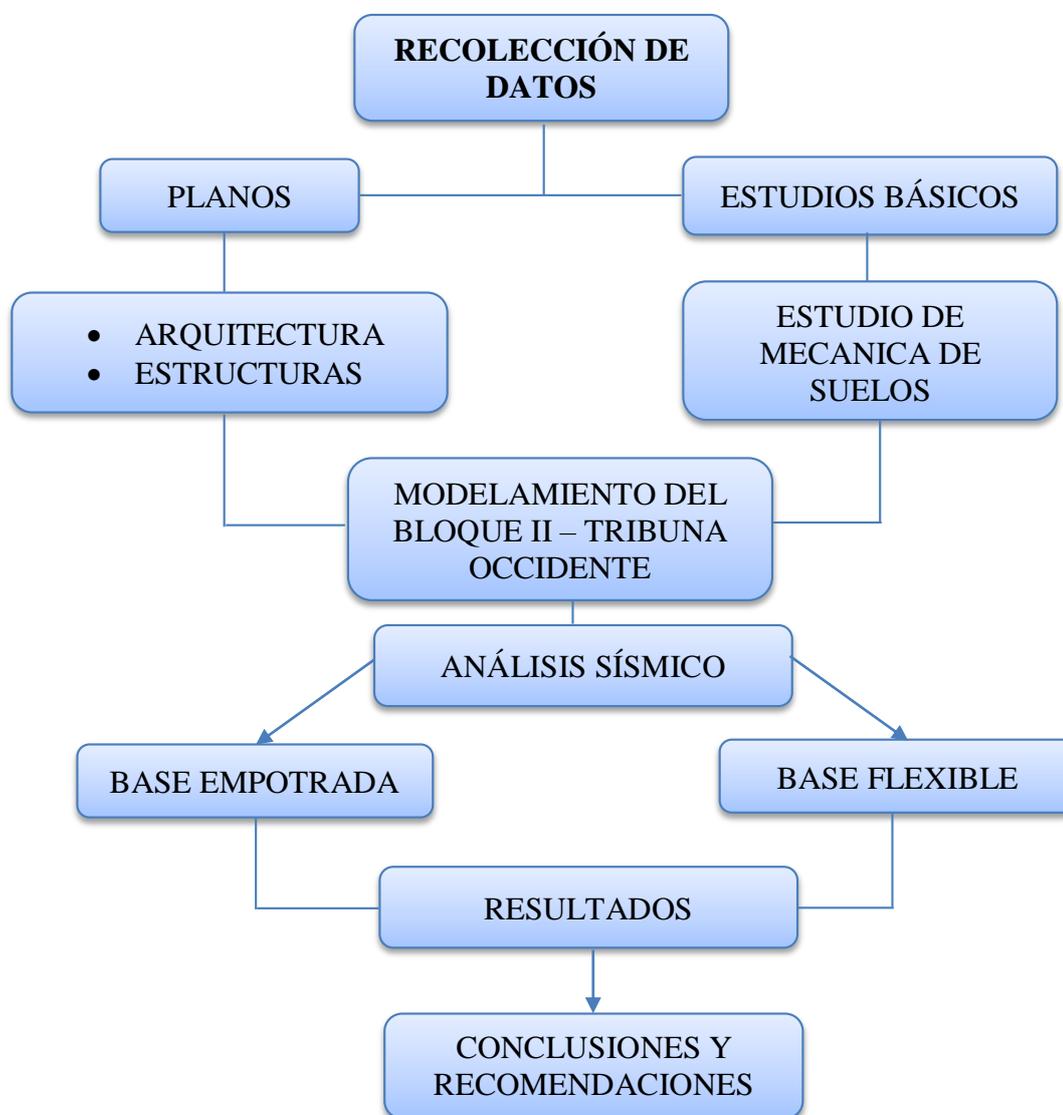
Para la obtención de los datos se solicitaron a la Oficina de Arquitectura y Construcción de la Universidad Nacional del Altiplano, los Planos de Arquitectura y Estructuras, asimismo una el Estudio de Suelos realizado por el Ing. Washington Esquivel Zamora,

denominado “Verificación del Estudio Geotécnico con fines de Cimentación para la Construcción del Complejo Deportivo Ciudad Universitaria – UNA PUNO”, realizado en Octubre del 2013.

3.4. PROCEDIMIENTO PARA EL DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

Los datos obtenidos servirán para realizar el modelo en el software ETABS versión educacional y realizar el Análisis Sísmico con base empotrada y con Base flexible (considerando la Interacción Suelo-Estructura), asimismo haremos un análisis comparativo de la respuesta estructural del Bloque II de la tribuna occidente.

Figura 3.1 – Procedimiento para el Desarrollo de la Investigación



Fuente: Elaboración Propia

3.5. CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO

Arquitectura: La altura de entre pisos es variada, siendo así del Primer Nivel 7.20m de altura, del Segundo Nivel 5.35m y Tercer Nivel de 4.80m, la distribución y cortes típicos se muestran en el Anexo N° 01.

Estructura: El sistema estructural cuenta con pórticos, placas de concreto armado y albañilería confinada. Para dicho diseño se han considerado las siguientes características de materiales:

Concreto:

- Resistencia a la compresión : $f'c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad : $E_c = 2\,339.56 \text{ kg/cm}^2$ ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)
- Peso por unidad de volumen : $\gamma = 2\,400.00 \text{ kg/cm}^3$
- Resistencia a la compresión : $f'c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad : $E_c = 2\,701.49 \text{ kg/cm}^2$ ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)
- Módulo de Poisson : $\nu = 0.20$

3.6. ANÁLISIS SÍSMICO CON BASE EMPOTRADA

La estructura es modelada como un sistema equivalente de uno o varios grados de libertad con una rigidez elástica lineal donde la fuerza es directamente proporcional a los desplazamientos, y un amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica es modelada por una fuerza lateral equivalente, con el objetivo de producir los mismos esfuerzos y deformaciones que el sismo en la estructura. Basados en el primer modo de vibración (modo predominante), la fuerza lateral es distribuida en la altura del edificio y las correspondientes fuerzas y desplazamientos internos son calculados usando el análisis elástico lineal.

3.6.1. Cargas: Norma E.020

Las edificaciones y todas sus partes deberán ser capaces de resistir las cargas que se les imponga como consecuencia de su uso previsto. Estas actuarán en las combinaciones prescritas y no deben causar esfuerzos ni deformaciones que excedan

los señalados para cada material estructural en su Norma de diseño específica. En ningún caso las cargas empleadas en el diseño serán menores que los valores mínimos establecidos en esta Norma.

En este estudio se tiene presente los tres tipos de cargas que actuarán en la edificación, las cuales tenemos:

- **Carga Muerta:** Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que sean permanentes o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo.
- **Carga Viva:** Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación.
- **Carga de Sismo:** Son las cargas que actúan en los entrepisos de la estructura y que se obtienen de acuerdo al cortante basal de la edificación (se detallara más adelante).

La edificación en estudio, el Estadio de la Universidad Nacional del Altiplano, según su configuración estructural, y según las tablas de cargas del R.N.E Norma E-020, las siguientes cargas a emplear para su análisis respectivo son:

CARGA MUERTA

- | | |
|--------------------------------|------------------------|
| • Peso propio de la estructura | 2400 Kg/m ³ |
| • Piso terminado | 100 Kg/m ² |
| • Aligerado (e=0.20m) | 300 Kg/m ² |
| • Tabiquería | 1800 Kg/m ³ |

CARGA VIVA

- | | |
|-------------------------------|-----------------------|
| • Para graderías y tribunas | 500 Kg/m ² |
| • Para Corredores y escaleras | 500 Kg/m ² |
| • Lugares de Asamblea | 400 Kg/m ² |

3.6.2. Diseño Sismo Resistente E.030

Para el estudio se tiene presente las siguientes condiciones:

La Zonificación: De acuerdo al mapa de zonificación, la Ciudad de Puno se encuentra ubicado en la Zona 3, la cual corresponde un valor de $Z=0.35$ (ver **Tabla 2-6**).

La Microzonificación Sísmica y Estudios de Sitio: Se establece los Parámetros del suelo en donde se cimienta la edificación, siendo definido el suelo (según el estudio de Mecánica de Suelos) arcilla inorgánica de baja a mediana plasticidad de consistencia que varía de blanda a media, de color marrón claro, con presencia de arenas finas y algo de gravas finas; y arcillas limosas inorgánica, arenas limosas, mezclas pobremente graduadas de arena-limo y que por consiguiente se define según la norma, como suelo tipo S-3 (suelos blandos) y que conlleva a usar $T_p = 1.0$, $T_L = 1.6$ y $S = 1.20$ (según **Tabla 2-8** y **Tabla 2-9**).

Factor de Amplificación Sísmica: De acuerdo a las características del sitio, se define el factor de amplificación sísmica como la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo, con un valor de $C=2.5$ (según **Tabla 2-10**).

Categoría de la Edificación: Como la edificación en estudio es esencial y cuyas funciones no deben interrumpir después de ocurrir un sismo, se le cataloga como categoría “B” por lo que le corresponde un factor de uso $U=1.3$ (Según **Tabla 2-11**).

Sistema Estructural: De acuerdo al proyecto que se ha tomado por estudio, estructuralmente es a base de Pórticos, siendo definido como Sistema Aporticado, por lo que le corresponde un coeficiente de Reducción Sísmica de $R_0 = 8$ (según **Tabla 2-12**).

Factor de Irregularidad: De acuerdo a la configuración estructural del Objeto de Estudio, presenta Irregularidad en Altura y en planta.

Por presentar Irregularidad de Piso Blando $I_a = 0.75$

Por presentar Discontinuidad del Diafragma le corresponde $I_p = 0.85$

En resumen tenemos los siguientes datos:

- Factor de Zona : $Z = 0.35$
- Parámetros del suelo : $S=3$ (suelo Blando), $T_p=1.00s$, $T=1.60s$ y $S=1.20$
- Factor de amplificación : $C=2.50$
- Categoría de la edificación B : $U=1.30$
- Sistema Estructural : Sistema Aporticado $R_0 = 8$
- Factor de irregularidad I_a : $I_a=0.75$
- Factor de irregularidad I_p : $I_p=0.85$
- Coeficiente de reducción R : $R=0.51$

Con todos estos datos, procedemos a hallar el cortante basal de la estructura para su posterior distribución en los entresijos de la edificación en estudio.

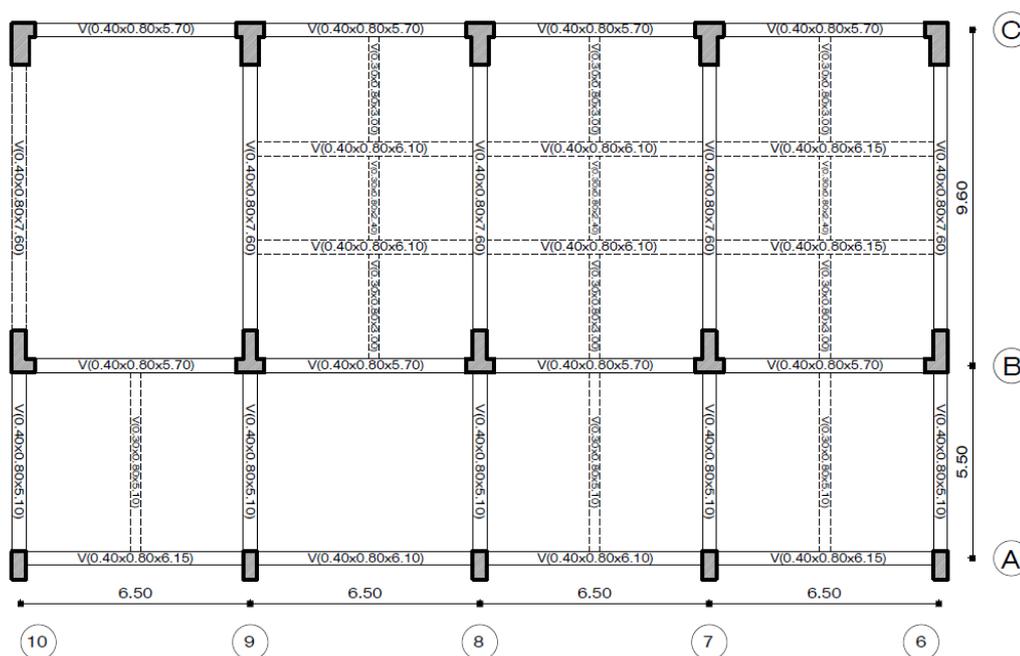
3.6.3. Modelamiento de la Estructura

Para el Modelamiento Estructural utilizamos el ETABS un Software innovador y revolucionario, para análisis estructural y dimensionamiento de edificios. Resultado de 40 años de investigación y desarrollo continuo, esta última versión de ETABS ofrece herramientas inigualables de modelado y visualización de objetos 3D, alta capacidad de poder analítico lineal y no lineal, opciones de dimensionamiento sofisticadas y que abarcan una amplia gama de materiales, esclarecedores gráficos, informes y diseños esquemáticos que facilitan la comprensión del análisis y de los respectivos resultados.

3.6.3.1. Desarrollo de la Geometría en Planta y Altura

Para iniciar la modelación de la edificación, primero se procede a obtener una planilla de dibujo en el Autocad, con la finalidad que nos permita un rápido dibujo en planta de la edificación en el ETABS.

Figura 3.2 - Bloque II de la Tribuna Occidente

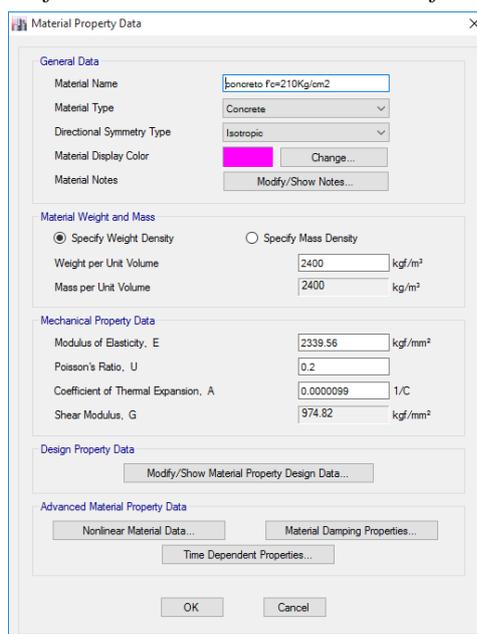


Fuente: Elaboración Propia

3.6.3.2. Definición de Materiales

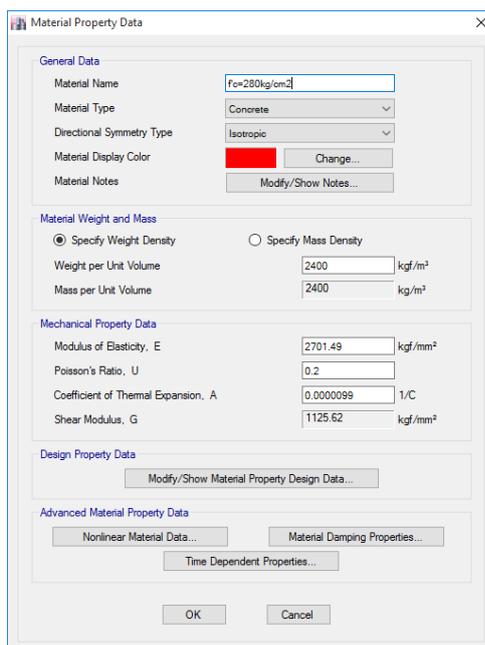
Antes de proceder a dibujar y definir las características de las vigas, columnas y muros, se procede a definir los tipos de materiales que se utilizarán, las cuales son:

Figura 3.3 - Definición de material: Concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$



Fuente: Etabs v16.1

Figura 3.4 - Definición de Material: Concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$



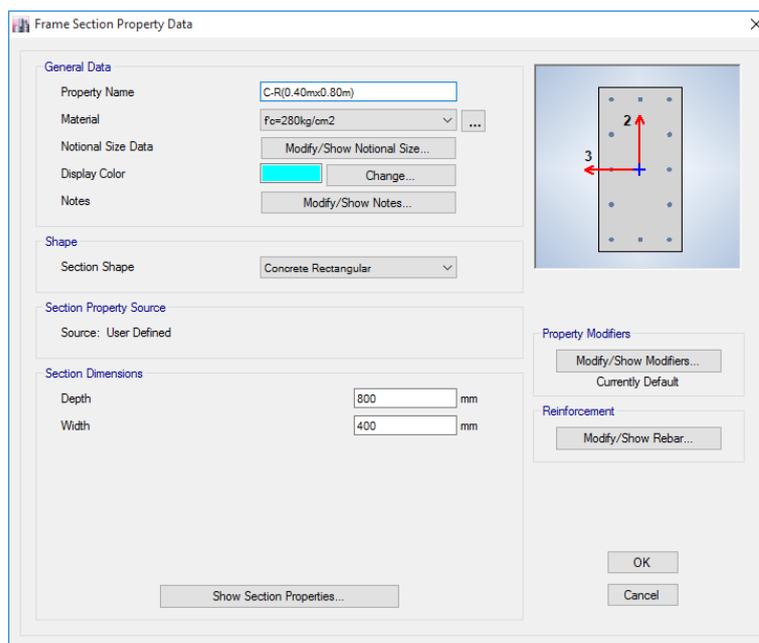
Fuente: Etabs v16.1

3.6.3.3. Definición de Secciones

Se procede a definir las secciones de los elementos estructurales.

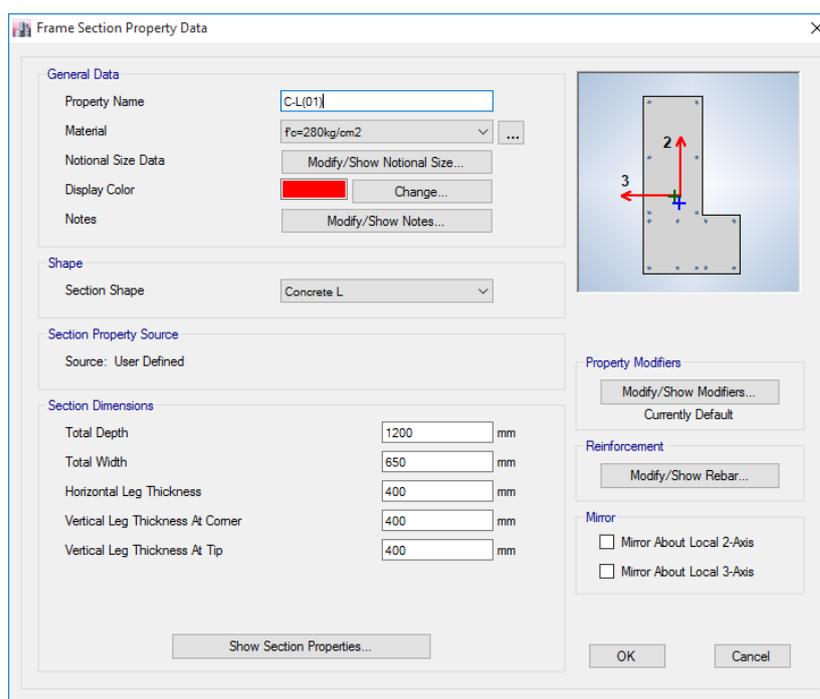
Definición de Columnas

Figura 3.5 - Columna Rectangular 0.40 x 0.80



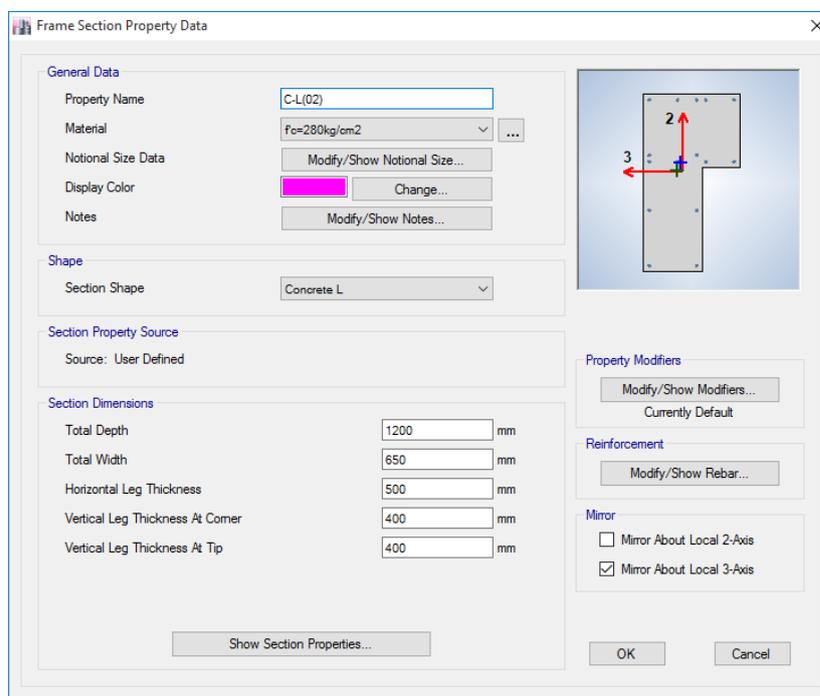
Fuente: Etabs v16.1

Figura 3.6 - Columna en L - 01



Fuente: Etabs v16.1

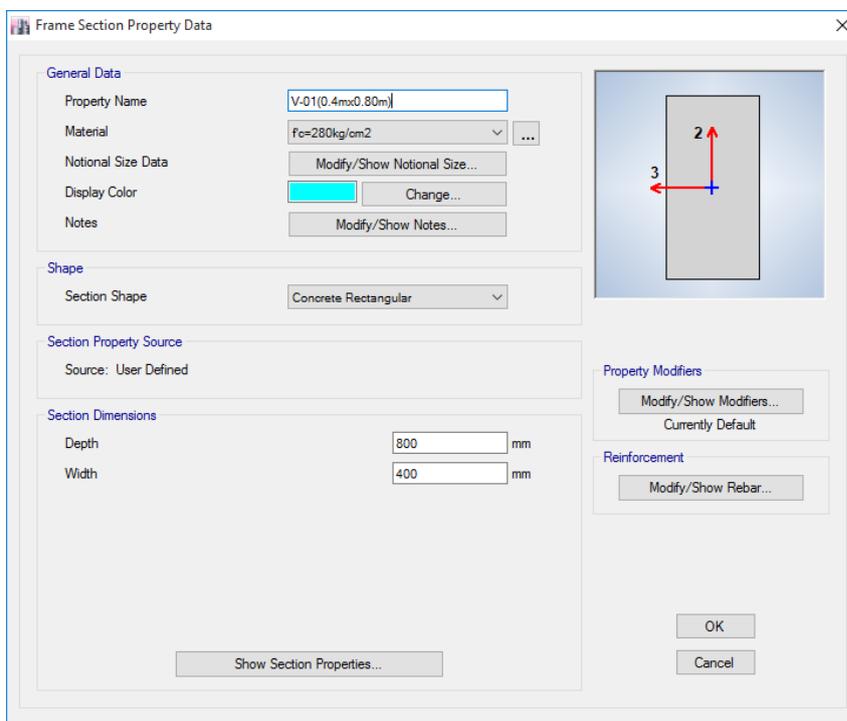
Figura 3.7 - Columna en L - 02



Fuente: Etabs v16.1

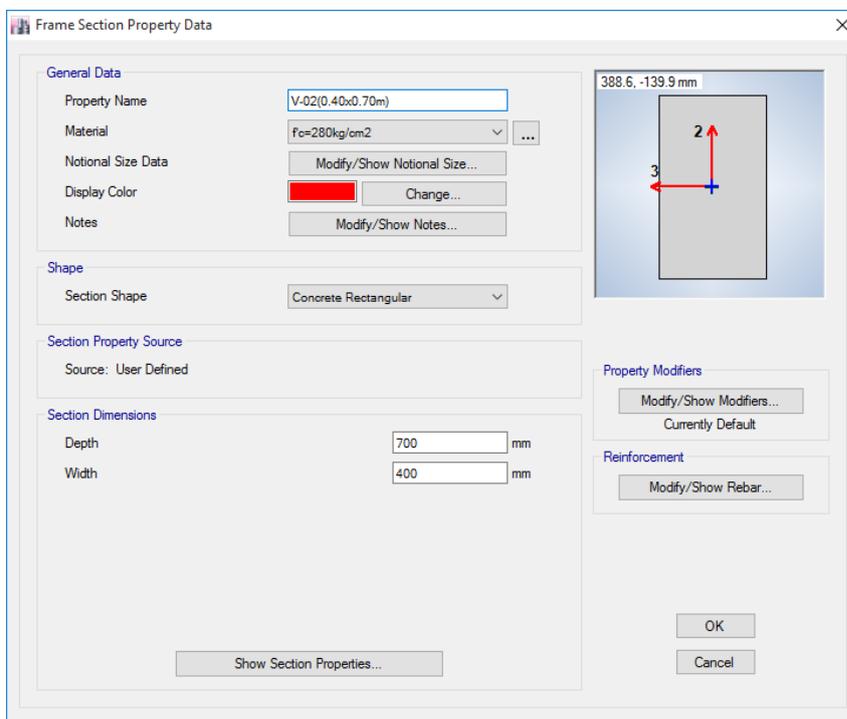
Definición de Vigas

Figura 3.8 - Viga - 01



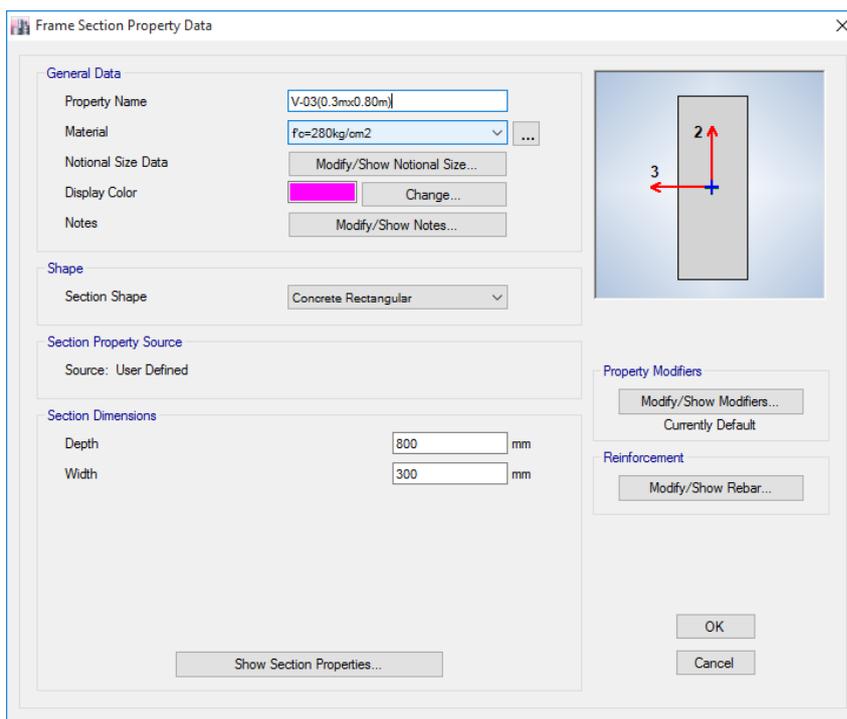
Fuente: Etabs v16.1

Figura 3.9 - Viga - 02



Fuente: Etabs v16.1

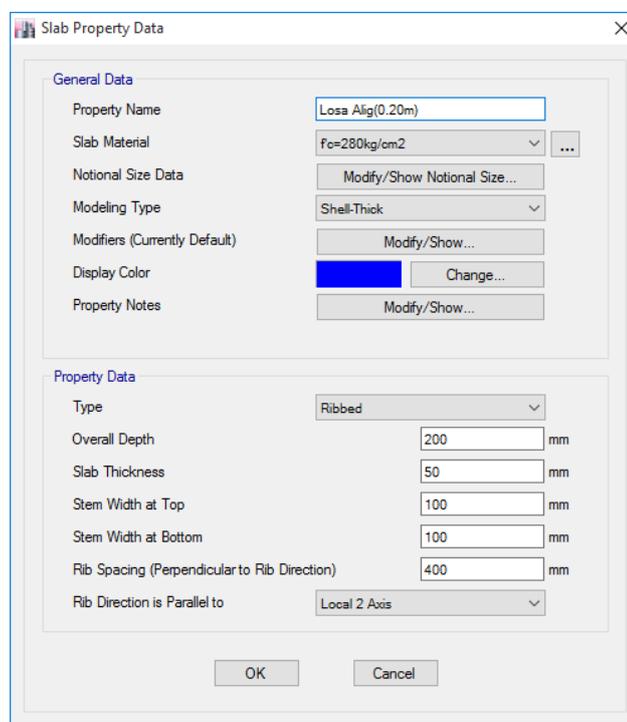
Figura 3.10 - Viga - 03



Fuente: Etabs v16.1

Definición de Elementos Shell

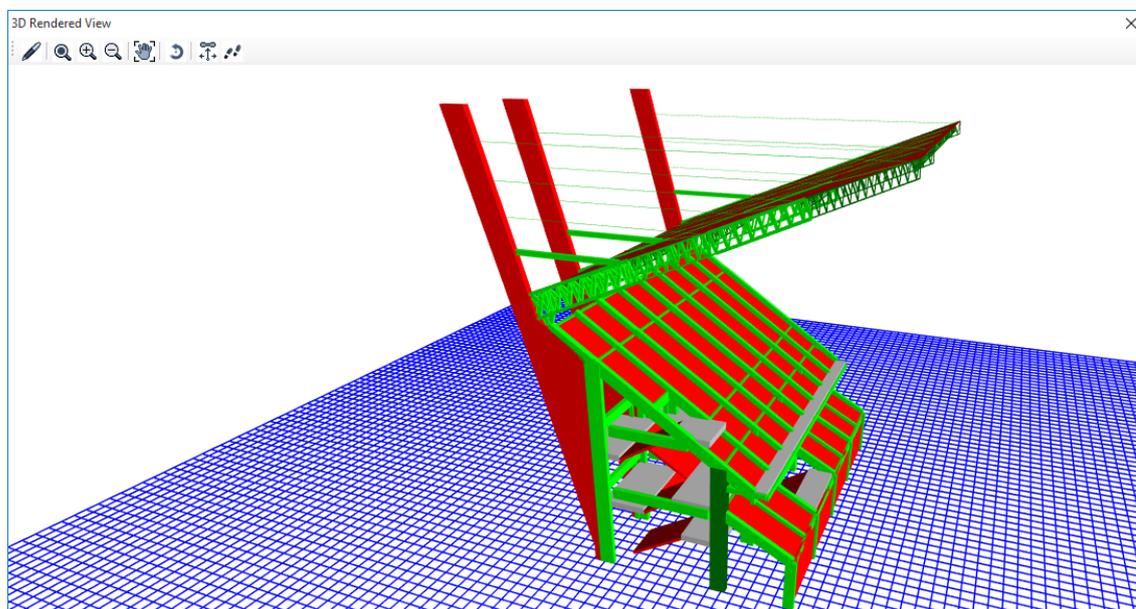
Figura 3.11 - Definición de Losa Aligerada de 20 cm



Fuente: Etabs v16.1

Luego de proceder a definir las secciones de las vigas, columnas y muros, continuamos con el dibujo definiendo el tipo de elemento a usar: *frame*, *slab* y *Wall sections*, se dibuja la edificación en planta y en elevación.

Figura 3.12 - Bloque II de la Tribuna Occidente

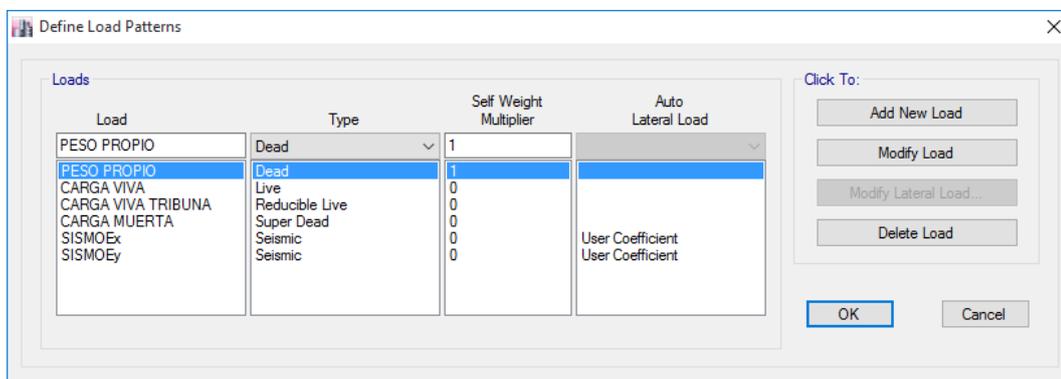


Fuente: Etabs v16.1

3.6.3.4. Definición de Patrones de carga

El siguiente paso es la creación de los tipos de carga que actuaran en el edificio que se definen mediante patrones de carga, para esto usaremos el comando define, por lo que seguiremos la ruta “*Define/Load Patterns...*”, así como se muestra en la **Figura 3.13**.

Figura 3.13 - Definición de patrones de Carga

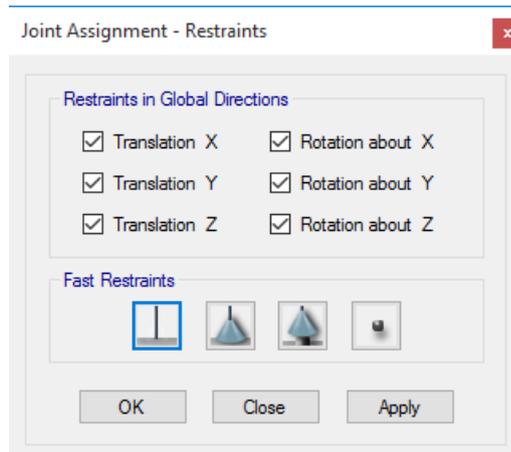


Fuente: Etabs v16.1

3.6.3.5. Definición de Apoyos Empotrados en la Base

Después de definir las cargas, se procede a asignar el tipo de apoyo que tendrá la estructura, y para ello seguiremos la ruta: *Assign/Joint /Restrains*, así como se muestra en la **Figura 3.14**.

Figura 3.14 - Restricción en la Base

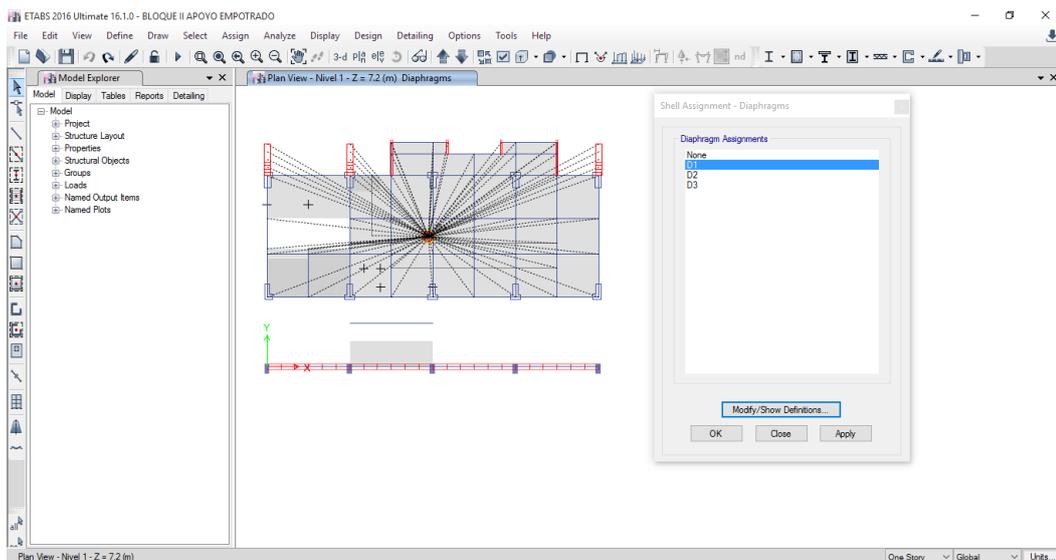


Fuente: Etabs v16.1

3.6.3.6. Definición del Diafragma Rígido

Indicamos para cada piso y lo definimos como Diaphragm. Además, al definir cada piso hacemos click en *Modify/Show Constrain* para establecer la coordenada y el eje de acción. Luego OK.

Figura 3.15 - Definición del Diafragma Rígido

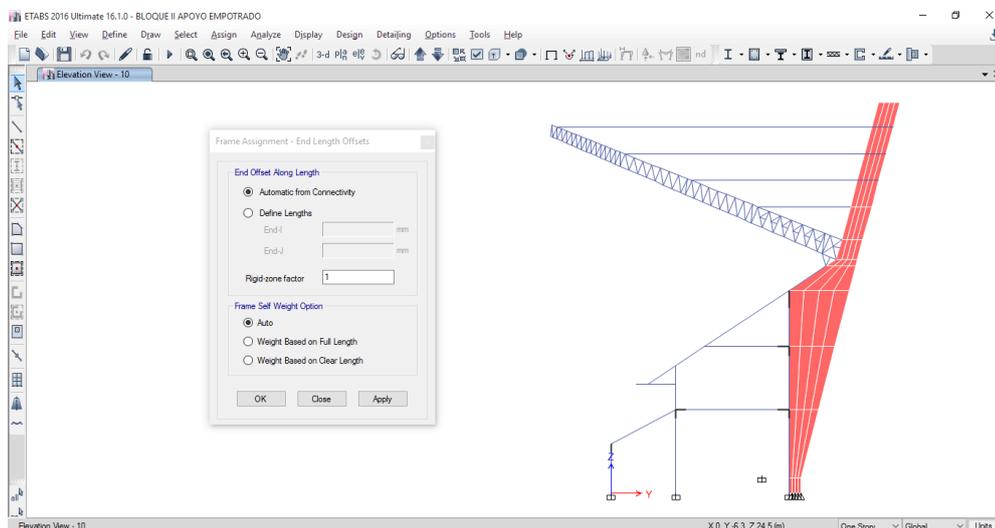


Fuente: Etabs v16.1

3.6.3.7. Definición de Brazos Rígidos

Para definir los brazos rígidos en cada entrepiso, seleccionamos cada nivel y aplicamos la siguiente ruta: *Frame/cable/tendon – End (length) offsets*, luego Ok.

Figura 3.16 - Definición de brazos Rígidos

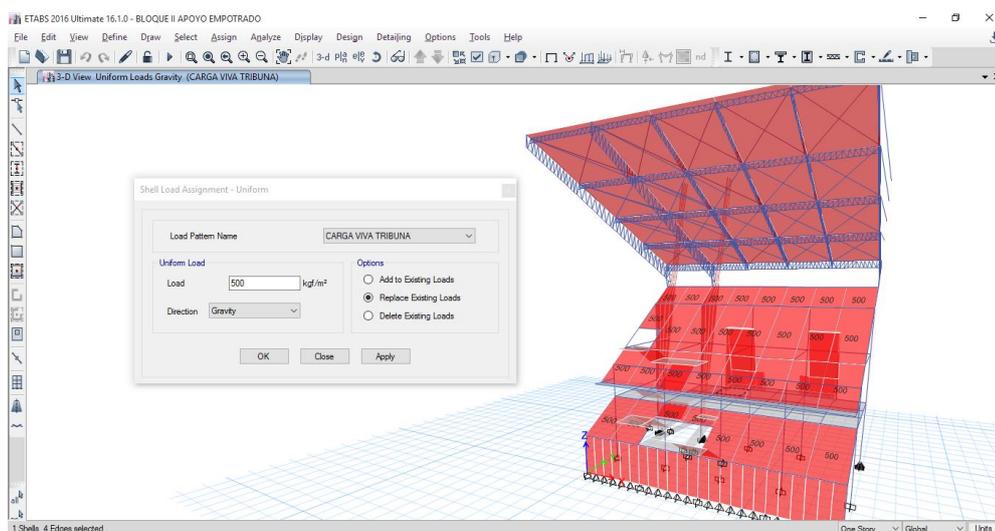


Fuente: Etabs v16.1

3.6.3.8. Ingreso de Cargas Por Gravedad

De acuerdo al ítem 3.6.1. Asignamos cada una de las cargas según corresponda para la edificación.

Figura 3.17 - Ingreso de Cargas

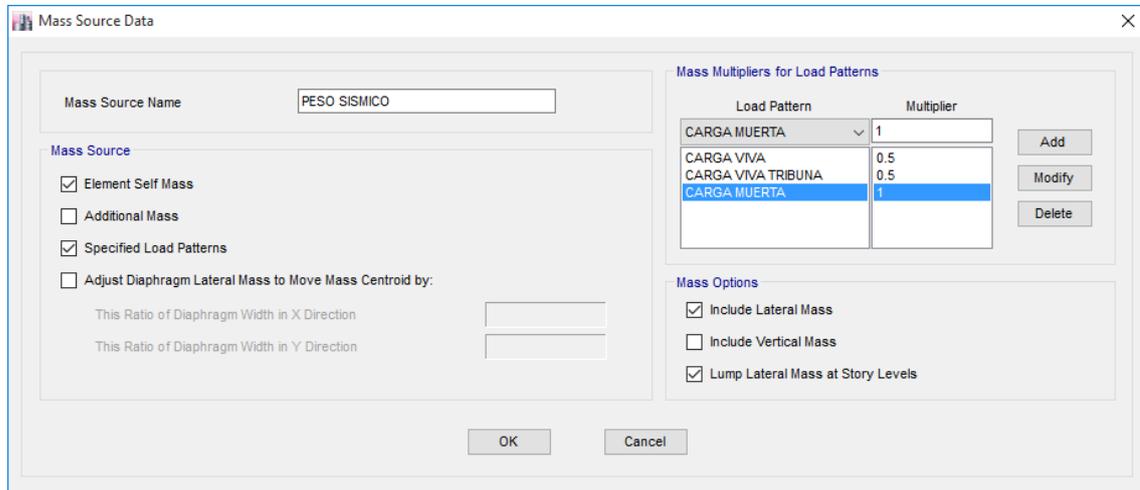


Fuente: Etabs v16.1

3.6.3.9. Definición del Peso

De acuerdo a la **Tabla 2-16** corresponde un valor del 50% de la Carga Viva.

Figura 3.18 - Definición del Peso Sísmico



Fuente: Etabs v16.1

3.6.4. Análisis Estático

Para realizar el Análisis Estático, se debe realizar en forma Independiente para “X” e “Y”; considerando los parámetros calculados en el ítem 3.6.2.

Factor de Zona	Z = 0.35
Categoría	U = 1.30
Factor de Amplificación Sísmica	C = 2.50
Factor de Suelo	S = 1.20
Factor de Reducción	R = 5.10

$$f_e = \frac{ZUCS}{R}$$

$$f_e = \frac{0.35 * 1.30 * 2.50 * 1.20}{5.10} = \mathbf{0.267647}$$

Calculamos el Periodo Fundamental según el ítem 2.7.2.2

$$T = \frac{h_n}{C_T} = \frac{31.50}{35} = 0.90 \text{ seg}$$

Distribución de la Fuerza Sísmica de acuerdo al ítem 0

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

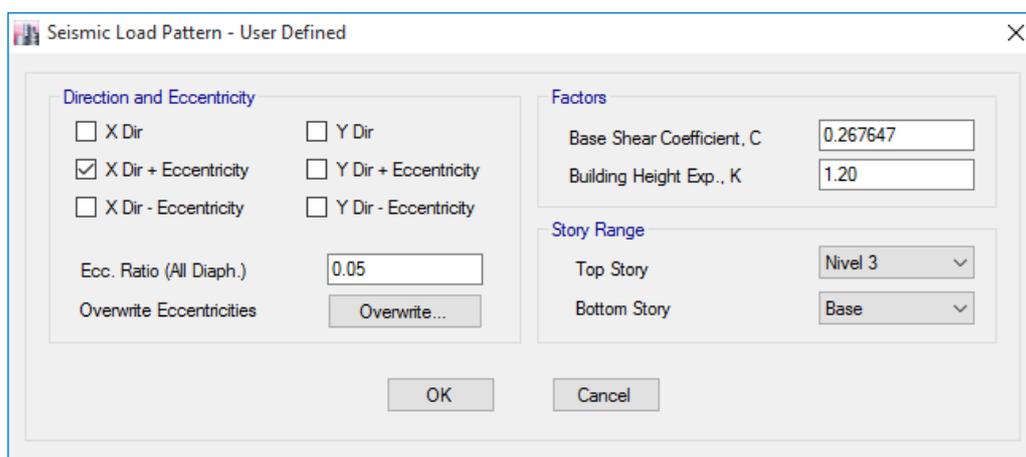
$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Como $T=0.90 \text{ seg.} > 0.50 \text{ seg.}$ Utilizaremos: $k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$

$$k = 0.75 + 0.5(0.90) = \mathbf{1.20}$$

Definimos el Análisis Estático en X

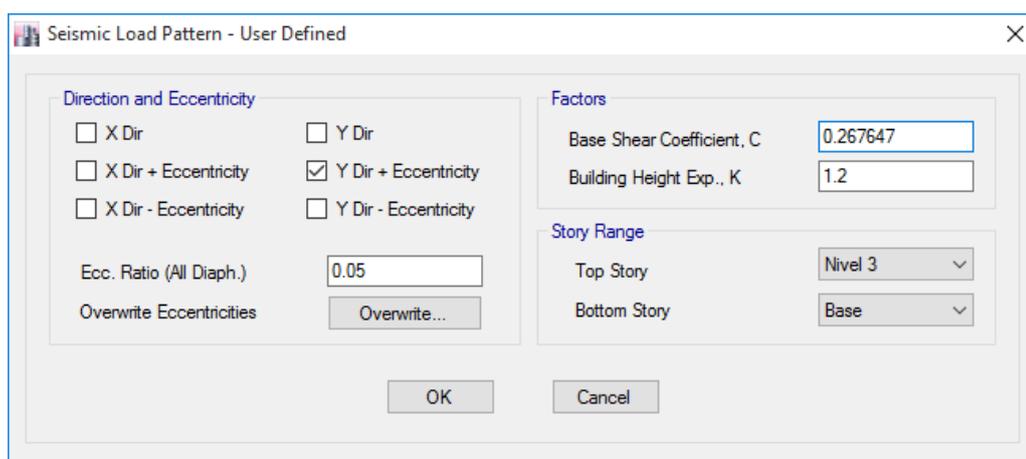
Figura 3.19 - Definición de Análisis Estático en X



Fuente: Etabs v16.1

Definimos el Análisis Estático en Y

Figura 3.20 - Definición de Análisis Estático en Y



Fuente: Etabs v16.1

3.6.5. Análisis Dinámico

Para realizar el análisis sísmico dinámico, utilizamos el modelo del análisis sísmico estático, con toda sus definiciones y asignaciones; luego incorporamos un espectro de pseudo-aceleraciones de acuerdo a la norma E-030, “Diseño Sismorresistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones, aprobada por Decreto Supremo N° 011-2006-VIVIENDA, modificada con Decreto Supremo N° 003-2016-VIVIENDA; debemos definir los casos de carga para realizar el análisis en las direcciones X e Y, en este caso consideramos el apoyo de la base de la estructura empotrada.

3.6.5.1. Modelamiento de la Estructura

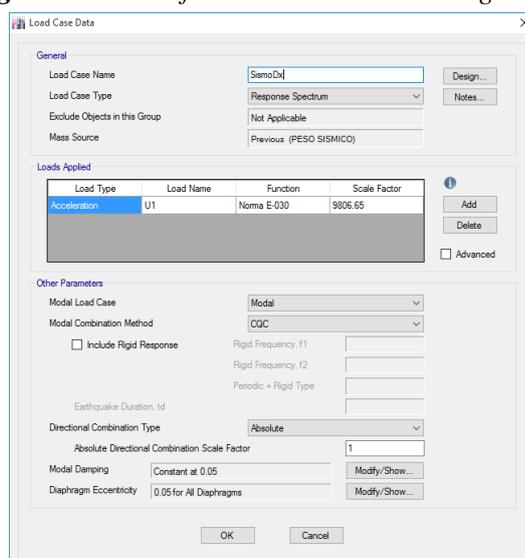
Para realizar el Análisis Sísmico Dinámico con apoyo empotrado realizamos las siguientes definiciones en el programa Etabs.

3.6.5.1.1. Definición de los Casos de Carga

Al tener la estructura ya modelada, definimos los casos de carga sísmica dinámica que actuaran en la edificación: *Define – Load Cases*.

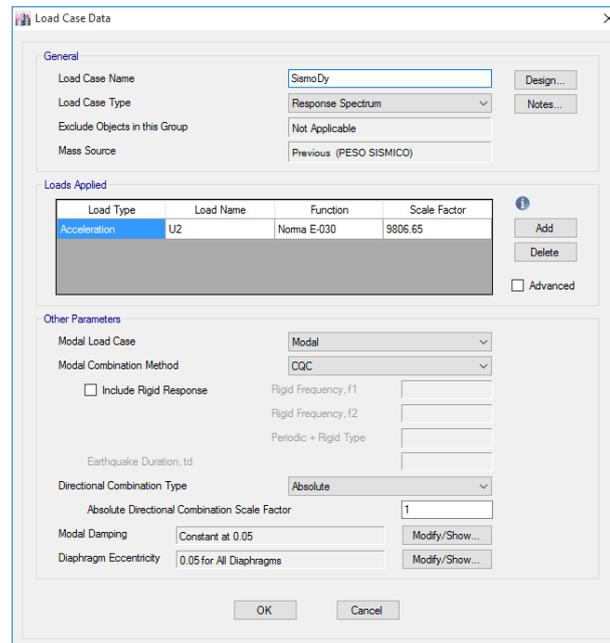
- SX = Sismo Dx – Espectro de Respuesta
- SY = Sismo Dy – Espectro de Respuesta

Figura 3.21 - Definición de Caso de Carga en X



Fuente: Etabs v16.1

Figura 3.22 - Definición de Caso de Carga en Y



Fuente: Etabs v16.1

3.6.5.1.2. Definición del Espectro de Respuesta

Para ingresar nuestro Espectro de Respuesta al programa, se procede a calcular de acuerdo a la norma E-030 “Diseño Sismorresistente”; teniendo un Periodo (T) y una Aceleración Espectral definido por:

$$S_a = ZUCS * g/R$$

Se define los periodos desde 0.02s a 10s, obteniendo la gráfica representada en el cuadro. El espectro definido se llamará Espectro E-030.

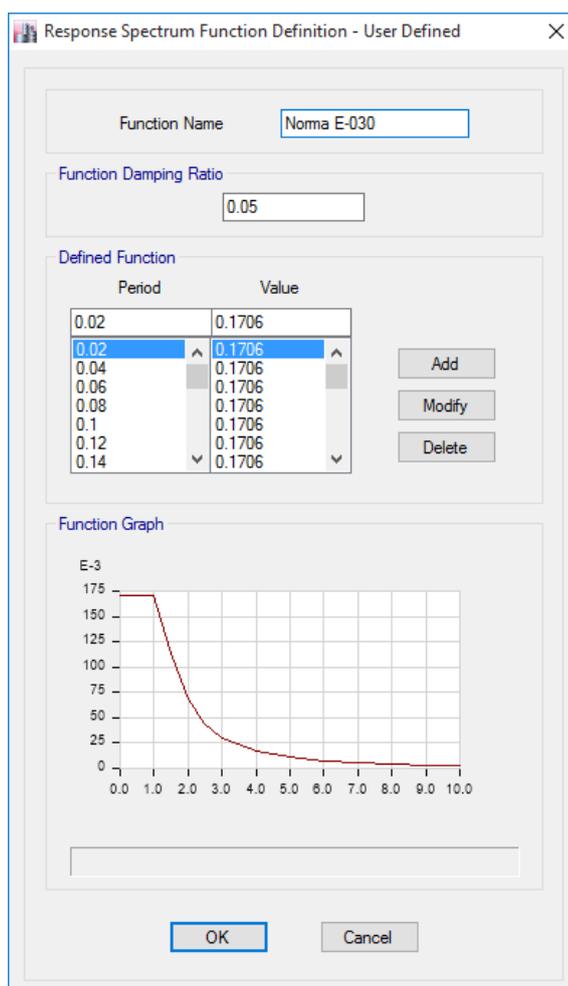
ESPECTRO PSEUDO - ACELERACIONES E-030 (2016)

C	T	Sa	C	T	Sa
2.50	0.00	2.626	2.50	0.90	2.626
2.50	0.02	2.626	2.50	0.95	2.626
2.50	0.04	2.626	2.50	1.00	2.626
2.50	0.06	2.626	2.27	1.10	2.387
2.50	0.08	2.626	2.08	1.20	2.188
2.50	0.10	2.626	1.92	1.30	2.020
2.50	0.12	2.626	1.79	1.40	1.875
2.50	0.14	2.626	1.67	1.50	1.750
2.50	0.16	2.626	1.56	1.60	1.641
2.50	0.18	2.626	1.38	1.70	1.454
2.50	0.20	2.626	1.23	1.80	1.297

2.50	0.25	2.626	1.11	1.90	1.164
2.50	0.30	2.626	1.00	2.00	1.050
2.50	0.35	2.626	0.79	2.25	0.830
2.50	0.40	2.626	0.64	2.50	0.672
2.50	0.45	2.626	0.53	2.75	0.556
2.50	0.50	2.626	0.44	3.00	0.467
2.50	0.55	2.626	0.25	4.00	0.263
2.50	0.60	2.626	0.16	5.00	0.168
2.50	0.65	2.626	0.11	6.00	0.117
2.50	0.70	2.626	0.08	7.00	0.086
2.50	0.75	2.626	0.06	8.00	0.066
2.50	0.80	2.626	0.05	9.00	0.052
2.50	0.85	2.626	0.04	10.00	0.042

Una vez calculado el espectro de respuesta, ingresamos en el programa así como se muestra en la Figura 3.23.

Figura 3.23 - Espectro de Respuesta E-030



Fuente: Etabs v16.1

3.7. ANÁLISIS SÍSMICO CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

3.7.1. Análisis Sísmico Estático – ISE

Para realizar el análisis sísmico considerando Interacción Suelo-Estructura, liberamos los apoyos en la base de la estructura; definimos las propiedades de los elementos estructurales de la subestructura, para realizar este fin utilizamos modelos propuestos por FEMA 440, D.D Barkan – O.A. Savinov, Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 y Winkler

3.7.1.1. Determinación de las propiedades dinámicas del suelo de fundación

Para determinar las propiedades dinámicas del suelo de fundación, se ha utilizado el documento “*Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*” de la ASCE/SEI 41-06 de la American Society of Civil Engineers y Structural Engineering Institute; anteriormente FEMA 356; para realizar los cálculos respectivos se ha hecho uso de los resultados obtenidos del Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) del Ing. Washington Esquivel Zamora (Anexo 02):

- Clasificación (SUCS) = CL,
- $\gamma = 0.79 \text{ tn/m}^3$,
- $D_f = 2.10 \text{ m}$,
- $q_{adm} = 0.84 \text{ kg/cm}^2$,
- $K_b = 3.50 \text{ kg/cm}^3$, y
- N.F=2.50m.

a) Coeficiente de poisson (ν)

El Coeficiente de Poisson que utilizaremos es $\nu = 0.33$, (ver Anexo 02)

b) Módulo de corte (G)

El módulo de corte se calcula con la Ecuación 2.4:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

$E = 14\,710 \text{ Kpa}$ Según Estudio de Suelos (Ver Anexo 02)

$$\nu = 0.33$$

Según Estudio de Suelos (Ver Anexo 02)

$$E = 14\,710 \text{ Kpa} = \frac{14\,710 \text{ kN}}{\text{m}^2} = 14\,710 * \frac{10^3 \text{ kg}}{9.80665 * (10^2 \text{ cm})^2} =$$

$$E = 150 \text{ kg/cm}^2$$

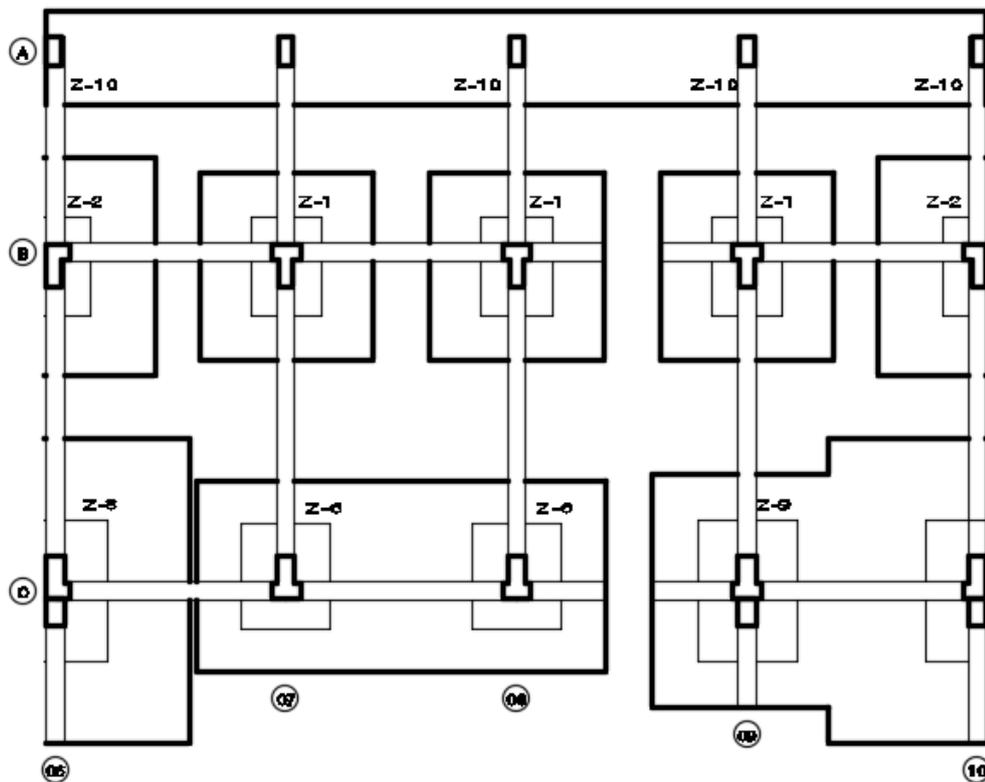
$$G = \frac{150}{2(1 + 0.33)} = \frac{150}{2(1.33)} = 56.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 56.39 \text{ kg/cm}^2$$

3.7.1.2. Modelamiento de la Estructura

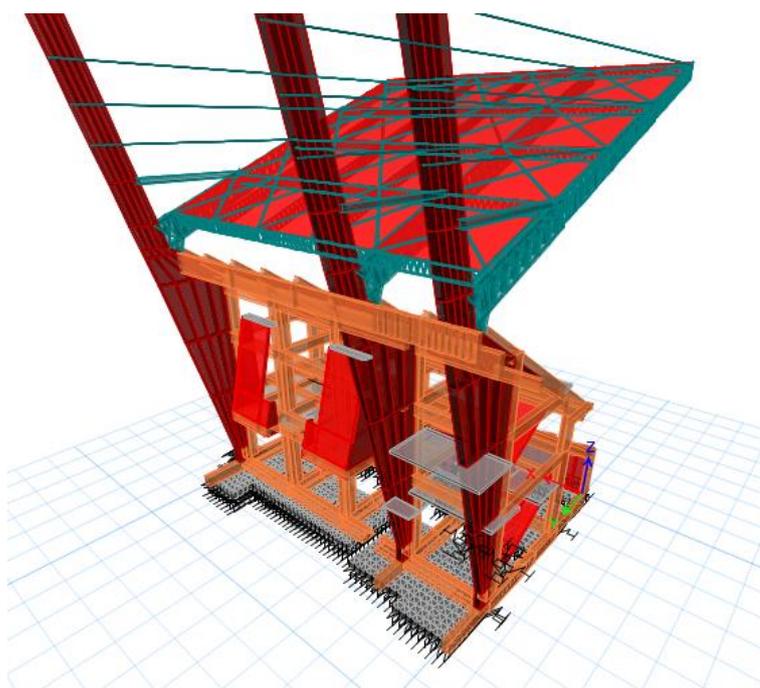
A partir del análisis sísmico de fuerzas equivalentes con apoyo empotrado, realizamos las asignaciones a la estructura para realizar la modelación considerando ISE.

Figura 3.24 – Bloque II – Cimentación



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.25 - Bloque II en 3D



Fuente: Etabs v16.1

3.7.1.2.1. Definición de Apoyos en la Base

Modelo FEMA 440

Realizamos el cálculo de los coeficientes de rigidez para la zapata Z-1.

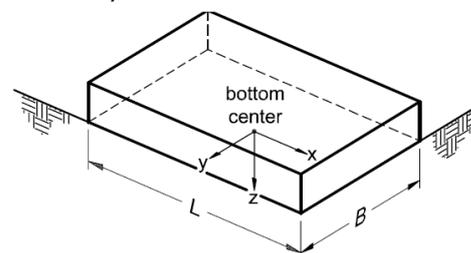
Datos:

$$G = 56.39 \frac{kg}{cm^2} * \frac{2.204622622 lb}{1 kg} * \frac{(2.54cm)^2}{(1 in)^2} = 802.054 lb/in^2$$

$$v = 0.33$$

$$L = 5.30 m \cong 208.661 in$$

$$B = 4.90 m \cong 192.913 in$$



Orient axes such that $L \geq B$

Calculamos la traslación a lo largo del eje X, según la Ecuación 2.35

$$K_x = \frac{GB}{2 - v} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right] = \frac{802.05 * 192.91}{2 - 0.33} \left[3.4 \left(\frac{208.66}{192.91} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$$

$$K_x = 442\,678.74 \frac{lb}{in}$$

Calculamos la traslación a lo largo del eje Y, según la Ecuación 2.36

$$K_y = \frac{GB}{2 - \nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]$$

$$K_y = \frac{802.05 * 192.91}{2 - 0.33} \left[3.4 \left(\frac{208.66}{192.91} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{208.66}{192.91} + 0.8 \right]$$

$$K_y = 445\,704.08 \frac{lb}{in}$$

Calculamos la traslación a lo largo del eje Z, según la Ecuación 2.37

$$K_z = \frac{GB}{1 - \nu} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right]$$

$$K_z = \frac{802.05 * 192.91}{1 - 0.33} \left[1.55 \left(\frac{208.66}{192.91} \right)^{0.75} + 0.8 \right]$$

$$K_z = 564\,398.23 \frac{lb}{in}$$

Calculamos la rotación sobre el eje X, según la Ecuación 2.38

$$K_{xx} = \frac{GB^3}{1 - \nu} \left[0.4 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.1 \right] = \frac{802.05 * (192.91)^3}{1 - 0.33} \left[0.4 \left(\frac{208.66}{192.91} \right) + 0.1 \right]$$

$$K_{xx} = 4\,577\,838\,867.03 \text{ lb} - \text{in}$$

Calculamos la rotación sobre el eje Y, según la Ecuación 2.39

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

$$K_{yy} = \frac{802.05 * (192.91)^3}{1 - 0.33} \left[0.47 \left(\frac{208.66}{192.91} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$$

$$K_{yy} = 5\,168\,678\,495.13 \text{ lb} - \text{in}$$

Calculamos la rotación sobre el eje Z, según la Ecuación 2.40

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

$$K_{zz} = 802.05 * (192.91)^3 \left[0.53 \left(\frac{208.66}{192.91} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$$

$$K_{zz} = 6\,635\,521\,718.87 \text{ lb} - \text{in}$$

Factores de corrección por Empotramiento:

Donde:

$$D = 2.10 \text{ m} \cong 82.68 \text{ in}$$

$$d = 0.50 \text{ m} \cong 19.69 \text{ in}$$

$$h = 1.85 \text{ m} \cong 72.83 \text{ in}$$

Calculamos el factor de corrección para la traslación en X e Y, según la Ecuación 2.41

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

$$\beta_x = \beta_y = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{82.68}{192.91}} \right) \left[1 + 1.6 \left(\frac{72.83 * 19.69(192.91 + 208.66)}{192.91 * 208.66^2} \right)^{0.4} \right]$$

$$\beta_x = \beta_y = 1.76$$

Calculamos el factor de corrección para la traslación en Z, Ecuación 2.42

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

$$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{82.68}{192.91} \left(2 + 2.6 \frac{192.91}{208.66} \right) \right] \cdot \left[1 + 0.32 \left(\frac{19.69(192.91 + 208.66)}{192.91 * 208.66} \right)^{2/3} \right]$$

$$\beta_z = 1.21$$

Calculamos el factor de corrección para la rotación en X, Ecuación 2.43

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

$$\beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{19.69}{192.91} \left[1 + \frac{2 * 19.69}{192.91} \left(\frac{19.69}{82.68} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{192.91}{208.66}} \right]$$

$$\beta_{xx} = 1.32$$

Calculamos el factor de corrección para la rotación en Y, Ecuación 2.44

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

$$\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left(\frac{19.69}{208.66} \right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{19.69}{208.66} \right)^{1.9} \left(\frac{19.69}{82.68} \right)^{-0.6} \right]$$

$$\beta_{yy} = 1.54$$

Calculamos el factor de corrección para la rotación en Z, Ecuación 2.45

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

$$\beta_{zz} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{192.91}{208.66} \right) \left(\frac{19.69}{192.91} \right)^{0.9}$$

$$\beta_{zz} = 1.64$$

Finalmente hacemos la corrección por empotramiento.

$$K_x = 442\,678.74 \frac{lb}{in} * 1.76 = 779\,308.28 \frac{lb}{in} \cong 13\,916.86 \frac{tnf}{m}$$

$$K_x = 13\,916.86 \frac{tnf}{m}$$

$$K_y = 445\,704.08 \frac{lb}{in} * 1.76 = 784\,634.19 \frac{lb}{in} \cong 14\,011.97 \frac{tnf}{m}$$

$$K_y = 14\,011.97 \frac{tnf}{m}$$

$$K_z = 564\,398.23 \frac{lb}{in} * 1.21 = 681\,625 \frac{lb}{in} \cong 13\,916.86 \frac{tnf}{m}$$

$$K_z = 13\,916.86 \frac{tnf}{m}$$

$$K_{xx} = 4\,577\,838\,867.03 \text{ lb} - \text{in} * 1.32 = 6\,050\,998\,150.69 \text{ lb} - \text{in} \\ \cong 69\,715.04 \text{ tnf} - m$$

$$K_{xx} = 69\,715.04 \text{ tnf} - m$$

$$K_{yy} = 5\,168\,678\,495.13 \text{ lb} - \text{in} * 1.54 = 7\,974\,601\,600.26 \text{ lb} - \text{in} \\ \cong 91\,877.35 \text{ tnf} - m$$

$$K_{yy} = 91\,877.35 \text{ tnf} - m$$

$$K_{zz} = 6\,635\,521\,717.87 \text{ lb} - \text{in} * 1.64 = 10\,892\,184\,605.24 \text{ lb} - \text{in} \\ \cong 125\,491.54 \text{ tnf} - m$$

$$K_{zz} = 125\,491.54 \text{ tnf} - m$$

Se muestra en la Tabla 3-1, de los coeficientes de Rigidez del suelo por el Modelo FEMA 440.

Tabla 3-1 Coeficientes de Rigidez FEMA 440

ZAPATA	K_x	K_y	K_z	K_{xx}	K_{yy}	K_{zz}
Z-1	13,916.86	14,011.97	12,172.45	69,715.04	91,877.35	125,491.54
Z-2	12,509.09	13,274.74	11,056.73	34,430.73	93,710.44	100,414.08
Z-6	18,769.29	20,024.34	18,452.52	160,285.45	512,382.11	500,141.68
Z-8	15,597.77	16,644.82	14,526.27	78,265.42	236,150.39	246,838.77
Z-9	16,074.36	17,017.07	14,991.91	92,472.63	250,613.47	263,043.80
Z-10	6,131.30	6,909.10	5,832.92	5,947.51	13,545.81	24,271.62
Z-E	6,131.30	6,909.10	5,832.92	5,947.51	13,545.81	24,271.62

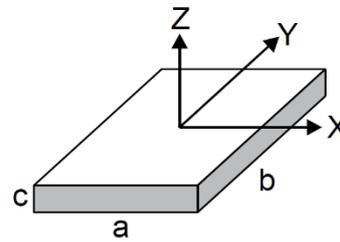
Fuente: Elaboración propia

Modelo D.D. Barkan – O.A. Savinov

Realizamos el cálculo de los coeficientes de rigidez para la zapata Z-1. Eje 7 y B

Datos:

- $a = 4.90\text{m}$
- $b = 5.30\text{m}$
- $c = 0.50\text{m}$
- $\mu = 0.33$



Calculamos la presión Estática del Suelo “ ρ ”

$$\rho = \frac{128.54 + 2.4 * 4.90 * 5.30 * 0.50}{4.90 * 5.30} = 6.14 \frac{tnf}{m^2} \cong 0.61 \frac{kg}{cm^2}$$

Calculamos el valor de C_0 , según la Ecuación 2.18

$$C_0 = 1.7 \frac{E_0}{1 - \mu^2} \cdot 10^{-3} = 1.7 \frac{150}{1 - 0.33^2} \cdot 10^{-3} = 0.29 \text{ kg/cm}^3$$

Calculamos el D_0 , Ecuación 2.19

$$D_0 = 1.7 \frac{E_0}{(1 + \mu)(1 - 0.5\mu)} \cdot 10^{-3} = 1.7 \frac{150}{(1 + \mu)(1 - 0.5\mu)} \cdot 10^{-3}$$

$$D_0 = 0.23 \text{ kg/cm}^3$$

Ahora Calculamos los coeficientes $C_x, C_y, C_z, C_{\phi x}$ y $C_{\phi y}$

$$C_x = C_y = D_0 \left[1 + \frac{2(a + b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} = 0.23 \left[1 + \frac{2(4.90 + 5.30)}{1 * 4.90 * 5.30} \right] \cdot \sqrt{\frac{0.61}{0.2}}$$

$$C_x = C_y = 0.72 \text{ kg/cm}^3$$

$$C_z = C_0 \left[1 + \frac{2(a + b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} = 0.29 \left[1 + \frac{2(4.90 + 5.30)}{1 * 4.90 * 5.30} \right] \cdot \sqrt{\frac{0.61}{0.2}}$$

$$C_z = 0.90 \text{ kg/cm}^3$$

$$C_{\varphi x} = C_0 \left[1 + \frac{2(a + 3b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} = 0.29 \left[1 + \frac{2(4.90 + 3(5.30))}{1 * 4.90 * 5.30} \right] \cdot \sqrt{\frac{0.61}{0.2}}$$

$$C_{\varphi x} = 1.31 \text{ kg/cm}^3$$

$$C_{\varphi y} = C_0 \left[1 + \frac{2(3a + b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} = 0.29 \left[1 + \frac{2(4.90 + 3(5.30))}{1 * 4.90 * 5.30} \right] \cdot \sqrt{\frac{0.61}{0.2}}$$

$$C_{\varphi y} = 1.27 \text{ kg/cm}^3$$

Calculamos Inercia en X e Y

$$I_{\varphi x} = \frac{ab^3}{12} = \frac{4.90(5.30)^3}{12} = 60.79 \text{ m}^4$$

$$I_{\varphi y} = \frac{ba^3}{12} = \frac{5.30(4.90)^3}{12} = 51.96 \text{ m}^4$$

Determinamos los Coeficientes de rigidez $K_x, K_y, K_z, K_{\varphi x}$ y $K_{\varphi y}$

$$K_x = C_x A = 0.72 * 1000 * 4.90 * 5.30 = 18\,670.08 \text{ tnf/m}$$

$$K_x = 18\,670.08 \text{ tnf/m}$$

$$K_y = C_y A = 0.72 * 1000 * 4.90 * 5.30 = 18\,670.08 \text{ tnf/m}$$

$$K_y = 18\,670.08 \text{ tnf/m}$$

$$K_z = C_z A = 0.90 * 1000 * 4.90 * 5.30 = 23\,267.93 \text{ tnf/m}$$

$$K_z = 23\,267.93 \text{ tnf/m}$$

$$K_{\varphi x} = C_{\varphi x} I_x = 1.31 * 1000(60.79) = 79\,367.93 \text{ tnf} - \text{m}$$

$$K_{\varphi x} = 79\,367.93 \text{ tnf} - \text{m}$$

$$K_{\varphi y} = C_{\varphi y} I_y = 1.27 * 1000(51.96) = 66\,233.55 \text{ tnf} - \text{m}$$

$$K_{\varphi y} = 66\,233.55 \text{ tnf} - \text{m}$$

En el Siguiete cuadro se presenta el resumen de los coeficientes de rigidez para cada zapata, de acuerdo a los cálculos realizados (Anexo 04.02).

Tabla 3-2 - Coeficientes de Rigidez - Barkan

ZAPATA	K_x (tonf/m)	K_y (tonf/m)	K_z (tonf/m)	$K_{\phi x}$ (tonf - m)	$K_{\phi y}$ (tonf - m)
Z-1 7B	18670.08	18670.08	23267.93	79367.93	66233.55
Z-1 8B	16939.79	16939.79	21111.53	72012.37	60095.24
Z-1 9B	19066.84	19066.84	23762.41	81054.61	67641.11
Z-2 6B	15116.55	15116.55	18839.28	99921.27	20033.72
Z-2 10B	15428.64	15428.64	19228.23	101984.23	20447.33
Z-6	39976.76	39976.76	49821.79	148335.41	812451.63
Z-8	19042.31	19042.31	23731.83	232693.27	41134.15
Z-9	38424.19	38424.19	47886.86	305675.04	1598385.51
Z-10	28909.14	28909.14	36028.56	22823.12	3847325.70
Z-E	3398.51	3398.51	4235.46	293.45	8257.54

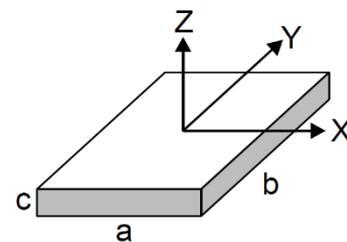
Fuente: Elaboración propia

Modelo Dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

Realizamos el cálculo de los coeficientes de rigidez para la zapata Z-1.

Datos:

- $a = 4.90m$
- $b = 5.30m$
- $c = 0.50m$
- $\mu = 0.33$
- $E = 1\ 500\ tnf/m^2$



Calculamos el coeficiente de compresión elástica uniforme

$$C_z = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right) = 1.2 * 1500 \left(1 + \sqrt{\frac{10}{4.90 * 5.30}} \right) = 2\ 916.96 \frac{tnf}{m^3}$$

$C_z = 2\ 916.96\ tnf/m^3$

Calculamos los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme C_x, C_y

$$C_x = 0.7 C_z = 0.7(2\ 916.96) = 2\ 041.87\ tnf/m^3$$

$C_x = 2\ 041.87\ tnf/m^3$

$$C_y = 0.7C_z = 0.7(2\,916.96) = 2\,041.87 \text{ tnf/m}^3$$

$$\mathbf{C_y = 2\,041.87 \text{ tnf/m}^3}$$

Calculamos los coeficientes de compresión elástico no uniforme $C_{\varphi x}$, $C_{\varphi y}$

$$C_{\varphi x} = 2C_z = 2(2\,916.96) = 5\,833.91 \text{ tnf/m}^3$$

$$\mathbf{C_{\varphi x} = 5\,833.91 \text{ tnf/m}^3}$$

$$C_{\varphi y} = 2C_z = 2(2\,916.96) = 5\,833.91 \text{ tnf/m}^3$$

$$\mathbf{C_{\varphi y} = 5\,833.91 \text{ tnf/m}^3}$$

Calculamos el coeficiente de desplazamiento elástico no uniforme $C_{\psi z}$

$$C_{\psi z} = C_z = 2\,916.96 = 2\,916.96 \text{ tnf/m}^3$$

$$\mathbf{C_{\psi z} = 2\,916.96 \text{ tnf/m}^3}$$

Cálculo del momento de inercia $I_{\varphi x}$, $I_{\varphi y}$

$$I_{\varphi x} = \frac{ab^3}{12} = \frac{4.90(5.30)^3}{12} = 60.79 \text{ m}^4$$

$$I_{\varphi y} = \frac{ba^3}{12} = \frac{5.30(4.90)^3}{12} = 51.96 \text{ m}^4$$

Cálculo del momento polar de inercia $I_{\psi z}$

$$I_{\psi z} = I_{\varphi x} + I_{\varphi y} = 60.79 + 51.96 = 112.75 \text{ m}^4$$

$$\mathbf{I_{\psi z} = 112.75 \text{ m}^4}$$

Finalmente calculamos los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme K_x , K_y ; compresión elástica uniforme K_z ; compresión elástica no uniforme $K_{\varphi x}$, $K_{\varphi y}$ y desplazamiento elástico no uniforme $K_{\psi z}$.

$$K_x = C_x A = 2\,041.87(4.90 * 5.30) = 53\,027.36 \text{ tnf/m}$$

$$K_x = 53\ 027.36\ \text{tnf/m}$$

$$K_y = C_y A = 2\ 041.87(4.90 * 5.30) = 53\ 027.36\ \text{tnf/m}$$

$$K_y = 53\ 027.36\ \text{tnf/m}$$

$$K_z = C_z A = 2\ 916.96(4.90 * 5.30) = 75\ 753.38\ \text{tnf/m}$$

$$K_z = 75\ 753.38\ \text{tnf/m}$$

$$K_{\varphi x} = C_{\varphi x} I_{\varphi x} = 5\ 833.91(60.79) = 354\ 652.07\ \text{tnf - m}$$

$$K_{\varphi x} = 354\ 652.07\ \text{tnf - m}$$

$$K_{\varphi y} = C_{\varphi y} I_{\varphi y} = 5\ 833.91(51.96) = 303\ 139.77\ \text{tnf - m}$$

$$K_{\varphi y} = 303\ 139.77\ \text{tnf - m}$$

$$K_{\psi z} = C_{\psi z} I_{\psi z} = 2\ 916.96(112.75) = 328\ 895.92\ \text{tnf - m}$$

$$K_{\psi z} = 328\ 895.92\ \text{tnf - m}$$

En el Siguiete cuadro se presenta el resumen de los coeficientes de rigidez para cada zapata, de acuerdo a los cálculos realizados en el Anexo 04.03

Tabla 3-3 - Coeficientes de Rigidez - Norma Rusa

ZAPATA	K_x (tonf/m)	K_y (tonf/m)	K_z (tonf/m)	$K_{\varphi x}$ (tonf - m)	$K_{\varphi y}$ (tonf - m)	$K_{\psi z}$ (tonf - m)
Z-1	53027.36	53027.36	75753.38	354652.07	303139.77	328895.92
Z-2	41685.36	41685.36	59550.52	381520.32	95380.08	238450.20
Z-6	109645.04	109645.04	156635.77	761249.84	3452513.41	2106881.62
Z-8	67724.33	67724.33	96749.05	1206500.94	264487.71	735494.32
Z-9	124142.99	124142.99	177347.13	1742031.42	2581258.60	2161645.01
Z-10	121873.50	121873.50	174105.00	203775.39	20377539.38	10290657.38
Z-E	9700.76	9700.76	13858.24	1478.21	24396.27	12937.24

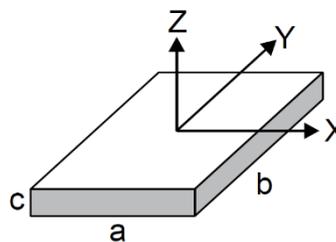
Fuente: Elaboración propia

Modelo Dinámico de WINKLER

Realizamos el cálculo de los coeficientes de rigidez para la zapata Z-1.

Datos:

- $a = 4.90\text{m}$
- $b = 5.30\text{m}$
- $c = 0.50\text{m}$
- $E = 1\,500\text{ tnf/m}^2$
- $K_b = 3.50\text{ kg/cm}^3$



Calculamos el área de contacto de la zapata con el terreno

$$A = 4.90 * 5.30 = 25.97$$

Coefficiente de balasto

$$K_b = 3.50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} = 3.50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} * \frac{1\text{tn}}{1000\text{kg}} * \frac{(100\text{cm})^3}{1\text{m}^3} = 3.50 \frac{10^6\text{ tn}}{10^3\text{ m}^3} = 3\,500 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3}$$

$$K_b = 3\,500\text{ tn/m}^3$$

Calculamos el coeficiente de rigidez K_z

$$K_z = A \cdot K_b = 25.97 * 3\,500 = 90\,895\text{ tnf/m}$$

$$K_z = 90\,895\text{ tnf/m}$$

En el siguiente cuadro se presenta el resumen de los coeficientes de rigidez para cada zapata, de acuerdo a los cálculos realizados.

Tabla 3-4 - Coeficientes de Rigidez - Winkler

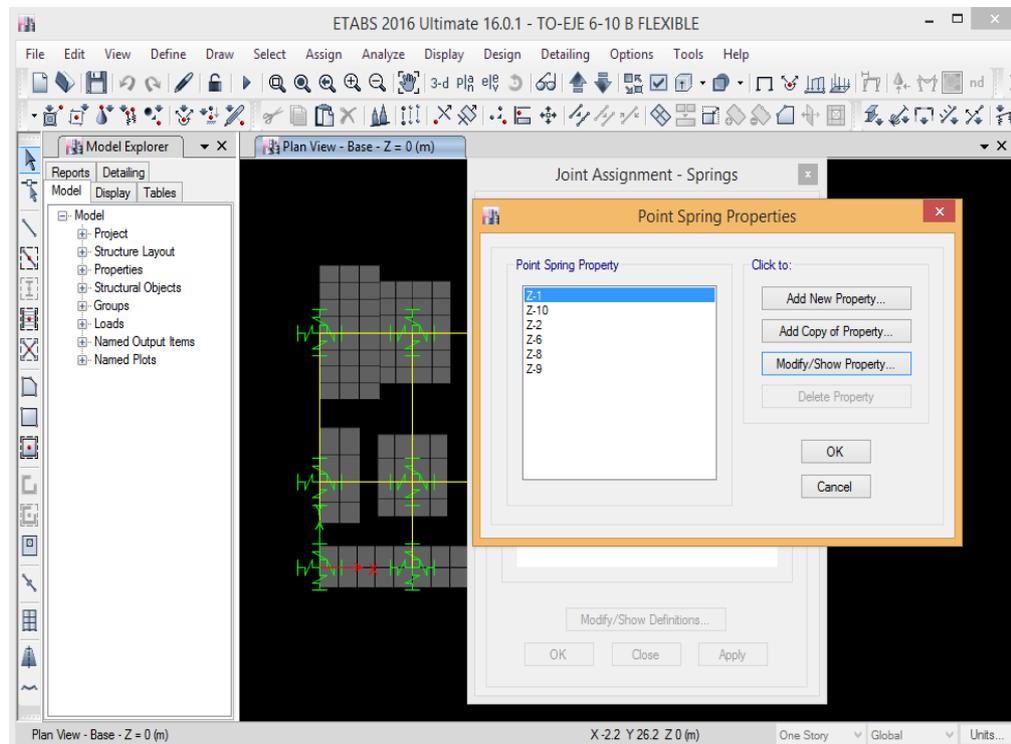
Zapata	Eje	Area(m2)	Coeficiente de balasto Cz=K1(tnf/m3)	Coeficiente de Rigidez Kz(tnf/m)	Nº de Apoyos	Coeficiente de Rigidez Kz(ETABS)
Z-1	7B	25.97	3500.00	90895.00	01	90895.00
	8B	25.97	3500.00	90895.00	01	90895.00
	9B	25.97	3500.00	90895.00	01	90895.00
Z-2	6B	19.07	3500.00	66727.50	01	66727.50
	10B	19.07	3500.00	66727.50	01	66727.50
Z-6	7C y 8C	62.01	3500.00	217031.50	02	108515.75
Z-8	6C	35.03	3500.00	122615.50	01	122615.50
Z-9	9C y 10C	71.74	3500.00	251090.00	02	125545.00
Z-10	A6-A10	70.35	3500.00	246225.00	25	9849.00
Z-E		2.60	3500.00	9100.00	02	4550.00

Fuente: Elaboración propia

3.7.1.2.2. Asignación de los Coeficientes de Rigidez

Para ello utilizamos la ruta “Joint Assignment-Springs”, donde ingresamos los coeficientes de rigidez de acuerdo al número de apoyos.

Figura 3.26 - Definición de coeficientes de Rigidez



Fuente: Etabs v16.1

3.7.2. Análisis Sísmico Dinámico – ISE

Para realizar el análisis sísmico dinámico considerando interacción suelo estructura (ISE), para este fin incorporamos los espectros de pseudoaceleraciones de acuerdo a la norma E-030 y FEMA 356; debemos definir los casos de carga para realizar el análisis en las direcciones X e Y, en este caso consideramos el apoyo de la base flexible.

3.7.2.1. Modelo FEMA 440

Para ingresar nuestro Espectro de Respuesta, se calcula de acuerdo al FEMA 440 teniendo un Periodo (T) y una Aceleración Espectral definido por:

$$S_a = ZUCS * g/R$$

El espectro definido se llamará Espectro FEMA 356.

3.7.2.1.1. Efecto cinemático en la Interacción suelo – estructura

El ancho efectivo de la cimentación se evalúa como $b_e = \sqrt{ab}$, el espectro de sismo deberá ser escalado haciendo uso del porcentaje por efecto cinemático en la Interacción Suelo – Estructura (RRS). El RRS se calcula de la fórmula siguiente:

Se trabajará con el área de la cimentación $ab = A = 355.17 \text{ m}^2$.

Por lo tanto el Ancho efectivo será:

$$b_e = \sqrt{ab}$$

$$b_e = \sqrt{355.17}$$

$$b_e = 18.85 \text{ m} \cong 61.83 \text{ ft}$$

Calculamos el RRS_{bsa} como una función del periodo, con la **Ecuación 2.32**

$$RRS_{bsa} = 1 - \frac{1}{14,100} \left(\frac{b_e}{T} \right)^{1.2} \geq \text{el valor de; } T = 0.2 \text{ s}$$

Para $T = 0.2 \text{ s}$

$$RRS_{bsa} = 1 - \frac{1}{14,100} \left(\frac{61.83}{0.2} \right)^{1.2} = 0.9310$$

Para $T = 0.4 \text{ s}$

$$RRS_{bsa} = 1 - \frac{1}{14,100} \left(\frac{61.83}{0.4} \right)^{1.2} = 0.9700$$

Para $T = 0.8 \text{ s}$

$$RRS_{bsa} = 1 - \frac{1}{14,100} \left(\frac{61.83}{0.8} \right)^{1.2} = 0.9869$$

Calculamos el producto del espectro de campo libre y el total de RRS, Según la Ecuación 2.34

$$Sa_{FIM} = Sa * RRS_{bsa}$$

Para $T = 0.2 \text{ s}$

$$Sa_{FIM} = 0.26765 * 0.9310 = 0.2492$$

Para $T = 0.4 \text{ s}$

$$Sa_{FIM} = 0.26765 * 0.9700 = 0.2596$$

Para $T = 0.8 \text{ s}$

$$Sa_{FIM} = 0.26765 * 0.9869 = 0.2641$$

Los resultados se muestran en la **Tabla 3-5**

Tabla 3-5 Efecto de Interacción Cinemática

T	C	Sa/g	RRS	SaFIM
0.02	2.50	0.26765	0.9310	0.2492
0.04	2.50	0.26765	0.9310	0.2492
0.06	2.50	0.26765	0.9310	0.2492
0.08	2.50	0.26765	0.9310	0.2492
0.10	2.50	0.26765	0.9310	0.2492
0.12	2.50	0.26765	0.9310	0.2492
0.14	2.50	0.26765	0.9310	0.2492
0.16	2.50	0.26765	0.9310	0.2492
0.18	2.50	0.26765	0.9310	0.2492
0.20	2.50	0.26765	0.9310	0.2492

0.40	2.50	0.26765	0.9700	0.2596
0.60	2.50	0.26765	0.9815	0.2627
0.80	2.50	0.26765	0.9869	0.2641
1.00	2.50	0.26765	0.9900	0.2650
1.10	2.27	0.24332	0.9911	0.2411
1.20	2.08	0.22304	0.9920	0.2212
1.30	1.92	0.20588	0.9927	0.2044
1.40	1.79	0.19118	0.9933	0.1899
1.50	1.67	0.17843	0.9938	0.1773
1.60	1.56	0.16728	0.9943	0.1663
1.70	1.38	0.14818	0.9947	0.1474
1.80	1.23	0.13217	0.9951	0.1315
1.90	1.11	0.11862	0.9954	0.1181
2.00	1.00	0.10706	0.9956	0.1066
2.50	0.64	0.06852	0.9967	0.0683
3.00	0.44	0.04758	0.9973	0.0475
4.00	0.25	0.02676	0.9981	0.0267
5.00	0.16	0.01713	0.9985	0.0171
6.00	0.11	0.01190	0.9988	0.0119
7.00	0.08	0.00874	0.9990	0.0087
8.00	0.06	0.00669	0.9992	0.0067
9.00	0.05	0.00529	0.9993	0.0053

Fuente: Elaboración propia

3.7.2.1.2. Amortiguamiento en la cimentación por Interacción Suelo – Estructura

Se seguirá el procedimiento indicado en el FEMA 440.

Datos:

Peso para cálculo sísmico	$P =$	1959.77	<i>tnf</i>	4320.55	<i>klb</i>
Aceleración de la gravedad	$g =$	9.81	<i>m/s²</i>	386.22	<i>pulg/s²</i>
Masa para cálculo sísmico	$M =$	199.77	<i>tnf s²/m</i>	11.19	<i>klb s²/pulg</i>
Periodo de Vibración	$T =$	0.473	<i>s</i>		
% de participación de masa	$\%P =$	24.66	<i>%</i>		
Periodo de vibración (resorte)	$\tilde{T} =$	0.642	<i>s</i>		
Amortiguamiento	$\beta_1 =$	5.00	<i>%</i>		
Módulo de Corte Efectivo	$G =$	56.39	<i>kg/cm²</i>	0.80	<i>klb/pulg²</i>
Módulo de poisson	$\nu =$	0.33			
Demanda de ductilidad	$\mu =$	3.00			
Área de Cimentación	$A_f =$	355.17	<i>m²</i>	550514.60	<i>pulg²</i>
Altura efectiva	$h =$	12.15	<i>m</i>	478.35	<i>pulg</i>

Cálculo de la Rigidez efectiva, según la Ecuación 2.46

$$K_{fixed}^* = M^* \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 = 11.19 * 0.2466 \left(\frac{2\pi}{0.473} \right)^2 = 486.78 \text{ klb/pulg}$$

$$K_{fixed}^* = 486.78 \frac{\text{klb}}{\text{pulg}} \cong 8\,692.94 \text{ tnf/m}$$

Cálculo de radio equivalente de la cimentación, según la **Ecuación 2.47**

$$r_x = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}} = \sqrt{\frac{550514.60}{\pi}} = 418.61 \text{ pulg}$$

$$r_x = 418.61 \text{ pulg} \cong 10.63 \text{ m}$$

Cálculo de la Rigidez Traslacional de la Cimentación, según la **Ecuación 2.48**

$$K_x = \frac{8}{2-v} Gr_x = \frac{8}{2-0.33} (0.80)418.61 = 1\,608.38 \text{ klb/pulg}$$

$$K_x = 1\,608.38 \frac{\text{klb}}{\text{pulg}} \cong 287\,223.54 \text{ kg/cm}$$

Cálculo de la Rigidez Rotacional de la Cimentación, según la **Ecuación 2.50**

$$K_{\theta} = \frac{K_{fixed}^*(h^*)^2}{\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2 - 1 - \frac{K_{fixed}^*}{K_x}} = \frac{486.78(478.35)^2}{\left(\frac{0.642}{0.473}\right)^2 - 1 - \frac{486.78}{1\,608.38}}$$

$$= 197\,610\,785.49 \text{ klb - pulg/rad}$$

$$K_{\theta} = 197\,610\,785.49 \text{ klb - pulg/rad} \cong 227\,672\,251\,102.96 \text{ kg - cm/rad}$$

Cálculo de Radio por Rotación Equivalente de la Cimentación, según la **Ecuación 2.51**

$$r_{\theta} = \left(\frac{3(1-v)K_{\theta}}{8G} \right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{3(1-0.33)197\,610\,785.49}{8(0.80)} \right)^{\frac{1}{3}} = 395.58 \text{ pulg}$$

$$r_{\theta} = 395.58 \text{ pulg} \cong 10.05 \text{ m}$$

Cálculo de la relación Periodo-Alargamiento efectivo, según la **Ecuación 2.52**

$$\frac{\tilde{T}_{eff}}{T_{eff}} = \left\{ 1 + \frac{1}{\mu} \left[\left(\frac{\tilde{T}}{T} \right)^2 - 1 \right] \right\}^{0.5} = \left\{ 1 + \frac{1}{3.00} \left[\left(\frac{0.642}{0.473} \right)^2 - 1 \right] \right\}^{0.5} = 1.135$$

$$\frac{\tilde{T}_{eff}}{T_{eff}} = 1.135$$

Luego calculamos el amortiguamiento de la cimentación, según la Ecuación 2.53.

Para esto primeramente calculamos los coeficientes de empotramiento según la Ecuación 2.56

$$c_e = 1.5 \left(\frac{e}{r_x} \right) + 1 = 1.5 \left(\frac{0}{418.16} \right) + 1 = 1$$

Seguidamente calculamos los coeficientes de amortiguamiento, según la **Ecuación 2.54** y la **Ecuación 2.55**

$$a_1 = c_e \exp \left(4.7 - \frac{1.6h}{r_\theta} \right) = 1 * \exp \left(4.7 - \frac{1.6(478.35)}{395.58} \right) = 15.90$$

$$a_1 = 15.90$$

$$a_2 = c_e \left[25 \ln \left(\frac{h}{r_\theta} \right) - 16 \right] = 1 * \left[25 \ln \left(\frac{478.35}{395.58} \right) - 16 \right] = -11.26$$

$$a_2 = -11.26$$

El amortiguamiento de la cimentación será.

$$\beta_f = a_1 \left(\frac{\tilde{T}_{eff}}{T_{eff}} - 1 \right) + a_2 \left(\frac{\tilde{T}_{eff}}{T_{eff}} - 1 \right)^2 = 15.90(1.135 - 1) - 11.26(1.135 - 1)^2$$

$$\beta_f = 1.94\%$$

Cálculo del amortiguamiento Flexible en la Cimentación, según la **Ecuación 2.57**

$$\beta_o = \beta_f + \frac{\beta_i}{\left(\frac{\tilde{T}_{eff}}{T_{eff}} \right)^3} = 1.94 + \frac{5.00}{(1.135)^3} = 5.36\%$$

$$\beta_o = 5.36\%$$

Cálculo del Factor para Escalar el Espectro de Sismo, según la **Ecuación 2.58**

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}(in\%)} = \frac{4}{5.6 - \ln(5.36)} = 1.02$$

$$B = 1.02$$

3.7.2.1.1. Definición del Espectro de Diseño

El espectro de sismo calculado inicialmente se debe ajustar para considerar los efectos de la interacción suelo-estructura. A continuación se muestran los valores de las aceleraciones para el nuevo espectro de sismo de diseño.

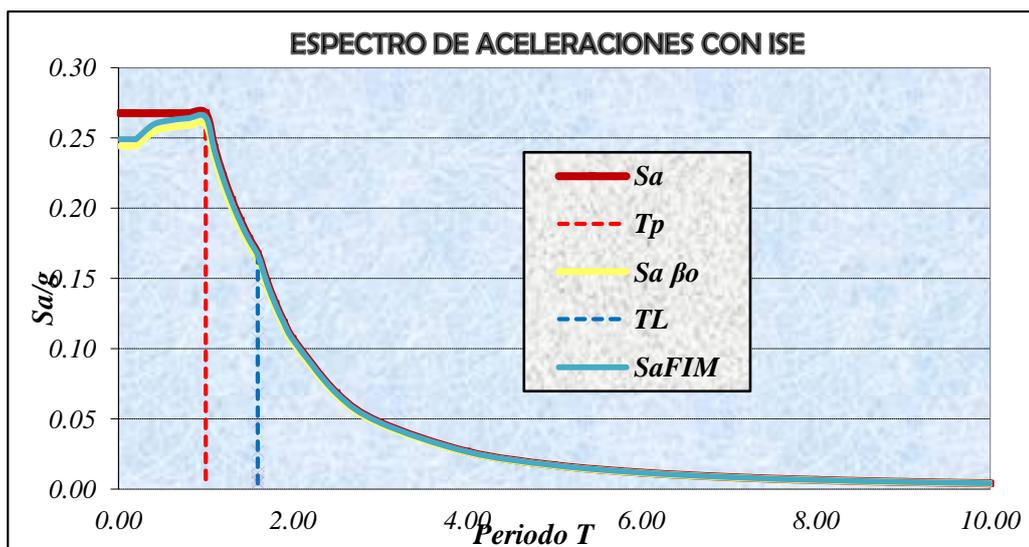
Tabla 3-6 Cálculo de aceleración espectral con ISE

T	C	Sa/g	RRS	SaFIM	Sa βo
0.02	2.50	0.26765	0.9310	0.2492	0.2442
0.04	2.50	0.26765	0.9310	0.2492	0.2442
0.06	2.50	0.26765	0.9310	0.2492	0.2442
0.08	2.50	0.26765	0.9310	0.2492	0.2442
0.10	2.50	0.26765	0.9310	0.2492	0.2442
0.12	2.50	0.26765	0.9310	0.2492	0.2442
0.14	2.50	0.26765	0.9310	0.2492	0.2442
0.16	2.50	0.26765	0.9310	0.2492	0.2442
0.18	2.50	0.26765	0.9310	0.2492	0.2442
0.20	2.50	0.26765	0.9310	0.2492	0.2442
0.40	2.50	0.26765	0.9700	0.2596	0.2545
0.60	2.50	0.26765	0.9815	0.2627	0.2575
0.80	2.50	0.26765	0.9869	0.2641	0.2589
1.00	2.50	0.26765	0.9900	0.2650	0.2597
1.10	2.27	0.24332	0.9911	0.2411	0.2364
1.20	2.08	0.22304	0.9920	0.2212	0.2169
1.30	1.92	0.20588	0.9927	0.2044	0.2003
1.40	1.79	0.19118	0.9933	0.1899	0.1861
1.50	1.67	0.17843	0.9938	0.1773	0.1738
1.60	1.56	0.16728	0.9943	0.1663	0.1630
1.70	1.38	0.14818	0.9947	0.1474	0.1445
1.80	1.23	0.13217	0.9951	0.1315	0.1289
1.90	1.11	0.11862	0.9954	0.1181	0.1157
2.00	1.00	0.10706	0.9956	0.1066	0.1045
2.50	0.64	0.06852	0.9967	0.0683	0.0669
3.00	0.44	0.04758	0.9973	0.0475	0.0465
4.00	0.25	0.02676	0.9981	0.0267	0.0262

5.00	0.16	0.01713	0.9985	0.0171	0.0168
6.00	0.11	0.01190	0.9988	0.0119	0.0116
7.00	0.08	0.00874	0.9990	0.0087	0.0086
8.00	0.06	0.00669	0.9992	0.0067	0.0066
9.00	0.05	0.00529	0.9993	0.0053	0.0052
10.00	0.04	0.00428	0.9994	0.0043	0.0042

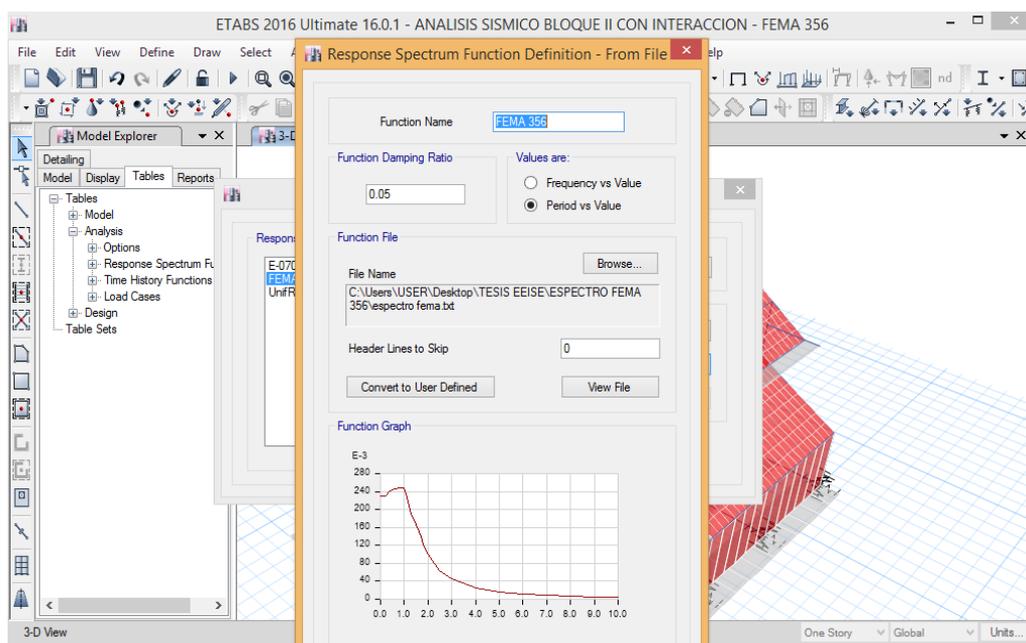
Fuente: Elaboración propia

Figura 3.27 - Espectro de aceleraciones con ISE



Fuente: Elaboración propia

Figura 3.28 - Espectro ISE en ETABS

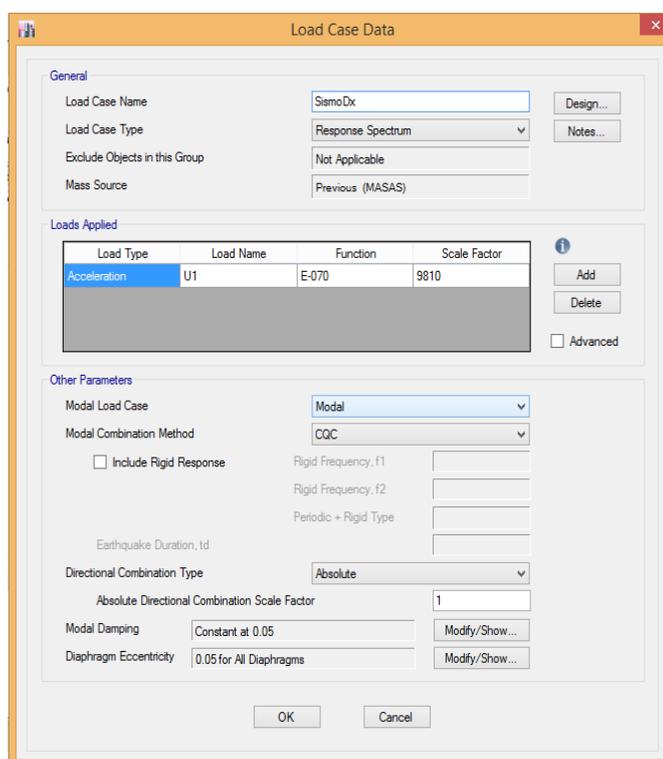


Fuente: Etabs v16.1

3.7.2.1.2. Definición de los Casos de Análisis

Luego de definir el espectro, procedemos a definir las cargas que participaran en el modelo estructural. *Define – Analysis cases.*

Figura 3.29 - Casos de análisis



Fuente: Etabs v16.1

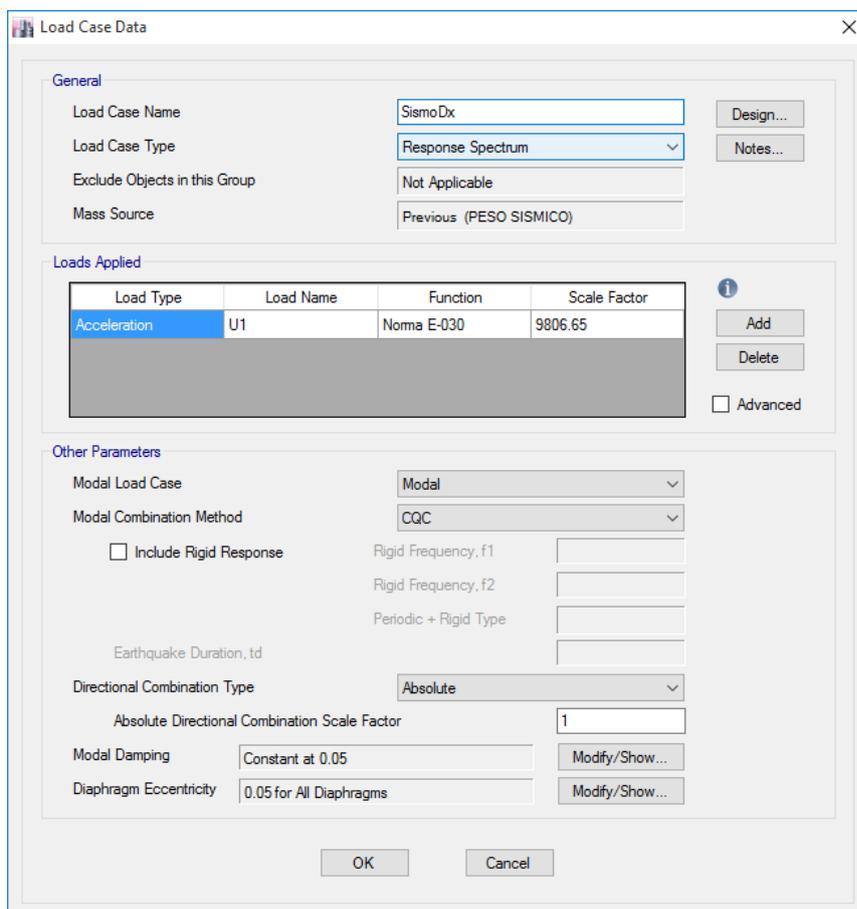
3.7.2.2. Modelo de D.D Barkan – O.A Savinov

3.7.2.2.1. Definición del Espectro de Diseño

Utilizamos el espectro calculado con la norma de diseño sismo resistente E.030; del Reglamento Nacional de Edificaciones, Espectro E.030.

3.7.2.2.2. Definición de los Casos de Análisis

Figura 3.30 - Casos de análisis Barkan



Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Norma E-030	9806.65

Fuente: Etabs v16.1

3.7.2.3. Modelo de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

3.7.2.3.1. Definición del Espectro de Diseño

Utilizamos el espectro calculado con la norma de diseño sismo resistente E.030; del Reglamento Nacional de Edificaciones, Espectro E.030.

3.7.2.3.2. Definición de los Casos de Análisis

Los casos de análisis serán el mismo que el ítem 3.7.2.2.2

3.7.2.4. Modelo de Winkler – Coeficiente de Balasto

3.7.2.4.1. Definición del Espectro de Diseño

Utilizamos el espectro calculado con la norma de diseño sismo resistente E.030; del Reglamento Nacional de Edificaciones, Espectro E.030.

3.7.2.4.2. Definición de los Casos de Análisis

Los casos de análisis serán el mismo que el ítem 3.7.2.2.2

CAPITULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1. ANÁLISIS SÍSMICO CON BASE EMPOTRADA

4.1.1. Periodo Natural

El Periodo natural del edificio es de 0.876 s.

Tabla 4-1 Periodos con base empotrada

Caso	Modo	Periodo (seg)
Modal	1	0.876
Modal	2	0.849
Modal	3	0.839
Modal	4	0.549
Modal	5	0.473
Modal	6	0.439
Modal	7	0.325
Modal	8	0.264
Modal	9	0.240
Modal	10	0.210
Modal	11	0.196
Modal	12	0.174
Modal	13	0.172
Modal	14	0.153
Modal	15	0.134
Modal	16	0.107
Modal	17	0.090
Modal	18	0.077
Modal	19	0.048
Modal	20	0.046

Fuente: Elaboración Propia

4.1.2. Modos de vibración

Tabla 4-2 Modos de vibración de la estructura

Modo	Periodo	UX	UY	RZ	SUM UX	SUM UY	SUM RZ
1	0.876	7.57%	0.00%	0.00%	7.57%	0.00%	7.25%
2	0.849	0.02%	0.00%	0.00%	7.59%	0.00%	7.27%
3	0.839	0.33%	0.00%	0.00%	7.92%	0.00%	7.58%
4	0.549	6.12%	0.06%	0.13%	14.04%	0.06%	10.15%
5	0.473	24.66%	6.40%	9.49%	38.70%	6.46%	45.61%
6	0.439	8.78%	22.52%	37.94%	47.48%	28.98%	56.45%
7	0.325	0.86%	40.33%	8.36%	48.33%	69.31%	56.48%
8	0.264	17.05%	0.41%	0.01%	65.38%	69.72%	57.21%
9	0.240	0.17%	8.00%	0.75%	65.55%	77.72%	57.23%
10	0.210	1.33%	8.76%	5.01%	66.89%	86.48%	58.03%
11	0.196	2.00%	2.74%	2.13%	68.89%	89.22%	60.55%
12	0.174	5.24%	0.29%	0.05%	74.13%	89.51%	80.81%
13	0.172	0.03%	0.89%	1.19%	74.16%	90.40%	81.05%
14	0.153	0.47%	0.05%	0.17%	74.64%	90.44%	81.70%
15	0.134	0.66%	0.03%	0.28%	75.29%	90.47%	81.70%
16	0.107	3.15%	0.05%	0.0023	78.44%	90.52%	82.19%
17	0.090	9.05%	0.41%	0.0141	87.49%	90.93%	83.17%
18	0.077	0.57%	7.40%	0.2518	88.07%	98.33%	83.30%
19	0.048	3.10%	1.17%	0.0206	91.16%	99.50%	88.47%
20	0.046	7.65%	0.30%	0.0047	98.81%	99.79%	96.33%

Fuente: Elaboración Propia

4.1.3. Desplazamientos de entrepiso

4.1.3.1. Análisis Estático

Tabla 4-3 Desplazamientos de entrepiso - Análisis Estático

Nivel	Diafragma	UX (mm)	UY (mm)
Nivel 03	-	16.78	10.44
Nivel 02	-	12.49	8.80
Nivel 01	D1	5.63	4.49
Base	-	-	-

Fuente: Elaboración Propia

4.1.3.2. Análisis Dinámico

Tabla 4-4 Desplazamiento de entrepiso - Análisis Dinámico

Nivel	Diafragma	UX (mm)	UY (mm)
Nivel 03	-	10.55	6.08
Nivel 02	-	7.34	5.15
Nivel 01	D1	3.52	2.73
Base	-	-	-

Fuente: Elaboración Propia

4.1.4. Derivas de Entrepiso

4.1.4.1. Análisis Estático

Derivas de entrepiso en el eje X

Tabla 4-5 Derivas de entrepiso - Análisis Estático “X”

Nivel	Altura (m)	Desp. (mm)	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ limite	Control de derivas
Nivel 3	17.35	16.78	0.00089	0.004560	0.456	0.700	Cumple
Nivel 2	12.55	12.49	0.00128	0.006536	0.654	0.700	Cumple
Nivel 1	7.2	5.63	0.00078	0.003989	0.399	0.700	Cumple
Base	-	-	-	-			

Fuente: Elaboración Propia

Derivas de entrepiso en el eje Y

Tabla 4-6 Derivas de entrepiso - Análisis Estático “Y”

Nivel	Altura (m)	Desp. (mm)	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ limite	Control de derivas
Nivel 3	17.35	10.44	0.000343	0.001485	0.148	0.700	Cumple
Nivel 2	12.55	8.80	0.000805	0.003491	0.349	0.700	Cumple
Nivel 1	7.2	4.49	0.000624	0.002704	0.270	0.700	Cumple
Base	-	-	-	-			

Fuente: Elaboración Propia

4.1.4.2. Análisis Dinámico

Derivas de entrepiso en el eje X

Tabla 4-7 Derivas de entrepiso - Análisis Dinámico “X”

Nivel	Altura (m)	Desp. (mm)	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ limite	Control de derivas
Nivel 3	17.35	10.55	0.000668	0.003409	0.341	0.700	Cumple
Nivel 2	12.55	7.34	0.000715	0.003646	0.365	0.700	Cumple
Nivel 1	7.2	3.52	0.000489	0.002493	0.249	0.700	Cumple
Base	-	-	-	-			

Fuente: Elaboración Propia

Derivas de entrepiso en el eje Y

Tabla 4-8 Derivas de entrepiso - Análisis Dinámico “Y”

Nivel	Altura (m)	Desp. (mm)	Derivas Δelástica	Derivas inelásticas Δinelástica	Derivas inelásticas Δ(%)	Deriva límite Δlimite	Control de derivas
Nivel 3	17.35	6.08	0.000193	0.000986	0.099	0.700	Cumple
Nivel 2	12.55	5.15	0.000453	0.002310	0.231	0.700	Cumple
Nivel 1	7.2	2.73	0.000379	0.001934	0.193	0.700	Cumple
Base	-	-	-	-			

Fuente: Elaboración Propia

4.1.5. Peso total de la Estructura

El Peso total de la estructura es de 1 959.77 tnf

Tabla 4-9 Peso por Piso

Nivel	Peso
Nivel 03	616.85
Nivel 02	598.11
Nivel 01	744.81
Peso Total	1 959.77

Fuente: Elaboración Propia

4.1.6. Fuerzas internas máximas

4.1.6.1. Análisis Estático

Tabla 4-10 Fuerzas Internas máximas - Análisis Estático

Dirección	Fuerza axial (Tn)	Fuerza Cortante (Tn)	Momento (Tn.m)
XX	230.58	56.94	135.36
YY	109.35	67.11	124.11

Fuente: Elaboración Propia

4.1.6.2. Análisis Dinámico

Tabla 4-11 Fuerzas Internas máximas - Análisis Dinámico

Dirección	Fuerza axial (Tn)	Fuerza Cortante (Tn)	Momento (Tn.m)
XX	121.23	40.70	85.17
YY	73.41	41.03	76.31

Fuente: Elaboración Propia

4.1.7. Fuerzas Contantes por Piso

4.1.7.1. Análisis Estático

Tabla 4-12 Fuerzas Cortantes - Dirección "X"

Nivel	Caso	Fuerza Cortante (Tn)
Nivel 3	Sismo Ex	252.47
Nivel 2	Sismo Ex	165.96
Nivel 1	Sismo Ex	106.10

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4-13 Fuerzas Cortantes - Dirección "Y"

Nivel	Caso	Fuerza Cortante (Tn)
Nivel 3	Sismo Ey	252.47
Nivel 2	Sismo Ey	165.96
Nivel 1	Sismo Ey	106.10

Fuente: Elaboración Propia

4.1.7.2. Análisis Dinámico

Tabla 4-14 Fuerzas Cortantes - Dirección "X"

Nivel	Caso	Fuerza Cortante (Tn)
Nivel 3	Sismo Dx	83.49
Nivel 2	Sismo Dx	90.30
Nivel 1	Sismo Dx	46.32

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4-15 Fuerzas Cortantes - Dirección "Y"

Nivel	Caso	Fuerza Cortante (Tn)
Nivel 3	Sismo Dy	137.07
Nivel 2	Sismo Dy	87.28
Nivel 1	Sismo Dy	56.77

Fuente: Elaboración Propia

4.2. ANÁLISIS SÍSMICO CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

4.2.1. MODELO DE FEMA 440

4.2.1.1. Periodo Natural

El Periodo natural del edificio es de 0.917 s.

Tabla 4-16 Periodos con ISE - FEMA 440

Caso	Modo	Periodo (seg)
Modal	1	0.917
Modal	2	0.850
Modal	3	0.840
Modal	4	0.696
Modal	5	0.642
Modal	6	0.596
Modal	7	0.388
Modal	8	0.354
Modal	9	0.254
Modal	10	0.242
Modal	11	0.223
Modal	12	0.186
Modal	13	0.165
Modal	14	0.158
Modal	15	0.137
Modal	16	0.116
Modal	17	0.099
Modal	18	0.080
Modal	19	0.073

Fuente: Elaboración Propia

4.2.1.2. Modos de vibración

Tabla 4-17 Modos de vibración de la estructura

Modo	Periodo	UX	UY	RZ	SUM UX	SUM UY	SUM RZ
1	0.876	17.07%	0.00%	11.43%	17.07%	0.00%	11.43%
2	0.849	0.01%	0.00%	0.01%	17.08%	0.00%	11.44%
3	0.839	0.20%	0.00%	0.12%	17.28%	0.01%	11.55%
4	0.549	0.09%	62.30%	0.77%	17.37%	62.31%	12.32%
5	0.473	30.68%	0.79%	21.72%	48.05%	63.10%	34.04%
6	0.439	8.24%	0.50%	9.50%	56.29%	63.59%	43.55%
7	0.325	4.44%	5.98%	1.55%	60.73%	69.58%	45.09%
8	0.264	20.15%	2.32%	19.12%	80.88%	71.89%	64.21%

9	0.240	0.04%	5.85%	0.40%	80.92%	77.75%	64.60%
10	0.210	2.43%	0.19%	18.13%	83.36%	77.93%	82.73%
11	0.196	0.01%	3.45%	0.22%	83.37%	81.38%	82.95%
12	0.174	0.13%	0.48%	1.27%	83.50%	81.87%	84.22%
13	0.172	3.60%	0.36%	0.33%	87.11%	82.23%	84.55%
14	0.153	4.20%	0.62%	0.00%	91.31%	82.85%	84.55%
15	0.134	0.16%	12.64%	0.57%	91.47%	95.48%	85.12%
16	0.107	2.32%	1.32%	1.67%	93.79%	96.80%	86.79%
17	0.090	1.64%	1.74%	3.30%	95.43%	98.54%	90.09%
18	0.077	2.18%	1.11%	0.00%	97.61%	99.66%	90.09%
19	0.048	2.34%	0.31%	0.41%	99.95%	99.97%	90.50%

Fuente: Elaboración Propia

4.2.1.3. Desplazamientos de entrepiso

4.2.1.3.1. Análisis Estático

Tabla 4-18 Desplazamientos de entrepiso - Análisis Estático

Nivel	Diafragma	UX (mm)	UY (mm)
Nivel 03	-	36.75	35.30
Nivel 02	-	28.91	28.79
Nivel 01	D1	18.79	17.62
Base	-	-	-

Fuente: Elaboración Propia

4.2.1.3.2. Análisis Dinámico

Tabla 4-19 Desplazamiento de entrepiso - Análisis Dinámico

Nivel	Diafragma	UX (mm)	UY (mm)
Nivel 03	-	24.68	31.98
Nivel 02	-	18.89	24.83
Nivel 01	D1	12.39	15.58
Base	-	-	-

Fuente: Elaboración Propia

4.2.1.4. Derivas de Entrepiso

4.2.1.4.1. Análisis Estático

Derivas de entrepiso en el eje X

Tabla 4-20 Derivas de entrepiso - Análisis Estático “X”

Nivel	Altura (m)	Desp. (mm)	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ limite	Control de derivas
Nivel 3	17.35	36.75	0.00163	0.008811	0.881	0.700	No cumple
Nivel 2	12.55	28.91	0.00189	0.010219	1.022	0.700	No cumple
Nivel 1	7.2	18.79	0.00261	0.014093	1.409	0.700	No cumple
Base	-	-	-	-			

Fuente: Elaboración Propia

Derivas de entrepiso en el eje Y

Tabla 4-21 Derivas de entrepiso - Análisis Estático “Y”

Nivel	Altura (m)	Desp. (mm)	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ limite	Control de derivas
Nivel 3	17.35	35.30	0.001357	0.007328	0.733	0.700	No cumple
Nivel 2	12.55	28.79	0.002087	0.011272	1.127	0.700	No cumple
Nivel 1	7.2	17.62	0.002447	0.013214	1.321	0.700	No cumple
Base	-	-	-	-			

Fuente: Elaboración Propia

4.2.1.4.2. Análisis Dinámico

Derivas de entrepiso en el eje X

Tabla 4-22 Derivas de entrepiso - Análisis Dinámico “X”

Nivel	Altura (m)	Desp. (mm)	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ limite	Control de derivas
Nivel 3	17.35	24.68	0.001207	0.005232	0.523	0.700	Cumple
Nivel 2	12.55	18.89	0.001215	0.005268	0.527	0.700	Cumple
Nivel 1	7.2	12.39	0.001721	0.007459	0.746	0.700	No cumple
Base	-	-	-	-			

Fuente: Elaboración Propia

Derivas de entrepiso en el eje Y

Tabla 4-23 Derivas de entrepiso - Análisis Dinámico “Y”

Nivel	Altura (m)	Desp. (mm)	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ limite	Control de derivas
Nivel 3	17.35	31.98	0.001490	0.006457	0.646	0.700	Cumple
Nivel 2	12.55	24.83	0.001729	0.007494	0.749	0.700	No cumple
Nivel 1	7.2	15.58	0.002163	0.009379	0.938	0.700	No cumple
Base	-	-	-	-			

Fuente: Elaboración Propia

4.2.1.5. Fuerzas internas máximas

4.2.1.5.1. Análisis Estático

Tabla 4-24 Fuerzas Internas máximas - Análisis Estático

Dirección	Fuerza axial (Tn)	Fuerza Cortante (Tn)	Momento (Tn.m)
XX	99.05	58.22	118.57
YY	115.01	65.15	132.96

Fuente: Elaboración Propia

4.2.1.5.2. Análisis Dinámico

Tabla 4-25 Fuerzas Internas máximas - Análisis Dinámico

Dirección	Fuerza axial (Tn)	Fuerza Cortante (Tn)	Momento (Tn.m)
XX	68.96	34.56	82.14
YY	105.79	59.63	120.10

Fuente: Elaboración Propia

4.2.1.6. Fuerzas Contantes por Piso

4.2.1.6.1. Análisis Estático

Tabla 4-26 Fuerzas Cortantes - Dirección “X”

Nivel	Caso	Fuerza Cortante (Tn)
Nivel 3	Sismo Ex	252.47
Nivel 2	Sismo Ex	165.96
Nivel 1	Sismo Ex	106.10

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4-27 Fuerzas Cortantes - Dirección "Y"

Nivel	Caso	Fuerza Cortante (Tn)
Nivel 3	Sismo Ey	252.47
Nivel 2	Sismo Ey	165.96
Nivel 1	Sismo Ey	106.10

Fuente: Elaboración Propia

4.2.1.6.2. Análisis Dinámico

Tabla 4-28 Fuerzas Cortantes - Dirección "X"

Nivel	Caso	Fuerza Cortante (Tn)
Nivel 3	Sismo Dx	92.70
Nivel 2	Sismo Dx	120.85
Nivel 1	Sismo Dx	74.98

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4-29 Fuerzas Cortantes - Dirección "Y"

Nivel	Caso	Fuerza Cortante (Tn)
Nivel 3	Sismo Dy	203.02
Nivel 2	Sismo Dy	113.97
Nivel 1	Sismo Dy	84.16

Fuente: Elaboración Propia

4.2.2. MODELO DE D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV

4.2.2.1. Periodo Natural

El Periodo natural del edificio es de 0.893 s.

Tabla 4-30 Periodos con ISE - Barkan

Caso	Modo	Periodo (seg)
Modal	1	0.893
Modal	2	0.850
Modal	3	0.839
Modal	4	0.597
Modal	5	0.572
Modal	6	0.557
Modal	7	0.376
Modal	8	0.302
Modal	9	0.249
Modal	10	0.219

Modal	11	0.210
Modal	12	0.176
Modal	13	0.163
Modal	14	0.135
Modal	15	0.117
Modal	16	0.073
Modal	17	0.069

Fuente: Elaboración Propia

4.2.2.2. Modos de vibración

Tabla 4-31 Modos de vibración de la estructura

Modo	Periodo	UX	UY	RZ	SUM UX	SUM UY	SUM RZ
1	0.893	10.53%	0.00%	0.00%	10.53%	0.00%	7.32%
2	0.850	0.01%	0.00%	0.00%	10.54%	0.00%	7.33%
3	0.839	0.23%	0.00%	0.00%	10.77%	0.00%	7.48%
4	0.597	0.05%	57.92%	35.13%	10.82%	57.93%	7.86%
5	0.572	28.11%	0.54%	0.27%	38.93%	58.46%	9.16%
6	0.557	12.17%	0.98%	0.41%	51.10%	59.44%	36.68%
7	0.376	1.43%	10.47%	0.98%	52.53%	69.91%	36.69%
8	0.302	20.27%	0.53%	0.43%	72.81%	70.44%	47.44%
9	0.249	0.01%	4.28%	4.98%	72.81%	74.72%	47.44%
10	0.219	0.97%	2.48%	4.36%	73.78%	77.20%	50.20%
11	0.210	3.96%	2.11%	3.57%	77.74%	79.32%	65.82%
12	0.176	1.35%	0.38%	0.96%	79.09%	79.70%	69.81%
13	0.163	1.47%	0.34%	0.81%	80.56%	80.03%	70.25%
14	0.135	14.19%	0.04%	0.08%	94.75%	80.07%	72.47%
15	0.117	0.01%	17.55%	43.82%	94.77%	97.62%	72.64%
16	0.073	2.17%	1.43%	2.05%	96.93%	99.05%	73.61%
17	0.069	2.88%	0.91%	1.26%	99.81%	99.95%	73.61%

Fuente: Elaboración Propia

4.2.2.3. Desplazamientos de entrepiso

4.2.2.3.1. Análisis Estático

Tabla 4-32 Desplazamientos de entrepiso - Análisis Estático

Nivel	Diafragma	UX (mm)	UY (mm)
Nivel 03	-	28.68	26.98
Nivel 02	-	22.15	21.79
Nivel 01	D1	12.95	13.14
Base	-	-	-

Fuente: Elaboración Propia

4.2.2.3.2. Análisis Dinámico

Tabla 4-33 Desplazamiento de entrepiso - Análisis Dinámico

Nivel	Diafragma	UX (mm)	UY (mm)
Nivel 03	-	19.56	21.79
Nivel 02	-	14.67	17.78
Nivel 01	D1	8.67	10.73
Base	-	-	-

Fuente: Elaboración Propia

4.2.2.4. Derivas de Entrepiso

4.2.2.4.1. Análisis Estático

Derivas de entrepiso en el eje X

Tabla 4-34 Derivas de entrepiso - Análisis Estático “X”

Nivel	Altura (m)	Desp. (mm)	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ limite	Control de derivas
Nivel 3	17.35	28.68	0.00136	0.006940	0.694	0.700	Cumple
Nivel 2	12.55	22.15	0.00172	0.008771	0.877	0.700	No cumple
Nivel 1	7.2	12.95	0.00180	0.009172	0.917	0.700	No cumple
Base	-	-	-	-			

Fuente: Elaboración Propia

Derivas de entrepiso en el eje Y

Tabla 4-35 Derivas de entrepiso - Análisis Estático “Y”

Nivel	Altura (m)	Desp. (mm)	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ limite	Control de derivas
Nivel 3	17.35	26.98	0.001081	0.004685	0.469	0.700	Cumple
Nivel 2	12.55	21.79	0.001616	0.007005	0.700	0.700	No cumple
Nivel 1	7.2	13.14	0.001826	0.007914	0.791	0.700	No cumple
Base	-	-	-	-			

Fuente: Elaboración Propia

4.2.2.4.2. Análisis Dinámico

Derivas de entrepiso en el eje X

Tabla 4-36 Derivas de entrepiso - Análisis Dinámico "X"

Nivel	Altura (m)	Desp. (mm)	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ limite	Control de derivas
Nivel 3	17.35	19.56	0.001019	0.005196	0.520	0.700	Cumple
Nivel 2	12.55	14.67	0.001122	0.005721	0.572	0.700	Cumple
Nivel 1	7.2	8.67	0.001205	0.006143	0.614	0.700	Cumple
Base	-	-	-	-			

Fuente: Elaboración Propia

Derivas de entrepiso en el eje Y

Tabla 4-37 Derivas de entrepiso - Análisis Dinámico "Y"

Nivel	Altura (m)	Desp. (mm)	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ limite	Control de derivas
Nivel 3	17.35	21.79	0.000835	0.004257	0.426	0.700	Cumple
Nivel 2	12.55	17.78	0.001318	0.006720	0.672	0.700	Cumple
Nivel 1	7.2	10.73	0.001490	0.007601	0.760	0.700	No cumple
Base	-	-	-	-			

Fuente: Elaboración Propia

4.2.2.5. Fuerzas internas máximas

4.2.2.5.1. Análisis Estático

Tabla 4-38 Fuerzas Internas máximas - Análisis Estático

Dirección	Fuerza axial (Tn)	Fuerza Cortante (Tn)	Momento (Tn.m)
XX	192.23	55.99	103.41
YY	131.51	70.59	135.72

Fuente: Elaboración Propia

4.2.2.5.2. Análisis Dinámico

Tabla 4-39 Fuerzas Internas máximas - Análisis Dinámico

Dirección	Fuerza axial (Tn)	Fuerza Cortante (Tn)	Momento (Tn.m)
XX	121.33	36.39	72.22
YY	104.51	58.93	107.09

Fuente: Elaboración Propia

4.2.2.6. Fuerzas Contantes por Piso

4.2.2.6.1. Análisis Estático

Tabla 4-40 Fuerzas Cortantes - Dirección "X"

Nivel	Caso	Fuerza Cortante (Tn)
Nivel 3	Sismo Ex	252.47
Nivel 2	Sismo Ex	165.96
Nivel 1	Sismo Ex	106.10

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4-41 Fuerzas Cortantes - Dirección "Y"

Nivel	Caso	Fuerza Cortante (Tn)
Nivel 3	Sismo Ey	252.47
Nivel 2	Sismo Ey	165.96
Nivel 1	Sismo Ey	106.10

Fuente: Elaboración Propia

4.2.2.6.2. Análisis Dinámico

Tabla 4-42 Fuerzas Cortantes - Dirección "X"

Nivel	Caso	Fuerza Cortante (Tn)
Nivel 3	Sismo Dx	107.41
Nivel 2	Sismo Dx	130.96
Nivel 1	Sismo Dx	65.76

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4-43 Fuerzas Cortantes - Dirección "Y"

Nivel	Caso	Fuerza Cortante (Tn)
Nivel 3	Sismo Dy	206.81
Nivel 2	Sismo Dy	111.43
Nivel 1	Sismo Dy	77.71

Fuente: Elaboración Propia

4.2.3. MODELO NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87

4.2.3.1. Periodo Natural

El Periodo natural del edificio es de 0.882 s.

Tabla 4-44 Periodos con ISE – Norma Rusa

Caso	Modo	Periodo (seg)
Modal	1	0.882
Modal	2	0.850
Modal	3	0.839
Modal	4	0.557
Modal	5	0.512
Modal	6	0.481
Modal	7	0.353
Modal	8	0.281
Modal	9	0.245
Modal	10	0.215
Modal	11	0.202
Modal	12	0.175
Modal	13	0.168
Modal	14	0.116
Modal	15	0.090
Modal	16	0.057
Modal	17	0.054

Fuente: Elaboración Propia

4.2.3.2. Modos de vibración

Tabla 4-45 Modos de vibración de la estructura

Modo	Periodo	UX	UY	RZ	SUM UX	SUM UY	SUM RZ
1	0.893	7.42%	0.00%	6.29%	7.42%	0.00%	6.29%
2	0.850	0.01%	0.00%	0.01%	7.43%	0.00%	6.30%
3	0.839	0.24%	0.00%	0.20%	7.68%	0.00%	6.50%
4	0.597	7.24%	0.12%	1.58%	14.92%	0.12%	8.08%
5	0.572	24.45%	4.37%	28.98%	39.36%	4.49%	37.06%
6	0.557	3.83%	35.93%	3.92%	43.20%	40.42%	40.98%
7	0.376	1.00%	23.17%	0.03%	44.20%	63.59%	41.01%
8	0.302	17.73%	0.50%	4.29%	61.92%	64.09%	45.30%
9	0.249	0.05%	4.79%	0.03%	61.97%	68.88%	45.32%
10	0.219	1.10%	3.62%	1.97%	63.07%	72.51%	47.30%
11	0.210	4.96%	1.90%	14.75%	68.03%	74.41%	62.05%
12	0.176	2.19%	0.12%	6.53%	70.22%	74.53%	68.58%

13	0.163	0.48%	0.38%	0.35%	70.70%	74.91%	68.93%
14	0.135	16.46%	0.00%	3.83%	87.16%	74.92%	72.76%
15	0.117	0.05%	11.94%	0.58%	87.20%	86.85%	73.34%
16	0.073	8.50%	3.78%	3.77%	95.70%	90.63%	77.11%
17	0.069	3.01%	9.07%	0.34%	98.71%	99.70%	77.45%

Fuente: Elaboración Propia

4.2.3.3. Desplazamientos de entrepiso

4.2.3.3.1. Análisis Estático

Tabla 4-46 Desplazamientos de entrepiso - Análisis Estático

Nivel	Diafragma	UX (mm)	UY (mm)
Nivel 03	-	21.69	15.40
Nivel 02	-	16.57	12.79
Nivel 01	D1	8.83	7.24
Base	-	-	-

Fuente: Elaboración Propia

4.2.3.3.2. Análisis Dinámico

Tabla 4-47 Desplazamiento de entrepiso - Análisis Dinámico

Nivel	Diafragma	UX (mm)	UY (mm)
Nivel 03	-	14.24	10.34
Nivel 02	-	10.36	8.49
Nivel 01	D1	5.65	4.86
Base	-	-	-

Fuente: Elaboración Propia

4.2.3.4. Derivas de Entrepiso

4.2.3.4.1. Análisis Estático

Derivas de entrepiso en el eje X

Tabla 4-48 Derivas de entrepiso - Análisis Estático “X”

Nivel	Altura (m)	Desp. (mm)	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ limite	Control de derivas
Nivel 3	17.35	21.69	0.00107	0.005444	0.544	0.700	Cumple
Nivel 2	12.55	16.57	0.00145	0.007375	0.737	0.700	No cumple
Nivel 1	7.2	8.83	0.00123	0.006257	0.626	0.700	Cumple
Base	-	-	-	-			

Fuente: Elaboración Propia

Derivas de entrepiso en el eje Y

Tabla 4-49 Derivas de entrepiso - Análisis Estático “Y”

Nivel	Altura (m)	Desp. (mm)	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ limite	Control de derivas
Nivel 3	17.35	15.40	0.000545	0.002361	0.236	0.700	Cumple
Nivel 2	12.55	12.79	0.001036	0.004493	0.449	0.700	Cumple
Nivel 1	7.2	7.24	0.001006	0.004360	0.436	0.700	Cumple
Base	-	-	-	-			

Fuente: Elaboración Propia

4.2.3.4.2. Análisis Dinámico

Derivas de entrepiso en el eje X

Tabla 4-50 Derivas de entrepiso - Análisis Dinámico “X”

Nivel	Altura (m)	Desp. (mm)	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ limite	Control de derivas
Nivel 3	17.35	14.24	0.000808	0.004121	0.412	0.700	Cumple
Nivel 2	12.55	10.36	0.000881	0.004495	0.449	0.700	Cumple
Nivel 1	7.2	5.65	0.000784	0.004000	0.400	0.700	Cumple
Base	-	-	-	-			

Fuente: Elaboración Propia

Derivas de entrepiso en el eje Y

Tabla 4-51 Derivas de entrepiso - Análisis Dinámico “Y”

Nivel	Altura (m)	Desp. (mm)	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ limite	Control de derivas
Nivel 3	17.35	10.34	0.000385	0.001965	0.196	0.700	Cumple
Nivel 2	12.55	8.49	0.000679	0.003463	0.346	0.700	Cumple
Nivel 1	7.2	4.86	0.000675	0.003443	0.344	0.700	Cumple
Base	-	-	-	-			

Fuente: Elaboración Propia

4.2.3.5. Fuerzas internas máximas

4.2.3.5.1. Análisis Estático

Tabla 4-52 Fuerzas Internas máximas - Análisis Estático

Dirección	Fuerza axial (Tn)	Fuerza Cortante (Tn)	Momento (Tn.m)
XX	203.98	58.75	114.85
YY	122.73	69.30	126.35

Fuente: Elaboración Propia

4.2.3.5.2. Análisis Dinámico

Tabla 4-53 Fuerzas Internas máximas - Análisis Dinámico

Dirección	Fuerza axial (Tn)	Fuerza Cortante (Tn)	Momento (Tn.m)
XX	121.09	40.30	80.50
YY	87.30	49.81	91.50

Fuente: Elaboración Propia

4.2.3.6. Fuerzas Contantes por Piso

4.2.3.6.1. Análisis Estático

Tabla 4-54 Fuerzas Cortantes - Dirección “X”

Nivel	Caso	Fuerza Cortante (Tn)
Nivel 3	Sismo Ex	252.47
Nivel 2	Sismo Ex	165.96
Nivel 1	Sismo Ex	106.10

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4-55 Fuerzas Cortantes - Dirección "Y"

Nivel	Caso	Fuerza Cortante (Tn)
Nivel 3	Sismo Ey	252.47
Nivel 2	Sismo Ey	165.96
Nivel 1	Sismo Ey	106.10

Fuente: Elaboración Propia

4.2.3.6.2. Análisis Dinámico

Tabla 4-56 Fuerzas Cortantes - Dirección "X"

Nivel	Caso	Fuerza Cortante (Tn)
Nivel 3	Sismo Dx	97.20
Nivel 2	Sismo Dx	110.32
Nivel 1	Sismo Dx	58.81

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4-57 Fuerzas Cortantes - Dirección "Y"

Nivel	Caso	Fuerza Cortante (Tn)
Nivel 3	Sismo Dy	166.73
Nivel 2	Sismo Dy	91.40
Nivel 1	Sismo Dy	62.85

Fuente: Elaboración Propia

4.2.4. MODELO DE WINKLER

4.2.4.1. Periodo Natural

El Periodo natural del edificio es de 0.889 s.

Tabla 4-58 Periodos con ISE – Winkler

Caso	Modo	Periodo (seg)
Modal	1	0.889
Modal	2	0.850
Modal	3	0.839
Modal	4	0.559
Modal	5	0.551
Modal	6	0.488
Modal	7	0.355
Modal	8	0.278
Modal	9	0.245
Modal	10	0.231

Modal	11	0.216
Modal	12	0.200
Modal	13	0.184
Modal	14	0.182
Modal	15	0.169
Modal	16	0.144
Modal	17	0.123
Modal	18	0.106
Modal	19	0.097
Modal	20	0.090
Modal	21	0.064
Modal	22	0.050
Modal	23	0.022
Modal	24	0.025

Fuente: Elaboración Propia

4.2.4.2. Modos de vibración

Tabla 4-59 Modos de vibración de la estructura

Modo	Periodo	UX	UY	RZ	SUM UX	SUM UY	SUM RZ
1	0.889	7.61%	0.00%	6.82%	7.61%	0.00%	6.82%
2	0.850	0.01%	0.00%	0.01%	7.61%	0.00%	6.82%
3	0.839	0.19%	0.00%	0.16%	7.80%	0.00%	6.99%
4	0.559	6.30%	0.03%	0.94%	14.10%	0.04%	7.93%
5	0.551	21.33%	1.00%	28.04%	35.43%	1.04%	35.97%
6	0.488	0.89%	33.52%	0.97%	36.33%	34.56%	36.94%
7	0.355	0.58%	18.91%	0.01%	36.91%	53.47%	36.95%
8	0.278	10.99%	0.46%	1.64%	47.91%	53.93%	38.59%
9	0.245	0.04%	4.01%	0.01%	47.95%	57.94%	38.60%
10	0.231	0.03%	0.00%	0.00%	47.98%	57.94%	38.60%
11	0.216	0.46%	3.14%	0.44%	48.44%	61.08%	39.04%
12	0.200	2.50%	0.87%	5.03%	50.94%	61.95%	44.06%
13	0.184	2.04%	0.04%	9.77%	52.98%	62.00%	53.84%
14	0.182	0.22%	0.05%	1.03%	53.19%	62.04%	54.86%
15	0.169	0.00%	0.29%	0.04%	53.20%	62.33%	54.91%
16	0.144	0.95%	0.00%	0.15%	54.14%	62.33%	55.06%
17	0.123	2.48%	0.05%	0.01%	56.62%	62.39%	55.07%
18	0.106	1.45%	0.45%	0.07%	58.07%	62.83%	55.13%
19	0.097	4.39%	0.01%	1.66%	62.46%	62.85%	56.79%
20	0.09	0.01%	4.05%	0.05%	62.48%	66.90%	56.84%
21	0.064	6.17%	0.00%	11.67%	68.64%	66.90%	68.51%
22	0.05	0.01%	3.23%	0.40%	68.65%	70.13%	68.90%
23	0.025	0.02%	19.94%	0.00%	68.68%	90.07%	68.91%
24	0.022	21.80%	0.01%	2.40%	90.47%	90.08%	71.31%

Fuente: Elaboración Propia

4.2.4.3. Desplazamientos de entrepiso

4.2.4.3.1. Análisis Estático

Tabla 4-60 Desplazamientos de entrepiso - Análisis Estático

Nivel	Diafragma	UX (mm)	UY (mm)
Nivel 03	-	25.12	15.94
Nivel 02	-	18.72	13.11
Nivel 01	D1	10.14	7.44
Base	-	-	-

Fuente: Elaboración Propia

4.2.4.3.2. Análisis Dinámico

Tabla 4-61 Desplazamiento de entrepiso - Análisis Dinámico

Nivel	Diafragma	UX (mm)	UY (mm)
Nivel 03	-	16.33	10.78
Nivel 02	-	11.77	8.73
Nivel 01	D1	6.64	5.03
Base	-	-	-

Fuente: Elaboración Propia

4.2.4.4. Derivas de Entrepiso

4.2.4.4.1. Análisis Estático

Derivas de entrepiso en el eje X

Tabla 4-62 Derivas de entrepiso - Análisis Estático "X"

Nivel	Altura (m)	Desp. (mm)	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ limite	Control de derivas
Nivel 3	17.35	25.12	0.00133	0.006802	0.680	0.700	Cumple
Nivel 2	12.55	18.72	0.00160	0.008180	0.818	0.700	No cumple
Nivel 1	7.20	10.14	0.00141	0.007179	0.718	0.700	No cumple
Base	-	-	-	-			

Fuente: Elaboración Propia

Derivas de entrepiso en el eje Y

Tabla 4-63 Derivas de entrepiso - Análisis Estático “Y”

Nivel	Altura (m)	Desp. (mm)	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ limite	Control de derivas
Nivel 3	17.35	15.94	0.000589	0.002555	0.255	0.700	Cumple
Nivel 2	12.55	13.11	0.001060	0.004594	0.459	0.700	Cumple
Nivel 1	7.20	7.44	0.001033	0.004478	0.448	0.700	Cumple
Base	-	-	-	-			

Fuente: Elaboración Propia

4.2.4.4.2. Análisis Dinámico

Derivas de entrepiso en el eje X

Tabla 4-64 Derivas de entrepiso - Análisis Dinámico “X”

Nivel	Altura (m)	Desp. (mm)	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ limite	Control de derivas
Nivel 3	17.35	16.33	0.000949	0.004840	0.484	0.700	Cumple
Nivel 2	12.55	11.77	0.000959	0.004890	0.489	0.700	Cumple
Nivel 1	7.20	6.64	0.000923	0.004705	0.471	0.700	Cumple
Base	-	-	-	-			

Fuente: Elaboración Propia

Derivas de entrepiso en el eje Y

Tabla 4-65 Derivas de entrepiso - Análisis Dinámico “Y”

Nivel	Altura (m)	Desp. (mm)	Derivas Δ elástica	Derivas inelásticas Δ inelástica	Derivas inelásticas Δ (%)	Deriva límite Δ limite	Control de derivas
Nivel 3	17.35	10.78	0.000426	0.002175	0.217	0.700	Cumple
Nivel 2	12.55	8.73	0.000693	0.003535	0.353	0.700	Cumple
Nivel 1	7.20	5.03	0.000698	0.003560	0.356	0.700	Cumple
Base	-	-	-	-			

Fuente: Elaboración Propia

4.2.4.5. Fuerzas internas máximas

4.2.4.5.1. Análisis Estático

Tabla 4-66 Fuerzas Internas máximas - Análisis Estático

Dirección	Fuerza axial (Tn)	Fuerza Cortante (Tn)	Momento (Tn.m)
XX	150.60	59.32	109.86
YY	117.78	71.72	133.82

Fuente: Elaboración Propia

4.2.4.5.2. Análisis Dinámico

Tabla 4-67 Fuerzas Internas máximas - Análisis Dinámico

Dirección	Fuerza axial (Tn)	Fuerza Cortante (Tn)	Momento (Tn.m)
XX	88.53	38.24	66.00
YY	90.32	51.85	96.38

Fuente: Elaboración Propia

4.2.4.6. Fuerzas Contantes por Piso

4.2.4.6.1. Análisis Estático

Tabla 4-68 Fuerzas Cortantes - Dirección "X"

Nivel	Caso	Fuerza Cortante (Tn)
Nivel 3	Sismo Ex	252.47
Nivel 2	Sismo Ex	165.96
Nivel 1	Sismo Ex	106.10

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4-69 Fuerzas Cortantes - Dirección "Y"

Nivel	Caso	Fuerza Cortante (Tn)
Nivel 3	Sismo Ey	252.47
Nivel 2	Sismo Ey	165.96
Nivel 1	Sismo Ey	106.10

Fuente: Elaboración Propia

4.2.4.6.2. Análisis Dinámico

Tabla 4-70 Fuerzas Cortantes - Dirección "X"

Nivel	Caso	Fuerza Cortante (Tn)
Nivel 3	Sismo Dx	95.87
Nivel 2	Sismo Dx	104.86
Nivel 1	Sismo Dx	66.03

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4-71 Fuerzas Cortantes - Dirección "Y"

Nivel	Caso	Fuerza Cortante (Tn)
Nivel 3	Sismo Dy	163.77
Nivel 2	Sismo Dy	91.84
Nivel 1	Sismo Dy	70.55

Fuente: Elaboración Propia

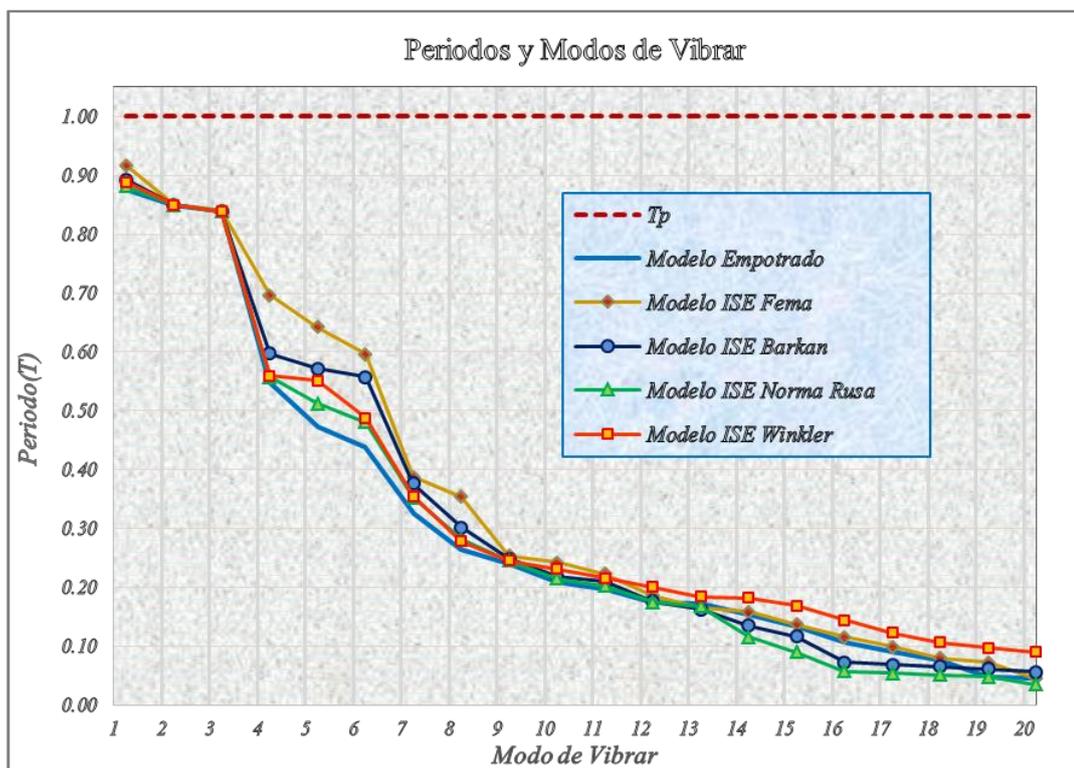
4.3. ANALISIS E INTERPRETACIÓN

Para la comparación de resultados de la distribución de fuerzas cortantes, periodos de vibración y derivas máximas de entrepiso con los modelos de interacción suelo – estructura, respecto al modelo empotrado en la base, se ha considerado el análisis del bloque II del Estadio Universitario UNA - Puno.

4.3.1. Periodo fundamental de vibración de la estructura:

Al considerar la flexibilidad en la base de fundación incrementa los periodos de los modos de vibración de la estructura. Según los datos mostrados en las tablas de los ítems 4.1 y 0 se obtuvo la Figura 4.1, en la cual se puede observar que para los modelos dinámicos los valores de los periodos de vibración son mayores respecto al modelo empotrado, principalmente en los modos de vibración 4, 5 y 6 donde tienen mayor participación de masas en el análisis modal.

Figura 4.1 - Periodos y modos de vibrar



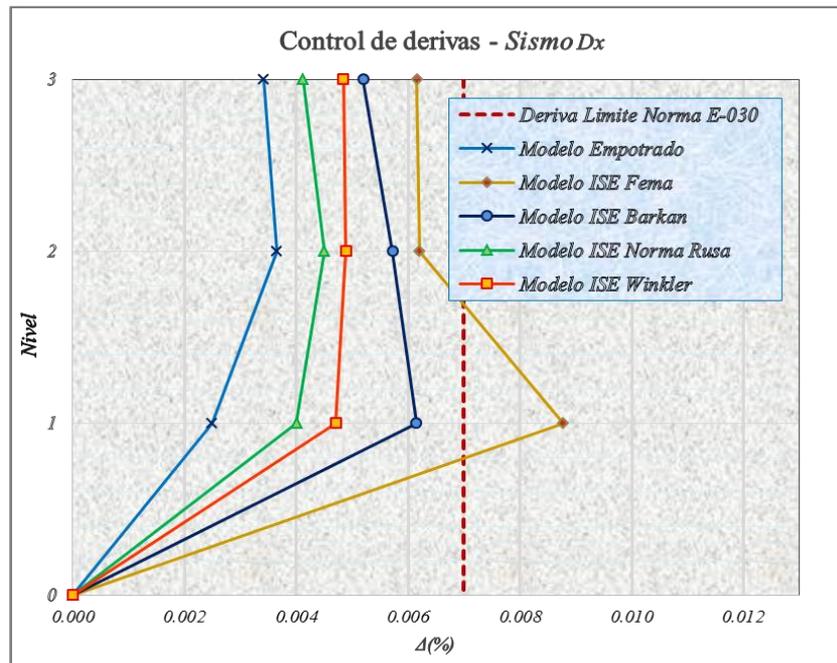
Fuente: Elaboración propia.

4.3.2. Derivas de entrepiso de la estructura:

4.3.2.1. Análisis Sísmico Dinámico

La flexibilidad en la base de fundación hace que las derivas de entrepiso se incrementen, las derivas máximas de la estructura se producen en el primer nivel para una fuerza sísmica en la dirección “X”. Según los datos mostrados en las tablas de los ítems 4.1 y 0 se obtuvo la Figura 4.2; en la cual se puede observar que las derivas máximas al considerar la base flexible, aumentan en comparación con el modelo de base empotrada; siendo más notorio en el modelo dinámico **FEMA** y el modelo dinámico **BARKAN**; superando el primero el límite de la distorsión permitida en Norma Técnica E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

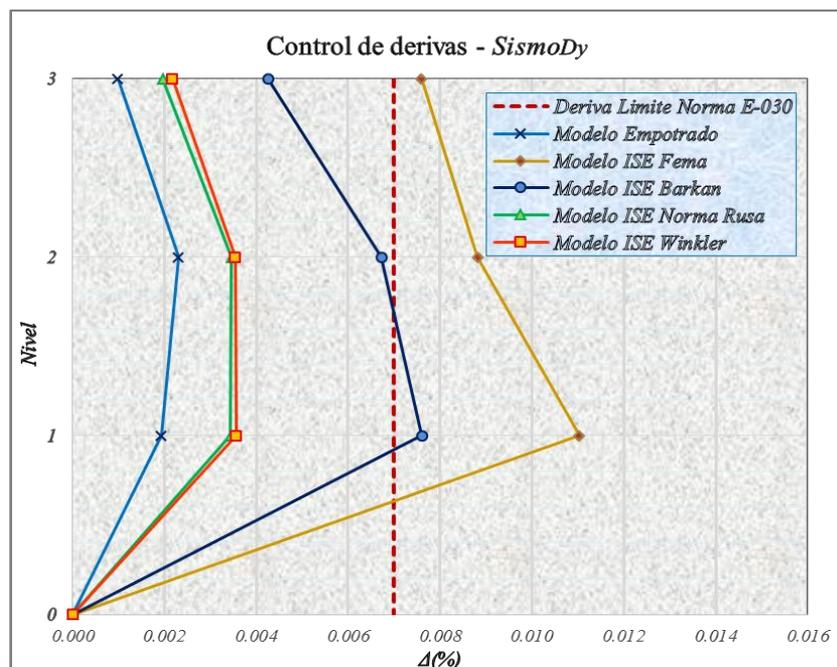
Figura 4.2 - Derivas de entrepiso – Sismo Dx



Fuente: Elaboración propia.

En la dirección “Y” las derivas de entrepiso son mayores que las derivas de la dirección “X”, teniendo una deriva máxima de 0.011 según la Figura 4.3, esto se produce debido a que el edificio tiene menor rigidez en este sentido; requiriendo especial atención.

Figura 4.3 - Derivas de entrepiso – Sismo Dy

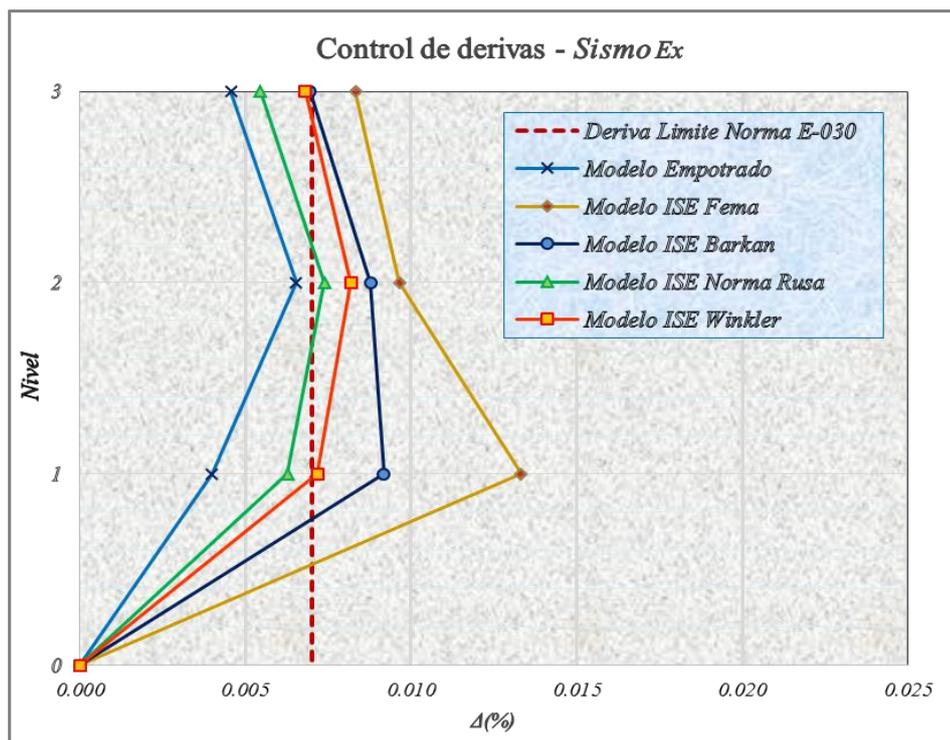


Fuente: Elaboración propia.

4.3.2.2. Análisis Sísmico Estático

Las derivas de entrepiso para una fuerza sísmica en la dirección “X” son mayores en comparación al análisis sísmico dinámico como se puede apreciar en la **Figura 4.4** obtenida de los ítems 4.1 y 0, superando el límite de la distorsión permitida en Norma Técnica E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

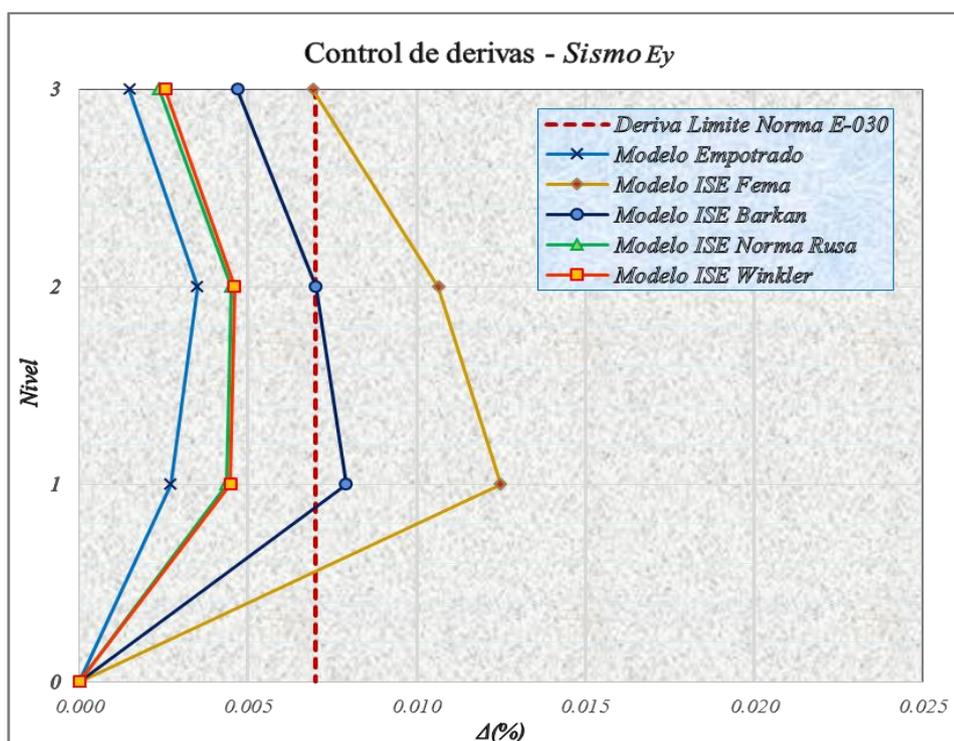
Figura 4.4 - Derivas de entrepiso - Sismo Ex



Fuente: Elaboración propia.

En la dirección “Y” las derivas de entrepiso son menores que las derivas de la dirección “X”, teniendo una deriva máxima de 0.012 para el modelo dinámico **FEMA** según la Figura 4.5.

Figura 4.5 - Derivas de entrepiso Sismo Ey



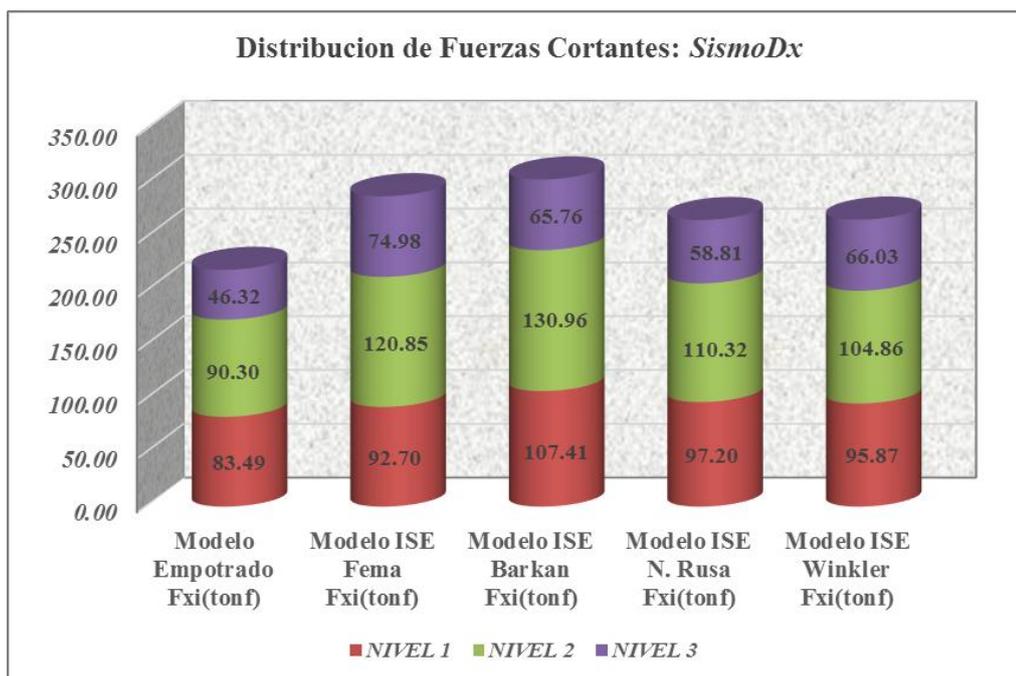
Fuente: Elaboración propia.

4.3.3. Distribución de Fuerza Sísmica en la estructura:

4.3.3.1. Análisis Sísmico Dinámico

La flexibilidad en la base de fundación permite una mejor distribución de esfuerzos en los elementos estructurales del edificio; la fuerza cortante máxima se produce en el segundo nivel de la estructura para una fuerza sísmica en la dirección “X”. Según los datos mostrados en las tablas de los ítems 4.1 y 0 se obtuvo la Figura 4.6 en el cual se puede observar que la fuerza cortante, aumenta cuando se tiene la base flexible en comparación con el modelo de base empotrada. Este efecto se produce debido a que la estructura es flexible; es decir que la estructura no es lo suficiente rígida lateralmente en ninguna de las dos direcciones.

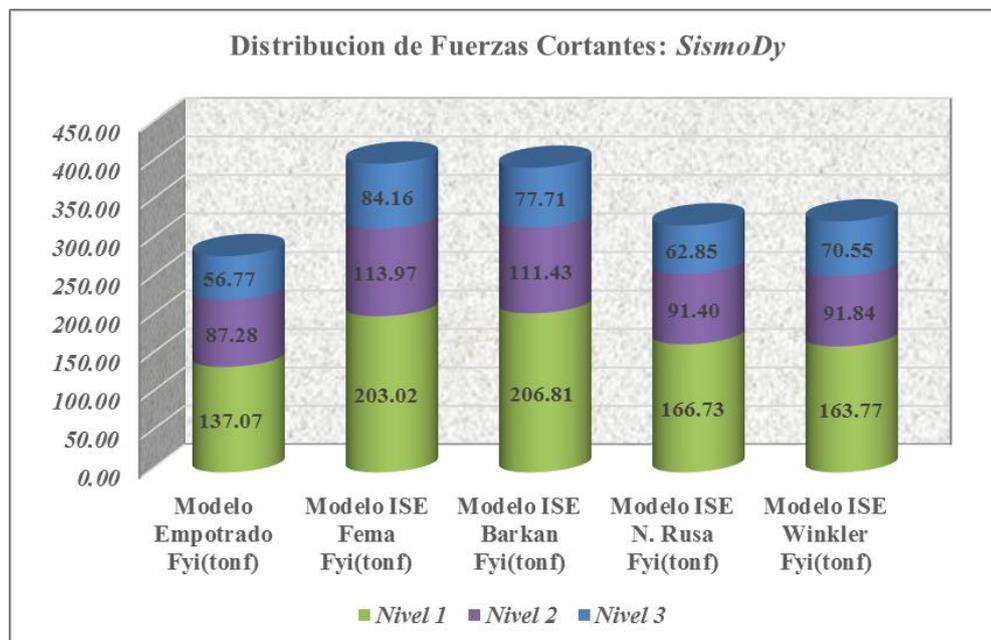
Figura 4.6 - Distribución de Fuerzas cortantes - Sismo Dx



Fuente: Elaboración propia.

La fuerza cortante máxima se produce en el Primer nivel de la estructura para una fuerza sísmica en la dirección “Y”.

Figura 4.7 - Distribución de Fuerzas cortantes - Sismo Dy

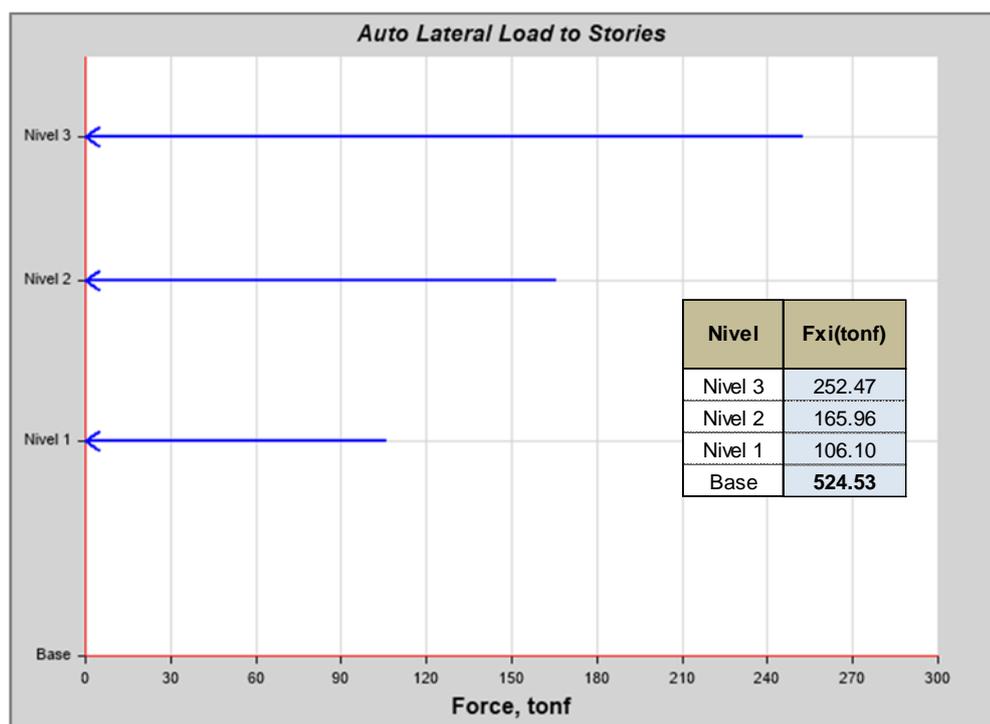


Fuente: Elaboración propia.

4.3.3.2. Análisis Sísmico Estático

La fuerza cortante máxima se produce en el Tercer nivel de la estructura para las fuerzas sísmicas en las dirección “X” e “Y”. Debido a que se concentra mayor masa sísmica en este nivel.

Figura 4.8 - Distribución de Fuerzas Cortantes - Sismo Ex y Ey

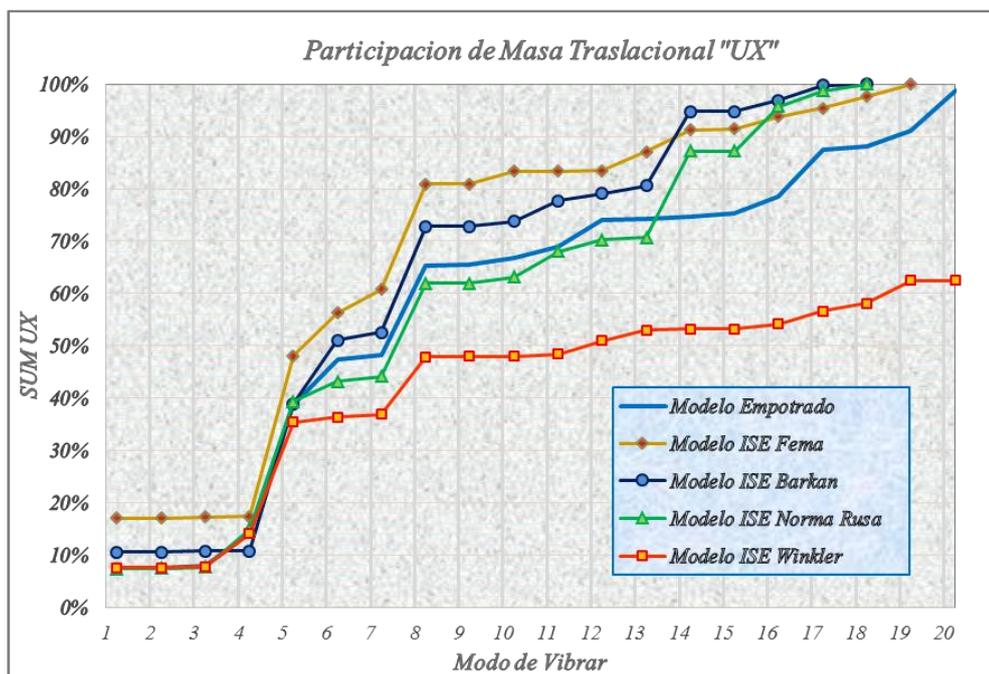


Fuente: Análisis Sísmico Estático Etabs V16.

4.3.4. Participación de Masas en el Análisis Modal:

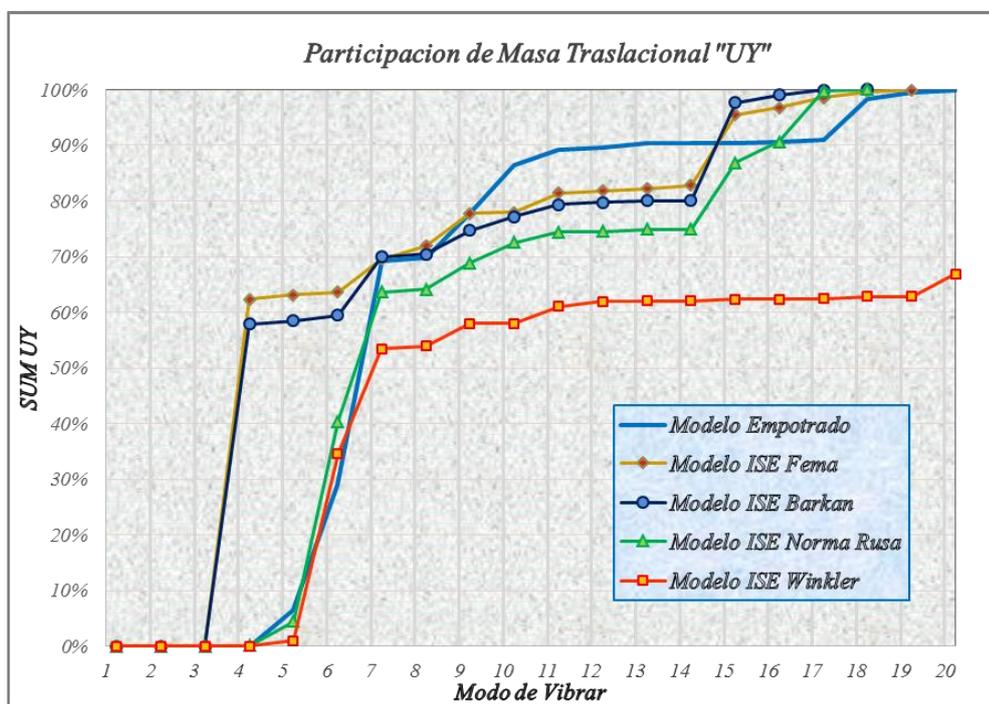
Se muestra la **Figura 4.9**, **Figura 4.10** y **Figura 4.11** elaborados de acuerdo a las tablas de los ítems 4.1 y 0; disminuyendo el número de modos de vibración de los modelos dinámicos; considerando los efectos de interacción suelo estructura.

Figura 4.9 - Participación de Masa Traslacional UX



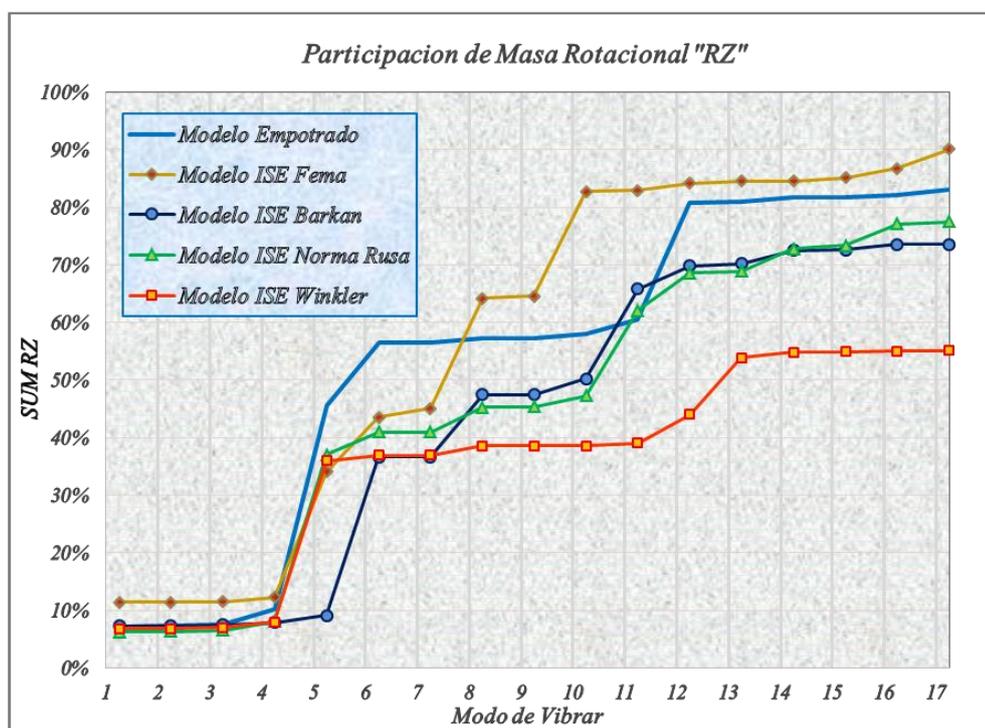
Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.10 - Participación de Masa Traslacional UY



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.11 - Participación de Masa Rotacional RZ



Fuente: Elaboración propia.

CONCLUSIONES

- Los principales efectos de interacción suelo estructura en el estadio universitario UNA-PUNO, son: la modificación de las características dinámicas de la estructura en función del periodo fundamental de vibración, derivas de entrepiso, fuerzas internas, y modos de vibración.
- Las propiedades dinámicas del suelo que intervienen en el análisis sísmico con ISE, son: El Módulo de Corte del suelo, Módulo de Poisson, Módulo de Elasticidad, la Velocidad de Onda de Corte y el Coeficiente de Balasto.
- Para el análisis del periodo de vibración se concluye que el resultado va en aumento de 0.876 seg., para el modelo con base empotrada a valores de 0.882 seg., 0.889 seg., 0.893 seg., y 0.917 seg. Considerando efectos de interacción suelo estructura en los modelos de apoyo flexible: Norma Rusa, Winkler, Barkan y Fema; respectivamente.
- Para el edificio con efectos de interacción suelo estructura respecto a la estructura convencional las derivas máximas de entre piso han aumentado en varios porcentajes. En cuanto al modelo Fema ha aumentado 252.06% en X y 470.38% en Y, para el modelo Barkan ha aumentado 146.46% en X y 292.93% en Y, para el modelo Winkler ha aumentado 34.12% en X y 53.03% en Y; y en el modelo Norma Rusa ha aumentado 23.27% en X y 49.94% en Y.
- Para la estructura con efectos de interacción suelo estructura, respecto a la estructura convencional; la participación de masas en el análisis sísmico modal espectral tiene una mejor distribución, reduciendo de esta manera los modos de vibración; notándose este cambio significativamente en la participación de masa UY donde pasa de 69.31% en el modo de vibración 7 del apoyo empotrado a 62.31% y 57.93% de masa participativa en el modo 4 modelo Fema y Barkan respectivamente.
- Concluimos que al realizar el análisis estructural; considerando interacción suelo estructura en el Bloque II de la Tribuna Occidente del Estadio Universitario UNA-PUNO; se acerca al comportamiento real de la estructura ante un evento sísmico.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda considerar los efectos de interacción suelo estructura en el diseño de edificaciones importantes, considerando la flexibilidad de la base de fundación; ya que se acerca al comportamiento real de la estructura frente a un evento sísmico.
- Recomendamos utilizar los modelos dinámicos Fema y Barkan, pues el primero toma en consideración los efectos cinemático e inercial de la interacción suelo estructura, y el segundo toma en consideración las presiones estáticas del suelo.
- Se recomienda realizar ensayos de mecánica de suelos considerando carga dinámica; con el fin obtener las propiedades dinámicas del suelo; mediante pruebas de campo o laboratorio, según la importancia del proyecto.

BIBLIOGRAFIA

- Bazán, E., & Meli, R. (1999). *Diseño Sísmico de Edificios*. Mexico: Limusa.
- Borda Flores, J. L., & G., R. R. (2012). *Análisis de los efectos de interacción Sísmica Suelo-Estructura en una edificación de Hormigón Armado ubicado en Cochabamba - Bolivia*. Lima: ICG.
- Borda Flores, J., & Rodríguez Roca, J. G. (2012). *Análisis de los Efectos de Interacción Sísmica Suelo-Estructura en una edificación de hormigón armado ubicada en Cochabamba - Bolivia*. Lima : ICG.
- Bruno, J. C. (2003). *Analisis del Efecto de Interacción Suelo-Estructura*. XIV CONGRESO NACIONAL DE INGENIERIA CIVIL - IQUITOS: ICG.
- Cutimbo Choque, W. (2016). *Ingeniería Sísmorresistente*. Moquegua: UJCM.
- Díaz, J. A., & Rodríguez. (2010). *Caracterización Dinámica de los Suelos - Ensayos de Campo y Laboratorio*.
- E.030. (2016). *Diseño Sísmorresistente - Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima.
- FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington: ASCE.
- FEMA 440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington: ATC.
- Fenves, G., & Serino, G. (1990). *Soil-Structure Interaction in Buildings from Earthquake Records*.
- Fernández Sola, L. R. (2013). Influencia de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura en la respuesta Dinámica de las Estructuras. *Construcción y Tecnología en Concreto*, 20-23.
- Geofields. (01 de junio de 2017). *geofields*. Obtenido de <http://geofieldscolombia.com>
- Geofísica Exploraciones. (6 de junio de 2017). *Geofísica Exploraciones*. Obtenido de <http://geofisicaexploraciones.com>
- Jamanca Cordero, B. (2003). *Análisis del Efecto de Interacción Suelo-Estructura*. Iquitos: XIV CONGRESO NACIONAL DE INGENIERIA CIVIL .
- monografias.com. (29 de mayo de 2017). *monografias.com*. Obtenido de <http://www.monografias.com/trabajos82/como-se-previenen-y-propagan-terremotos/como-se-previenen-y-propagan-terremotos2.shtml>

- Muños Quispe, N. (2009). *Efecto de la Interacción Sísmica Suelo Estructura en edificaciones de concreto armado*. XVII Congreso Nacional de Ingeniería Civil - ICG.
- Napoleón, M. Q. (2009). *Efecto de la Interacción Sísmica Suelo Estructura en edificaciones de Concreto Armado*. XVII Congreso Nacional de Ingeniería Civil: ICG.
- ncarquitectura. (29 de 05 de 2017). *ncarquitectura.com*. Obtenido de <http://ncarquitectura.com/wp-content/uploads/2012/03/onda2.jpg>
- Rivera Martinez, A. M. (2016). *Ejemplo de Aplicación de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura*. México: UNAM.
- SEMARNAT. (2013). *Manual de Mecánica de Suelos - Instrumentación y Monitoreo Sísmico del Comportamiento de Obras Hidráulicas*. Mexico: CONAGUA.
- Silva Gutierrez, D. A., & Ipanaque Sanchez, G. A. (2009). “*Interacción Sísmica Suelo – Estructura en Edificaciones Aporticadas*”. UNP - Piura: Proyecto Profesional.
- Soriano, A. (1989). *Interacción Suelo-Estructura. Modificación del movimiento*. Madrid.
- Villarreal Castro, G. (2009). *Interacción Suelo-Estructura en Edificaciones con Zapatas Aisladas*. Lima.
- Villarreal Castro, G. (2009). *Interacción Suelo-Estructura en Edificios Altos - Premio ANR 2007*. Lima.
- Wolf, J. P. (1985). *Dynamic soil-structure interaction*. New Jersey: Prentice-Hall.
- Zeevaert, L. W. (1980). *Interacción Suelo-Estructura de Cimentación*. México: LIMUSA.

ANEXOS

ANEXO 01: Planos

ANEXO 02: Estudio de mecánica de suelos

ANEXO 03: Modelo apoyo empotrado

ANEXO 04: Modelos apoyo flexible ISE

ANEXO 05: Ecuación matricial de asentamientos