UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

“ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL CONSIDERANDO EFECTO INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA, DEL EDIFICIO RIGOBERTO LÓPEZ PÉREZ, UBICADO EN LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA, DEPARTAMENTO DE MANAGUA, 2021”.

Para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por

Br. Henyell Isaías Flores Ramos

Br. Xavier Antonio Balmaceda Loáisiga

Tutor

M.Sc. Ing. Juan Carlos Mendoza

Managua, Mayo 2022

Managua Nicaragua
Jueves 12 de mayo 2022

ING. OSCAR GUTIÉRREZ SOMARRIBA, PhD.
Decano Facultad de Tecnología de la construcción (FTC)
Universidad Nacional de Ingeniería (UNI)
Su despacho

Estimado Dr. Gutiérrez:

El motivo de la presente es para darle a conocer que he revisado el trabajo monográfico titulado **"ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL CONSIDERANDO EFECTO INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA, DEL EDIFICIO RIGOBERTO LÓPEZ PÉREZ, UBICADO EN LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA, DEPARTAMENTO DE MANAGUA, 2021",** realizada por los bachilleres **Henyell Isaías Flores Ramos** y **Xavier Antonio Balmaceda Loáisiga,** para optar al título de Ingeniero Civil.

Este trabajo monográfico fue desarrollado por los sustentantes de forma independiente bajo mi tutoría y cumple con todos los requisitos para que pueda ser presentada y defendida ante el honorable jurado que usted designó.

Sin más a que hacer referencia, me despido.

Atentamente;

M.sc. Ing Juan Carlos Mendoza.
Docente Depto. de estructuras
UNI FTC

AGRADECIMIENTO

A Dios, por guiar y estar con nosotros en cada paso que damos durante todos estos años.

A nuestros padres y nuestra madres, por brindarnos educación, cimentar valores y deseos de superación, por darnos el apoyo económico y moral para poder culminar con éxito esta etapa de nuestras vidas.

A nuestros maestros que nos han guiado a lo largo de nuestra carrera con esmero y dedicación.

A nuestro tutor, M.sc Ing. Juan Carlos Mendoza, quién nos brindo su tiempo, conocimientos y nos acompaño en este proceso hasta la culminación de nuestra tesis.

Y a todos aquellos que han participado de una u otra forma a la culminación exitosa de esta tesis.

DEDICATORIA

Primeramente, agradezco a Dios por la fortaleza y la inteligencia que ha derramado sobre mí, porque ha sido él quien proveyó los medios para que lograse culminar mis estudios y poder alcanzar cada meta propuesta

A mi madre y tía; Sofia Ramos, Domitila Ramos por brindar un apoyo mayor al que cualquiera necesitaría, sus palabras son caminos a la autodeterminación y sobre todo agradecer al ingeniero Adolfo Cordero por apoyarme enormemente en la última etapa de mi carrera.

A mi abuela que, aunque ya no esté presente físicamente sin su educación, sacrificios, consejos y ayuda desinteresada no sería lo que soy hoy día.

A todos los Familiares, amigos y conocidos que ayudaron a la formación académica, moral y emocional, que su recuerdo siempre nos acompañe.

Henyell Isaías Flores Ramos

DEDICATORIA

La culminación de esta tesis y con esta la finalización de mis estudios universitarios es dedicada primeramente a Dios porque ha sido un pilar fundamental en mi vida porque gracias a él he podido seguir cada día con mis proyecto, ha sido mi luz, fuerza y esperanza para no desfallecer.

También es dedicada a mis padres Javier Balmaceda y Delia Loáisiga, por estar apoyándome en cada momento, por guiarme en cada paso que doy y por el amor incondicional que me han dado y el cual me ha ayudado a ser la persona que soy, por ayudarme a alcanzar cada una de mis metas, ustedes son mi motivación día a día.

A todas las personas que siempre estuvieron pendientes de mi bienestar y atendiendo mi educación para hacer de este logro una realidad.

A mis maestros por haber compartido y transmitido sus conocimientos, experiencias, actitudes profesionales y en general a todas las personas que influyeron en mi educación y formación académica.

Xavier Antonio Balmaceda Loáisiga

ÍNDICE

CAPITULO I. GENERALIDADES. 1
1.1 INTRODUCCIÓN 2
1.2 ANTECEDENTES 3
1.3 JUSTIFICACIÓN 5
1.4 OBJETIVOS 6
1.4.1 Objetivo General 6
1.4.2 Objetivos Específicos 6
CAPITULO II. MARCO TEORICO. 7
2.1 EVALUACIÓN SÍSMICA 8
2.1.1 Amenaza sísmica 8
2.1.2 Amplificación del suelo en Managua 10
2.1.3 Terremotos históricos 13
2.2 TIPOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURALES 14
2.2.1 Análisis estáticos 15
2.2.2 Análisis dinámicos: 21
2.3 MODOS DE FALLA EN MARCOS DE ACERO 30
2.3.1 Descripción general del comportamiento en marco de acero 30
2.3.2 Modos de comportamiento para marcos de acero 33
2.3.3 Modelo no lineal de estructuras de acero 34
2.4 ESPECTROS 44
2.5 ACELEROGRAMAS 49
2.5.1 Acelerogramas a considerar 50
2.6 DISTORSIONES MÁXIMAS SEGÚN EL RNC-07 50
2.7 EFECTOS P-DELTA 51
2.8 FUNDAMENTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA 53

2.8.1 introducción a los efectos de interacción 57
2.8.2 Tipos de interacción suelo-estructura 67
2.9 ENFOQUES DE MODELAMIENTO CON ISE 72
2.10 UBICACIÓN Y ÁREA DE ESTUDIO 76
2.10.1 Macro localización. 76
2.10.2 Micro localización. 76
CAPITULO III. ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO LINEAL 77
3.1 DEFINICIÓN GEOMÉTRICA ESTRUCTURAL 78
3.2 PARÁMETROS SÍSMICOS GENERALES 79
3.3 ANÁLISIS ESTÁTICO EQUIVALENTE DEL EDIFICIO 80
3.3.1 Determinación de las cargas en el edificio. 80
3.3.2 Condiciones de regularidad art 23 del RNC-07. 82
3.3.3 construcción del espectro de diseño. 83
3.3.4 Cálculo del coeficiente sísmico en edificio. 84
3.4 ANÁLISIS ESTÁTICO EQUIVALENTE DE LA ESCALERA 87
3.4.1 Determinación de las cargas en la escalera 87
3.4.2 Condiciones de regularidad art 23 del RNC-07 87
3.4.3 construcción del espectro de diseño 87
3.4.4 Cálculo del coeficiente sísmico 88
3.5 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL DEL EDIFICIO 89
3.5.1 Participación modal 89
3.5.2 Modos de vibrar 90
3.5.3 Revisión de cortantes estáticos y dinámicos 90
3.5.4 Desplazamientos 91
3.5.5 Derivas 92
3.5.6 Efectos P-delta. 94

3.6 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL DE LA ESCALERA 95
3.6.1 Participación modal. 95
3.6.2 Modos de vibrar 96
3.6.3 Revisión de cortantes estáticos y dinámicos. 97
3.6.4 Desplazamientos. 97
3.6.5 Derivas..... 97
3.6.6 Efectos P-delta. 99
3.7 REVISIÓN DE COLINDANCIA 100
CAPITULO IV. INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA..... 101
4.1 CÁLCULOS DE PROPIEDADES DEL SUELO EN ESTUDIO 102
4.1.1 Propiedades dinámicas del suelo 102
4.1.2 Detalles de cálculos para las propiedades dinámicas 106
4.2 PRESIÓN DEL SUELO EN LOS MUROS DEL SÓTANO 111
4.3 CÁLCULOS DE EFECTOS INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA 114
4.3.1 Cálculo para el efecto cinemático en el edificio 114
4.3.2 Calculo para el efecto inercial en el edificio 136
4.3.3 Cálculo para el efecto cinemático en la escalera. 146
4.3.4 Cálculo para el efecto inercial en la escalera. 154
CAPITULO V. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL TIME HISTORY. 163
5.1 SELECCIÓN DE MOVIMIENTOS DE SUELO 164
5.2 RANGO DEL PERIODO PARA EL ESCALADO ASCE/SEI 7-16 166
5.3 EMPAREJAMIENTO ESPECTRAL SEGÚN EL ASCE/SEI 7-16 166
5.4 CARGA GRAVITATORIA..... 168
5.5 RÓTULAS PLÁSTICAS 168
5.6 PROCEDIMIENTO NO LINEAL SIN ISE EN ETABS 169
5.7 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL CON ISE EN ETABS 179

5.8 REVISIÓN USANDO FNA TIME HISTORY 182
5.8.1 Participación modal 182
5.8.2 Factor R 183
5.8.3 Resultado de cortantes por FNA 185
5.9 MECANISMOS DE COLAPSO 187
5.9.1 Desplazamientos obtenidos con el FNA. 192
5.10 EVALUACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS CON ASCE/SEI 7-16 195
5.11 CONDICIÓN DEL ASCE/SEI 41-17 PARA CÁLCULO DE PUNTO DE DESEMPEÑO 197
CONCLUSIONES 198
RECOMENDACIONES 201
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 202
ANEXOS 204
A) ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO LINEAL. 204
A.1 CONDICIONES DE REGULARIDAD QUE CUMPLEN EN EL EDIFICIO. 204
A.2 ASIGNACIÓN DE CARGAS EN ETABS PARA LA ESCALERA. 206
A.3 CONDICIONES DE REGULARIDAD QUE CUMPLEN EN LA ESCALERA. 208
A.4 OBTENCIÓN DE FUERZAS SISMICA EN LA ESCALERA 210
A.5 ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL DEL EDIFICIO 212
A.6 ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL DE LA ESCALERA 227
B. TABLAS DE LOS SONDEOS REALIZADOS. 243
B.1 Datos originales. 243
B.2 Tablas ordenadas en Excel (incluida la velocidad de onda de corte, m/s). 247
C. GRÁFICAS DE CORTANTES. 251
D) PLANOS ESTRUCTURALES 257

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Ambiente tectónico de Nicaragua 8
Figura 2.2 Zonas de fallas y áreas blancas que requieren futura investigación. 10
Figura 2.3 Ambiente tectónico de Nicaragua. 11
Figura 2.4 Clasificación de los suelos para la ciudad de Managua. 12
Figura 2.5 Fotos del terremoto de Managua de 1972. 13
Figura 2.6 Acelerograma del terremoto de 1972. 14
Figura 2.7 Esquema del método simplificado de análisis. 16
Figura 2.8 Zonificación sísmica para Nicaragua. 18
Figura 2.9 Esquema Push-Over. 20
Figura 2.10 Modelo gráfico del desplazamiento Modal. 22
Figura 2.11 Ilustración del modelado de componentes viga-columna 27
Figura 2.12 Descripción general del sistema típico de marco de acero. 31
Figura 2.13 Subconjunto de viga a columna de acero. 31
Figura 2.14 marco de momento de acero con idealización de rótula concentrada. . 35
Figura 2.15 Secciones de fibra en elementos de inelasticidad distribuida. 39
Figura 2.16 Secciones de fibra en elementos de rótula de longitud finita. 39
Figura 2.17 Un ejemplo de pandeo local. 40
Figura 2.18 Localización de las rótulas plásticas en una viga. 41
Figura 2.19 Modelo de fuerza-deformación/rotación de una rótula plástica. 42
Figura 2.20 Criterio de aceptación para la deformación de elementos. 43
Figura 2.21 Rótulas plásticas en columnas y vigas. 44
Figura 2.22 Espectro de respuesta en términos de aceleración. 45
Figura 2.23 Espectro de diseño de Nicaragua. 49
Figura 2.24 Acelerograma "Aceleración vs Tiempo". 49
Figura 2.25 Explicación gráfica del efecto P-Delta. 52

Figura 2.26 Gráfico fuerza lateral vs desplazamiento. 52
Figura 2.27 Ilustración del movimiento con interacción suelo-estructura. 54
Figura 2.28 Representación esquemática del movimiento del terreno. 56
Figura 2.29 Edificio con cimentación en la superficie bajo ondas de corte. 58
Figura 2.30 Representación esquemática de una estructura. 58
Figura 2.31 Fuerzas de diseño según la dimensión de la cimentación. 62
Figura 2.32 Reducción de demanda según la profundidad de la cimentación. 63
Figura 2.33 Estructura con base flexible. 64
Figura 2.34 Efectos al implementar la interacción suelo-estructura. 65
Figura 2.35 :El impacto significativo de la flexibilidad del suelo. 66
Figura 2.36 Incidencia de las ondas sísmicas en cimientos. 69
Figura 2.37 Ejemplos de amortiguadores usados en estudios. 71
Figura 2.38 Representación esquemática de efectos en interacción inercial. 72
Figura 2.39 Edificio con sótano rodeado de tierra. 73
Figura 2.40: Enfoque de modelado para cimentaciones empotradas. 73
Figura 2.41 Macro localización del edificio Rigoberto López Pérez. 76
Figura 2.42 Micro localización del edificio Rigoberto López Pérez. 76
Figura 3.1: Estructura del edificio Rigoberto López Pérez y escalera central. 78
Figura 3.2 Introducción de la carga CVR para techo en el edificio. 80
Figura 3.3 Asignación de la carga CVR para los niveles restantes 80
Figura 3.4 Asignación de la CSM correspondiente a techo en el edificio. 81
Figura 3.5 Asignación de la CSM correspondiente a los niveles restantes. 81
Figura 3.6 Modos de vibrar del edificio 90
Figura 3.7 Escalado de los cortantes para el edificio. 91
Figura 3.8 Modos de vibrar de la escalera. 96
Figura 4.1 Resultados del NovoSPT 105

Figura 4.2 Gráfica de la velocidad de onda de corte según el NovoSPT 105
Figura 4.3 Ángulo de fricción interna según el NovoSPT. 112
Figura 4.4 Losa de fundación de edificio y de la escalera. 127
..... 134
Figura 4.5 Espectro con ISE con 5% de amortiguamiento en edificio. 135
Figura 4.6: Rigidez efectiva de la cimentación 140
Figura 4.7 Espectro con ISE y con amortiguamiento real calculado en edificio. 145
Figura 4.8 Espectro con ISE con 5% de amortiguamiento en escalera. 153
Figura 4.9 Espectro con ISE y con amortiguamiento real calculado en escalera. .. 162
Figura 5.1 Gráficas de aceleración vs tiempo para los registros descargados del PEER (sin escalar). 165
Figura 5.2 Espectros generados a partir de los 11 movimientos sin escalar. 167
Figura 5.3 Asignación de rótulas en vigas. 169
Figura 5.4 Asignación de rótulas en columnas (acero y concreto). 169
Figura 5.5 Asignación de rótulas en arriostres. 170
Figura 5.6 Introducción de carga gravitatoria. 170
Figura 5.7 Parámetros para la búsqueda de los registros de acelaciones. 171
Figura 5.8 asignación del espectro de diseño en Etabs. 171
Figura 5.9 Introducción del registro de aceleración. 172
Figura 5.10 Visualización del registro de aceleración insertado. 172
Figura 5.11 Tipo de función a usar para la realización del escalado. 173
Figura 5.12 Introducción de espectro y registro de aceleración para escalado. 173
Figura 5.13 Introducción de los valores de la frecuencia para el escalado. 174
Figura 5.14 Visualización gráfica del escalado. 174
Figura 5.15 Introducción de los registros de aceleración en dirección x. 175
Figura 5.16 Introducción de los registros de aceleración en dirección y. 177
Figura 5.17 Asignación del coeficiente de balasto. 179

Figura 5.18 Eliminación de las restricciones a la losa de cimentación. 180
Figura 5.19 Asignación de los valores de resortes helicoidales. 180
Figura 5.20 Edificio y escalera sin ISE y considerando ISE. 181
Figura 5.21 Respuesta a fuerzas en análisis elásticos e inelásticos. 184
Figura 5.22 Factor R. 184
Figura 5.23 Cortantes del edificio. 185
Figura 5.24 Cortantes de la escalera 186
Figura 5.25 Mecanismos de colapso en el edificio sin ISE. 188
Figura 5.26 Mecanismos de colapso en el edificio con ISE 189
Figura 5.27 Mecanismos de colapso en la escalera sin ISE 190
Figura 5.28 Mecanismos de colapso en la escalera con ISE 191
Figura 5.29 Factores de Desempeño Sísmicos. 192
Figura 5.30 Desplazamientos en el edificio. 193
Figura 5.31 Desplazamientos en la escalera. 194

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Propuesta de clasificación de los suelos en Managua. 12
Tabla 2.2 Clasificación de los grupos (RNC 07). 17
Tabla 2.3 Factor de suelo. 19
Tabla 2.4: Efectos de comportamiento no lineales. 33
Tabla 2.5 Distorsiones máximas de colapso. 50
Tabla 3.1 Área saliente. 82
Tabla 3.2 Fuerzas sismicas estáticas sin reducir. 84
Tabla 3.3 Reducción de fuerzas sísmicas en el eje X. 85
Tabla 3.4 Reducción de fuerzas sísmicas en el eje Y. 85
Tabla 3.5 Participación modal en edificio. 89
Tabla 3.6 Cortantes dinámico y estático en edificio. 91
Tabla 3.7 Desplazamiento lateral máximo por nivel en el edificio. 92
Tabla 3.8 Derivas de servicio en el edificio. 92
Tabla 3.9 Derivas en colapso del edificio. 93
Tabla 3.10: Criterio P-Delta del RNC-07 en Y del edificio. 94
Tabla 3.11 Criterio P-Delta del RNC-07 en X del edificio. 95
Tabla 3.12 Participación modal de la escalera. 95
Tabla 3.13 Cortantes dinámico y estático en escaleras. 97
Tabla 3.14 Desplazamiento lateral máximo por nivel en escalera. 97
Tabla 3.15 Derivas de servicio en escaleras. 98
Tabla 3.16 Derivas en colapso de escaleras. 98
Tabla 3.17 Criterio P-Delta del RNC-07 en Y en escaleras. 99
Tabla 3.18 Criterio P-Delta del RNC-07 en X en escaleras. 99
Tabla 4.1 Datos del sondeo N°2. 102

Tabla 4.2 Para el sondeo N°2 tabla de propiedades dinámicas del suelo 106
Tabla 4.3 Valores de pesos unitarios según el número de golpes 107
Tabla 4.4 Valores o rangos de valores de Poisson 108
Tabla 4.5 Módulo de elasticidad según el tipo de suelo. 109
Tabla 4.6 Valores ocupados para el cálculo de las presiones en sótano. 111
Tabla 4.7 Comparación de velocidades 115
Tabla 4.8 Clasificación de sitio. 115
Tabla 4.9 Valor del Sxs en edificio 117
Tabla 4.10 Datos para interacción suelo-estructura en edificio. 117
Tabla 4.11 Aceleración efectiva pico. 118
Tabla 4.12 Valores de aceleración espectral. 120
Tabla 4.13 Coeficientes de sitio en edificio. 121
Tabla 4.14 Velocidad de onda de corte efectiva en edificio. 122
Tabla 4.15 Relación histerética del suelo 123
Tabla 4.16 Coeficientes de límite superior en el período calculado. 125
Tabla 4.17 Resumen de datos obtenidos para ISE en edificio. 127
Tabla 4.18 Resumen de parámetros de efectos de losa base y empotramiento. ... 129
Tabla 4.19 Modificación del espectro con ISE en edificio. 132
Tabla 4.20 Parámetros para el cálculo del efecto inercial en edificio. 136
Tabla 4.21 Cálculo del valor de C. 137
Tabla 4.22 Rígidez de la cimentación en la superficie. 138
Tabla 4.23 Rigidez superficial de la cimentación en el edificio. 138
Tabla 4.24 Factores de corrección por profundidad. 139
Tabla 4.25 Corrección por profundidad en el edificio. 139
Tabla 4.26 Rigidez efectiva para cada apoyo en edificio. 140
Tabla 4.27 Parámetros para encontrar amortiguamiento real en edificio. 141

Tabla 4.28 Valor de SXS en escalera. 146
Tabla 4.29 Parámetros para el cálculo de los efectos ISE en la escalera. 146
Tabla 4.30 Valor de la aceleración efectiva de pico. 147
Tabla 4.31 Cálculo de período aproximado según el ASCE/SEI 7-16. 147
Tabla 4.32 Coeficiente de límite superior en el período calculado. 148
Tabla 4.33 Resumen de datos obtenidos para el efecto ISE en escaleras 150
Tabla 4.34 Resumen de parámetros de efecto de losa base y empotramiento. 151
Tabla 4.35 Modificación del espectro con ISE en escaleras 151
Tabla 4.36 Datos para el cálculo de efecto inercial en la escalera. 154
Tabla 4.37 Cálculo del valor de C. 155
Tabla 4.38 Rigidez de la cimentación en la superficie 156
Tabla 4.39 Resultados de la rigidez de la cimentación en escaleras. 156
Tabla 4.40 Factores de corrección por profundidad. 157
Tabla 4.41 Corrección por profundidad en escaleras 157
Tabla 4.42 Rigidez efectiva de la cimentación en escaleras 158
Tabla 4.43 Parámetros para cálculo de amortiguamiento real en la escalera. 158
Tabla 5.1 Registros extraído del PEER Ground motions database. 164
Tabla 5.2 Participación modal en el edificio. 182
Tabla 5.3 Participación modal en escalera. 183
Tabla 5.4 Cortantes máximos no lineales en el edificio 185
Tabla 5.5 Cortantes máximos no lineales en la escalera 186
Tabla 5.6 Comparación de cortantes de diseño en edificio 187
Tabla 5.7 Comparación de cortantes de diseño en escalera 187
Tabla 5.8 Comparación de los desplazamientos en el edificio. 193
Tabla 5.9 Comparación de los desplazamientos en la escalera. 194
Tabla 5.10: Desplazamientos de piso permisibles. 195

Tabla 5.11 Evaluación de los desplazamientos máximos en el edificio del análisis lineal según criterio de ASCE. 196

Tabla 5.12 Evaluación de los desplazamientos máximos inelásticos en el edificio según criterio de ASCE. 196

Tabla 5.13 Evaluación de los desplazamientos máximos en la escalera del análisis lineal según criterio de ASCE. 196

Tabla 5.14 Evaluación de los desplazamientos máximos inelásticos en la escalera según criterio de ASCE. 197

CAPITULO I. GENERALIDADES.

1.1 INTRODUCCIÓN

Nicaragua se encuentra ubicada en una zona de interacción de placas tectónicas (Cocos y Caribe), cuyo movimiento relativo desarrolla esfuerzos en la corteza terrestre que han derivado sistemas de fallas activas y alta ocurrencia de terremotos, que a su vez han generado y pueden causar daños en la infraestructura y consecuencias en la población expuesta.

La alta sismicidad del país ha sido ratificada por la ocurrencia de un amplio número de terremotos, entre los cuales se destacan los sismos de 1931 y de 1972; ambos con un alto poder destructivo y con consecuencias desastrosas para la población y la economía del país. Considerando la alta amenaza sísmica a la que está sometida Managua y su población, es necesario la aplicación de métodos de análisis estructurales más seguros que garanticen la adecuada respuesta de las edificaciones ante un sismo.

Considerando lo antes mencionado, para un análisis bastante completo de la estructura se incorporará la interacción del suelo y siempre teniendo en cuenta que se desea realizar un diseño basado en desempeño, el cual tiene como finalidad única determinar cómo se comporta una estructura ante cualquier tipo de solicitación, en el cual se plantea que la estructura pueda brindar protección a sus ocupantes, y en algunos casos permitir que la estructura no colapse.

Por tanto, este documento evaluará el desempeño estructural de un edificio de cinco niveles ubicado en la ciudad de Managua. Dicha evaluación, se realizará en base a los resultados obtenidos de la curva de capacidad determinada en el análisis dinámico time history no lineal considerando interacción suelo estructura, utilizando para este último el software ETABS como herramienta de ayuda para esta investigación. La evaluación estará basada en la aplicación del Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07) y la normativa complementaria ASCE 41-17.

Este estudio comprenderá el comportamiento de un edificio de cinco niveles ante el tipo de suelo que soporta la estructura, basándose en datos obtenidos de algunos de los sismos de mayor magnitud que han afectado a la ciudad de Managua.

1.2 ANTECEDENTES

El análisis sísmico ha ido evolucionando en el tiempo a consecuencia de estudios y nuevas herramientas, permitiendo llegar a respuestas más precisas y representativas del comportamiento de los edificios ante los sismos (FEMA 273, 1997). Primero, mediante el análisis estático lineal y luego al análisis dinámico lineal.

Posteriormente, se pudo lograr entrelazar las curvas de capacidad de los ensayos reales con las solicitudes sísmicas, lográndose análisis estáticos no lineales, donde los espectros de capacidad y demanda fueron un gran avance.

Ahora que las herramientas informáticas para análisis sísmicos son lo suficientemente avanzadas, se están desarrollando procedimientos de análisis dinámicos no lineal, tales como es el análisis Time History que permite modelar la estructura, tomando en cuenta la forma en como disipa energía en base a su tipo de comportamiento histerético, y todo esto frente a diversos niveles de peligros sísmicos.

En la actualidad, entre los principales contamos con 4 tipos de análisis:

- Análisis estático lineal: ignora la no linealidad y efectos dinámicos.
- Análisis dinámico lineal: ignora la no linealidad.
- Análisis estático no lineal (Push-over): ignora efectos dinámicos.
- Análisis dinámico no lineal (time-history): toma en cuenta la no linealidad y efectos dinámicos.

Las observaciones de Shimazaki & Sozen (1984), que incluyeron un amplio rango de tipos de respuestas histeréticas, resistencias y movimientos del terreno, confirmadas por ensayos experimentales. Con base a estas observaciones desarrollaron un procedimiento simple para el cálculo de las derivas no lineales.

Éstos fueron sometidos a sismos escalados a un espectro de respuesta asociado al sismo de diseño y al sismo máximo considerado. Los resultados fueron cuantificados en términos de respuesta global (derivas de piso, cortes basales, entre otros) y respuesta local (corte en columnas, cargas axiales y deformación del acero). A través de esta investigación se determinó que las estructuras desarrollaron

deformación inelástica importante en las columnas en la base de la edificación y en un 70% de las vigas a lo largo de la altura de la edificación tanto para el sismo de diseño como para el sismo máximo considerado.

Lo anteriormente mencionado es una breve reseña a nivel macro de cómo ha avanzado el desarrollo de las investigaciones en rangos no elásticos, los que ocurren cuando las edificaciones son sometidas a impactos de sismos y los elementos de la edificación sufren demandas extremas de esfuerzo.

En la Universidad Nacional de Ingeniería, se han realizado investigaciones aplicando métodos lineales y no lineales en estructuras de acero tales como son:

- Análisis sísmico de una edificación con sótano considerando interacción suelo estructura, empleando los métodos modales espectral y respuesta en el tiempo (Mendoza, 2020), donde se concluyó que en los edificios en estudio hubo un aumento en el cortante basal, aunque el comportamiento hubiese sido en disminución, por la flexibilidad de la base, esto podría deberse a que se consideró los empujes de tierra circundante en los muros de sótano.
- Evaluación comparativa del desempeño estructural de un edificio de acero con arriostramiento concéntricos convencionales vs arriostramiento de pandeo restringidos (Jarquín, 2019).
- Efectos de interacción dinámica suelo-estructura en un edificio en la ciudad de Managua (García, Ríos y Zamora, 2018) donde se obtuvo un alargamiento en el periodo de la estructura y con esto, la fuerza incrementa cuando se utiliza los efectos ISE. Esto quiere decir, que los elementos deben de ser considerados para una revisión de diseño que les solicite una mayor dimensión.

1.3 JUSTIFICACIÓN

En áreas propensas a terremotos como la ciudad de Managua, es de gran importancia conocer el movimiento del suelo en la base de la estructura y del terreno adyacente, el cual, sin lugar a dudas, será distinto del movimiento del campo libre correspondiente. Por lo tanto, la presencia de una estructura modificará la respuesta del terreno.

En el caso de las estructuras existentes en Managua, los diseños se elaboran siguiendo los criterios que se describen en el RNC-07. Sin embargo, el espectro de diseño contemplado en el reglamento brinda un aporte, de alguna manera implícita sobre los efectos de interacción suelo-estructura, esto es así debido a que el efecto de interacción hace variar los esfuerzos que ocurren en estructuras de edificación normales y, por lo tanto, el olvido de tal efecto conduciría, en general, a un proyecto conservador.

Por lo anterior, es evidente que en Nicaragua y principalmente en Managua no se han desarrollado muchos estudios que demuestren los efectos y variaciones que produce la interacción dinámica suelo-estructura en la respuesta sísmica de sitio. La mayoría de ellos se basan solo en el estudio de elementos en rango elástico, es decir, no se realiza ningún otro tipo de verificación o comprobación del cálculo estructural, y los desastres que han ocurrido por causas sísmicas a lo largo de la historia del país, demuestran que un análisis lineal controlado por las derivas inelásticas no es suficiente para asegurar que las estructuras no colapsen.

La importancia de realizar un análisis dinámico no lineal, se debe a la necesidad de construir edificaciones sismorresistentes, debido a eventos sísmicos que ocurren en el país, buscando como fin, modelar a través del software ETABS el comportamiento real de la estructura ante un evento sísmico, sin asumir comportamientos que podrían no reflejar la realidad.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo General

- Realizar el análisis dinámico no lineal considerando efecto interacción suelo estructura, de un edificio de cinco niveles, ubicado en la universidad nacional de ingeniería, departamento de Managua.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Desarrollar el análisis sísmico en el rango lineal de la estructura de cinco niveles utilizando como base el reglamento nacional de la construcción (RNC07) y reglamento auxiliar ASCE 7-16.
- Analizar la edificación utilizando el método no lineal (time history), modelado en el software ETABS.
- Evaluar el análisis dinámico no lineal, tomando en cuenta la interacción suelo estructura, obteniendo las características dinámicas del suelo, mediante correlaciones con el SPT para el uso de funciones de impedancia.
- Determinar el punto de desempeño para evaluar la estructura en dependencia de su importancia de acuerdo la ASCE 41-17.

CAPITULO II. MARCO TEORICO.

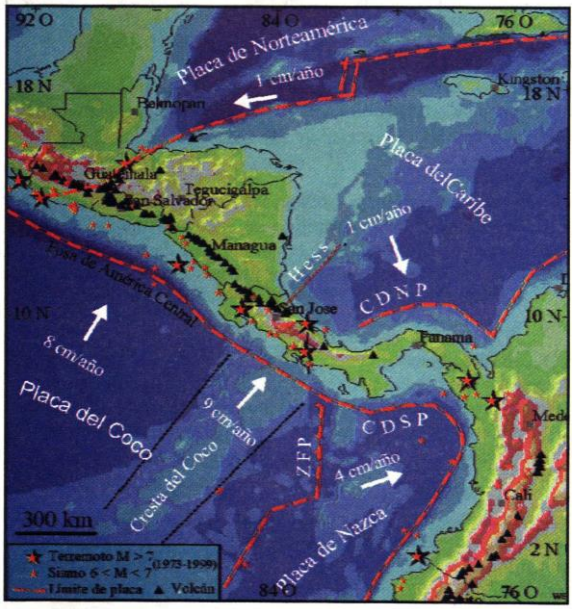
2.1 EVALUACIÓN SÍSMICA

2.1.1 Amenaza sísmica

El Istmo Centroamericano se encuentra en el borde del Cinturón Sísmico que rodea al océano Pacífico, por lo cual está sujeto a los movimientos telúricos derivados de la subducción de la placa de Cocos, esta placa se está acercando lenta y continuamente generando sismos de gran magnitud. La deriva continental de las placas de Norte y América del Sur encuentra allí el eslabón débil que les permite marchar con direcciones y velocidades diferentes.

Figura 2.1 Ambiente tectónico de Nicaragua.

El movimiento relativo de la placa Coco es convergente con la placa Caribe a una tasa de ocho centímetros por año aproximadamente (DeMets et al., 1994).



Fuente: Microzonificación sísmica de Managua, Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER, 2020).

Las principales causas de la alta sismicidad en la región del Pacífico de Nicaragua son:

1. Flexión del fondo oceánico al ser obligado a hundirse bajo la corteza continental. Esto genera rupturas por encima de la placa que se hunde por tensión; por debajo debido a presión; y al interior por corrimiento de los estratos superiores respecto a los inferiores.

2. Fricción que ejercen entre sí las placas de Cocos y del Caribe. Las características rugosas de las superficies en contacto aumentan la fricción y por ende la generación de sismos por ruptura de grandes volúmenes de rocas.
3. Resistencia al movimiento de ambas placas rompiéndose en la vecindad del contacto.
4. Resistencia del Manto a la penetración de la placa en subducción.
5. Presencia de una zona de debilidad estructural denominada Graben de Nicaragua que contiene la cadena volcánica, los grandes lagos y lagunas cratéricas. Esta zona está altamente fracturada y es propensa a la generación de muchos sismos pequeños y algunos más fuertes que en ocasiones pueden destruir parte de algunos poblados de Managua.

Las fallas sísmicas locales, en términos estadísticos, generan el 59% de la amenaza sísmica total en Managua. El 41% restante resulta de la zona de subducción, de otras zonas en la cadena volcánica y de la zona montañosa de Nicaragua (Segura, Bungum, Lindholm, y Hernández, 1999).

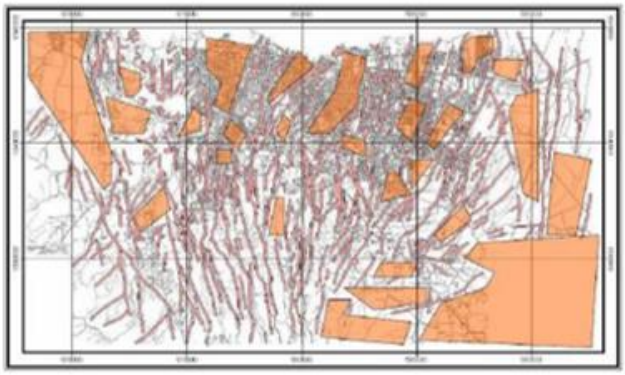
Se cree que las fallas principales que atraviesan la parte central de Managua tienen pocos kilómetros de longitud, y con estas características pueden generar terremotos relativamente moderados de magnitudes hasta 6.5 Richter. No obstante, pueden ser destructivas por que el hipocentro es poco profundo y la ruptura corta la superficie. Por otro lado, la Cofradía y Mateare, por ser más largas y acumular más energía podrían causar terremotos más grandes.

La importancia de consideraciones geológicas para la reconstrucción de Managua fue obvia después del terremoto de 1972 (Schmoll, Krushensky y Dobrovolny, 1975). Como acción inmediata, las autoridades competentes de ese entonces encargaron un mapa de fallas y de amenaza sísmica, que fue presentado, junto con la matriz de planeación, por woodward-clyde en 1975 al viceministro de planificación urbana.

Es de considerable importancia que el mapa de fallas geológicas de Managua se encuentre en constante actualización, una de estas se realizó en mayo del 2002. Sin embargo, en este estudio no se logró realizar un mapa geológico-estructural, el cual

exige parámetros geométricos y estructurales (desplazamiento, grado de actividad, buzamiento, etc.) de las fallas o su edad relativa, se limitaron a presentar la ubicación y trayectoria de las fallas según la figura 2.2 del (Instituto Nicaragüense de estudios territoriales (INETER, 2002).

Figura 2.2 Zonas de fallas y áreas blancas que requieren futura investigación.



Fuente: Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER, 2002).

2.1.2 Amplificación del suelo en Managua

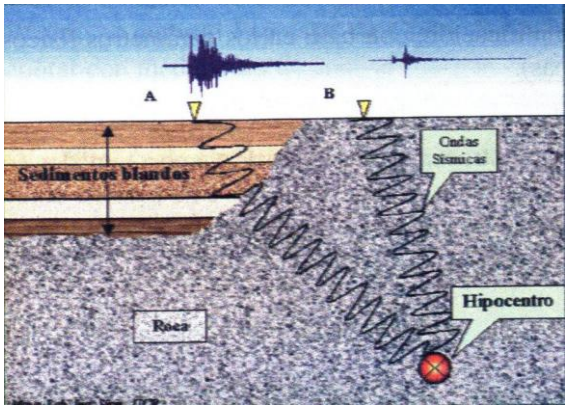
En sismología, se denomina como “suelo” a las capas superiores de la tierra, conformadas muchas veces de materiales blandos, menos consolidados que las capas rocosas, que son más profundas.

La consistencia del suelo juega un papel importante para la evaluación de la amenaza sísmica. En sus capas, las ondas sísmicas sufren cambios muy significativos; generalmente, las capas de suelo se tornan más peligrosas que las capas rocosas.

Si la superficie es de roca, las ondas sísmicas afectan los edificios en un determinado sitio con una cierta fuerza o aceleración, que depende sobre todo de la magnitud del sismo y de la distancia espacial del foco al sitio. Si éste se asienta sobre espesas capas de suelo blando, las ondas sísmicas reducen su velocidad considerablemente: de más de mil metros por segundo, a unos cien metros por segundo; y, en casos extremos, a menos de cien metros por segundo. Esto significa que la energía transportada por la onda sísmica se concentra en un volumen más pequeño, la oscilación del material aumenta y las amplitudes de la sacudida sísmica se incrementan.

Figura 2.3 Ambiente tectónico de Nicaragua.

La onda sísmica emitida del hipocentro se propaga, sin muchos cambios, hacia el punto B y el sismograma registra amplitudes pequeñas. No obstante, en el punto A, sobre el suelo, se registran amplitudes muchos más altas que en B.



Fuente: Moya, Lab.Ing. Universidad de Costa Rica.

Lo anterior significa que sobre el suelo blando se registran amplitudes sísmicas más altas que sobre la roca. La amplificación de las ondas sísmicas en el suelo blando ha sido observada en muchas ocasiones. Es típico que edificios ubicados en un valle, por ejemplo, sobre los sedimentos de un río, sufren destrucción durante un terremoto; mientras que construcciones similares sobre roca, a sólo pocos metros de distancia, no se ven afectadas.

Los parámetros físicos más importantes, que determinan cómo las capas del suelo amplifican las ondas sísmicas, son el material del suelo (del cual se deriva la velocidad sísmica) y el espesor total de las capas blandas. La amplificación de la amplitud de las ondas sísmicas no es uniforme para todas las frecuencias. El espesor total del suelo blando es el principal factor, responsable de que algunas frecuencias se amplifiquen mucho más que otras.

En un estudio mexicano realizado en 1975, se logró averiguar que el espesor total del suelo suelto y semicompacto en Managua es, por lo general, de menos de diez metros. Se encontró además que, en estas capas, las ondas sísmicas cortantes (Ondas S) tienen una velocidad de entre 208 y 280 metros por segundo, y que, en los materiales inferiores, compactos, la velocidad alcanza más de 400 metros por segundo (Strauch, 2000).

Las amplificaciones del suelo para la ciudad de Managua, fueron obtenidas por Escobar y Corea (1998) con el método analítico, y por Guzmán et al. (1999) con el método de Nakamura. Aparentemente, a través de estos estudios, se distinguen zonas restringidas con amplificaciones entre 2.5 y 3 al norte de la laguna de Asososca, al Noroeste de la laguna de Tiscapa y al Norte de la parte Este de la carretera Norte; pero estas amplificaciones se refieren a frecuencias altas, arriba de 8Hz.

En la actualidad, Hernández (2009) realizó una propuesta de microzonificación de la ciudad de Managua con base en mediciones de ruido ambiental. El estudio se basó en agrupar por familias, los cocientes o razones espectrales (H/V) que tuvieran una similitud en frecuencia y amplificación. De esta manera se agrupan suelos que pueden tener una respuesta sísmica similar, y posteriormente definió los modelos de estratigrafía y velocidades para cada estrato.

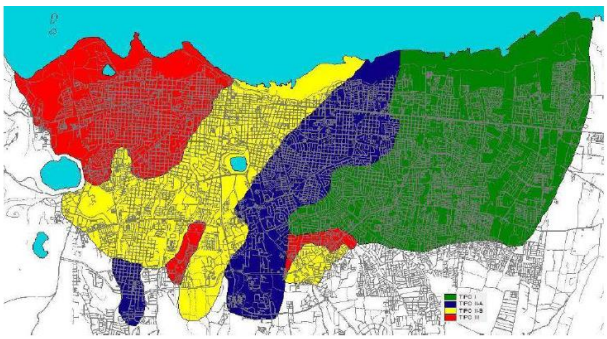
Tabla 2.1 Propuesta de clasificación de los suelos en Managua.

Tipo de suelo	Descripción	VS_{30} (m/s)
Tipo I	Afloramiento rocoso	909
Tipo II-A	Suelo firme (muy denso)	609
Tipo II-B	Suelo firme (denso)	471
Tipo III	Suelo moderadamente blando	360

Fuente: (Hernández, 2009).

En el mapa de la siguiente figura se muestra la zonificación propuesta con base en el parámetro VS_{30}. Los datos correspondientes en cada zona aparecen en la tabla anterior.

Figura 2.4 Clasificación de los suelos para la ciudad de Managua.



Fuente: (Hernández, 2009).

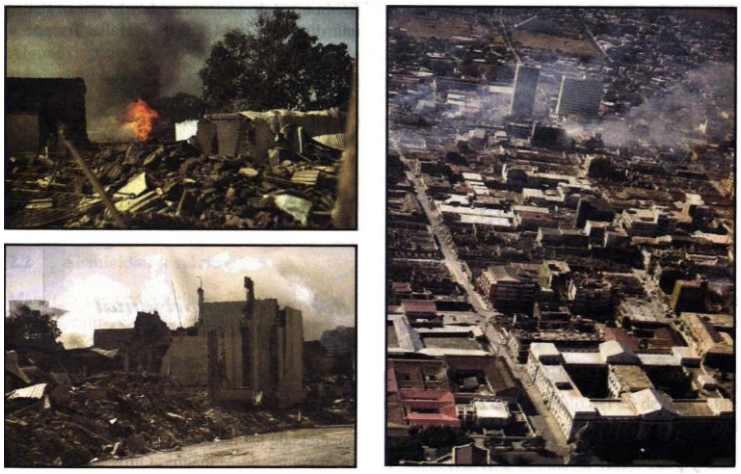
Otros estudios han sido desarrollados por Obando, Park, Ryden y Ulriksen (2011), en el sitio donde se ubica el sensor de pozo de la UNAN-Managua, para ello se utilizó métodos geofísicos tales como MASW y H/V. En estas investigaciones se obtuvo parámetros de amplificación por medio de sismos, así mismo un modelo de velocidades con contrates de impedancia a una profundidad aproximada de 50 m, lo que fue ratificado con las curvas de razón espectral H/V.

Siguiendo una misma línea de tendencia, también Escorcia y Ochoa (2013), realizaron una evaluación de la respuesta sísmica de sitio usando el criterio VS_{30} para varios sitios de la ciudad de Managua, encontrando que los espectros elásticos de respuesta generados a partir del terremoto de 1972, mostrando una divergencia notable con respecto al RNC-07 en amplitud y ancho de la platea, especialmente en sitios donde el basamento se encuentra muy por debajo de los 10 m.

2.1.3 Terremotos históricos

El terremoto de 1931 reveló la existencia de una falla geológica que pasa por el estadio nacional, este no estímulo la realización de muchos estudios técnicos. La fuente científica más importante sobre este evento es la publicación de Sultán (1931). En el caso del terremoto de 1972, uno de los desastres más importantes ocurrido poco tiempo después de la adopción de la nueva teoría general de las placas tectónicas, alentó una gran cantidad de estudios a nivel nacional e internacional. El centro de Managua fue completamente destruido por un sismo de magnitud 6.2 en la escala de Richter. En la siguiente figura se muestran algunas fotos ilustrativas.

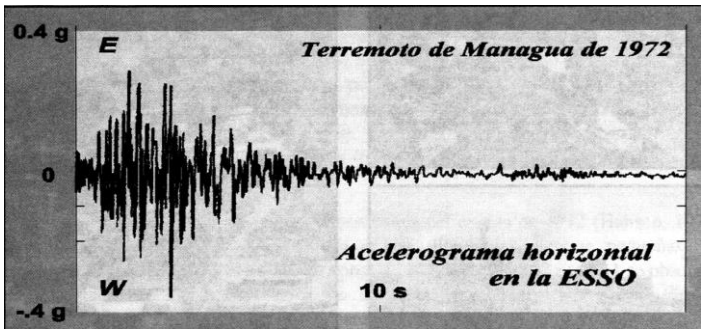
Figura 2.5 Fotos del terremoto de Managua de 1972.



Fuente: (INETER, 2002).

El acelerógrafo instalado en la refinería ESSO midió un nivel de aceleración horizontal de 0.39 g (1 g corresponde a la gravedad de la tierra) a una distancia de 4km de la falla Tiscapa y, aproximadamente, 7 km del hipocentro como se muestra en la siguiente figura.

Figura 2.6 Acelerograma del terremoto de 1972.



Fuente: *(W. Strauch, 2000).*

Se asume que la aceleración en la cercanía inmediata de las fallas activas fue mucho más alta y pudo haber alcanzado o sobrepasado 1 g, en el centro de Managua. Otros acelerógrafos existentes en Managua no funcionaron durante el terremoto, pero funcionaron inmediatamente, y registraron las réplicas más importantes. Los registros analógicos fueron digitalizados, y se conservan en la base de datos del INETER. En el acelerógrafo de la UNAN, la aceleración máxima fue de 0.6 registrada durante una réplica fuerte que ocurrió en marzo de 1973. Esta amplitud tan alta se explica por la cercanía del epicentro del sismo al sitio de la falla activada.

2.2 TIPOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURALES

En un principio las respuestas que nos interesaban estaban basadas en la resistencia, pero este criterio ha evolucionado y actualmente nos interesan las que se encuentran basadas en los desplazamientos que dañan a las estructuras. Adicionalmente se han demostrado que nuestra capacidad de predicción de la demanda de la resistencia es bastante superior a las posibilidades de predecir los desplazamientos de nuestra estructura, siendo esto muy claro cuando apreciamos una curva de capacidad, donde observamos que pequeñas variaciones en el cortante basal pueden implicar sustanciales variaciones en el desplazamiento.

En términos estáticos diríamos que la incertidumbre en la determinación de las acciones basadas en la resistencia es inferior a la que se halla presente en las basadas en los desplazamientos. Todo este razonamiento más consideraciones económicas han creado el marco en que se viene desarrollando el diseño sísmico basado en el desempeño.

En el análisis de estructuras existentes se analiza y se concluye sobre si es necesario un reforzamiento de la estructura para que cumplan los criterios de aceptabilidad deseado.

Los tipos de análisis se pueden definir en los siguientes:

- Estático:
    1. Método simplificado de análisis (Lineal).
    2. Método estático equivalente (Lineal).
    3. Push-Over (No Lineal).
- Dinámico:
    1. Análisis modal espectral (Lineal).
    2. Análisis no-lineal transitorio “Time-History” (No Lineal).

Los procedimientos lineales suelen ser adecuados para estructuras regulares y de poca altura, en las que los modos de vibración superiores sean insignificantes. Los procedimientos dinámicos son requeridos para estructuras altas con irregularidades torsionales, o sistemas no-ortogonales.

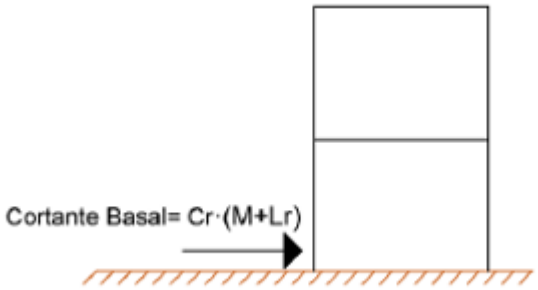
2.2.1 Análisis estáticos

2.2.1.1. Método Simplificado

Este método implica realizar un análisis lineal de la estructura, y las fuerzas laterales se aplican en base a un coeficiente que representa una fracción del peso de la estructura, se representa en la siguiente figura. Este tipo de análisis se realiza con coeficientes que ya incluyen las reducciones por sobre resistencia y ductilidad.

Generalmente para hacer este análisis deben ser estructuras regulares tanto en planta como en elevación, y cumplir con requisitos adicionales del sistema estructural el cual depende del código utilizado.

Figura 2.7 Esquema del método simplificado de análisis.



Fuente: Rosa Eva Gonzales (2018).

2.2.1.2 Método Estático Equivalente

El Método Estático, supone el efecto del sismo equivalente a un sistema de fuerzas horizontales estáticas, que actúan independientemente y no simultáneamente según la dirección de los pórticos principales y secundarios. Dichas fuerzas horizontales se consideran aplicadas al nivel de cada piso, y cuya línea de acción pasa por el centro de gravedad de las cargas verticales de dicho piso. Estas fuerzas horizontales se suponen con una variación lineal con un valor máximo en el nivel de techo y un valor cero en base del edificio.

El reglamento nacional de la construcción RNC-07 define diferentes parámetros para poder evaluar las estructuras mediante el análisis estático equivalente, usado para este documento.

Consideraciones para el Análisis estático según el RNC-07:

- Caracterización de la estructura para el análisis estático equivalente

Clasificación de los Grupos:

El reglamento define las estructuras en tres tipos de grupos; A, B y C, esta clasificación de acuerdo a la funcionalidad e importancia de la estructura. Para las

estructuras del grupo A se definen como estructuras, grupo B estructuras de normal importancia y las de grupo C estructuras de menor importancia.

Tabla 2.2 Clasificación de los grupos (RNC 07).

Grupo A: son aquellas estructuras que por su importancia estratégica para atender a la población inmediatamente después de ocurrido un desastre es necesario que permanezcan operativas luego de un sismo intenso, como hospitales, estaciones de bomberos, estaciones de policía, edificios de gobierno, escuelas, centrales telefónicas, terminales de transporte, etc. También se ubican dentro de este grupo las estructuras cuya falla parcial o total represente un riesgo para la población como depósitos de sustancias tóxicas o inflamables, estadios, templos, salas de espectáculos, gasolineras, etc. Asimismo, se considerará dentro de este grupo a aquellas estructuras cuya falla total o parcial causaría pérdidas económicas o culturales excepcionales, como museos, archivos y registros públicos de particular importancia, monumentos, puentes, etc.
Grupo B: son aquellas en el que el grado de seguridad requerido es intermedio, y cuya falla parcial o total causaría pérdidas de magnitud intermedia como viviendas, edificios de oficinas, locales comerciales, naves industriales, hoteles, depósitos y demás estructuras urbanas no consideradas esenciales, etc.
Grupo C: son aquellas estructuras aisladas cuyo falla total o parcial no pone en riesgo la vida de las personas, como barandales y cercos de altura menor a 2.5 m.

Fuente: RNC- 07.

Factor de Reducción por Ductilidad

El factor de reducción de ductilidad está definido por los valores del factor de comportamiento sísmico Q y los valores de los periodos T y Ta, en el artículo 21 del reglamento nacional define las condiciones para calcular el valor del factor de reducción por ductilidad.

Igualmente, este artículo define los requisitos necesarios para definir el valor del factor de comportamiento sísmico con respecto a especificaciones de la estructura; puede ser un valor de Q igual a 4, 3, 2, 1.5 y 1.

Factor de reducción por sobre resistencia

Este factor es único para la norma nicaragüense, este está definido como Ω con un valor de 2.

Condiciones de Regularidad

Estas condiciones evalúan las características físicas del sisma estructural, desde su configuración en planta como elevación, esto para definir si la estructura es de forma regular, irregular o fuertemente irregular:

- Regular: debe cumplir con un total de 12 consideraciones de su configuración, tanto en planta como elevación.
- Irregular: Si la estructura no cumple con una o más de las consideraciones se establece que es una estructura irregular.
- Fuertemente Irregular: para considerar una estructura fuertemente irregular debe cumplir con lo establecido en sus dos consideraciones.

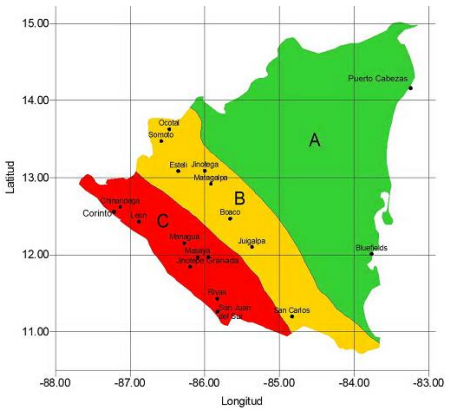
Coeficiente Sismo-resistente

Este valor definido como **c** es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo, V_0, entre el peso de la edificación sobre dicho nivel, W_0. Con este fin se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos.

Zona Sísmica.

Para la zonificación de riesgo sísmico para Nicaragua el reglamento define tres tipos de zona; A, B y C como se muestra en la siguiente imagen.

Figura 2.8 Zonificación sísmica para Nicaragua.



Fuente: RNC 07.

La zona A esta definida como una zona con baja intensidad, la zona B intermedia y la zona C como alta intensidad, esta zonificación sirve para determinar el valor de los factores de tipo de suelo, estos divididos por zona y tipo I, II y III.

Tabla 2.3 Factor de suelo.

Zona	Tipo I	Tipo II	Tipo III
A	1.0	1.8	2.4
B	1.0	1.7	2.2
C	1.0	1.5	2.0

Fuente: RNC-07.

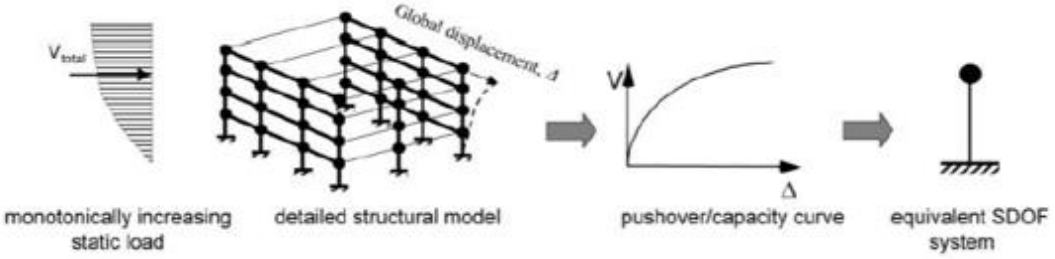
Para este estudio se utilizarán los factores de suelo de la zona C, debido a que el edificio se ubicará en la ciudad de Managua, comprendida por esta zona.

2.2.1.3 Análisis Estático No-Lineal o "Push-Over"

El análisis estático no lineal es un paso intermedio entre el análisis elástico lineal y el análisis dinámico no lineal. Dentro del análisis estático no lineal lo que más se utiliza es la técnica del Pushover para encontrar la curva de capacidad de carga de las estructuras bajo demandas sísmicas.

El análisis Push-Over es un método estático que incorpora la no-linealidad de los elementos resistentes a las fuerzas laterales que consiste en llevar al colapso la estructura ya diseñada, de la cual se conoce su armado; esto se logra mediante la aplicación de un patrón de cargas laterales incrementales y bajo cargas gravitacionales constantes, que se aplican en la misma dirección hasta que la estructura colapse o hasta cierto valor de carga, hasta que un desplazamiento definido es alcanzado. El patrón de fuerzas lateral puede ser un patrón de forma definido, o patrón de carga modal que es una representación de las fuerzas inerciales en el rango elástico. Este procedimiento nos permite obtener una curva de capacidad, que relaciona el cortante basal aplicado y el desplazamiento generado, lo cual nos permite encontrar el sistema equivalente de un grado de libertad. Este procedimiento se observa en la siguiente figura.

Figura 2.9 Esquema Push-Over.



Fuente: Fema 440.

La curva de capacidad se debe representar en un sistema de un grado de libertad equivalente, para compararlo con el espectro elástico de diseño, la cual se relaciona con la curva de demanda para así encontrar el punto de desempeño.

Con esta técnica es posible evaluar el desempeño esperado de la estructura por medio de la estimación de fuerzas y demanda de deformaciones en el diseño sísmico, además se puede aplicar:

- Para verificar o revisar la proporción de sobreresistencia.
- Para estimar mecanismos de plasticidad esperada, además de estimar una distribución de daño.
- Verificar que las conexiones críticas permanezcan con capacidad de transmitir cargas entre los elementos.
- Como alternativa de rediseño.

El análisis estático no lineal, no posee un fundamento teórico profundo. En él se asume que los múltiples grados de libertad de la estructura están directamente relacionados a la respuesta sísmica de un sistema equivalente de un grado de libertad con características de histéresis apropiadas. El modelo que se genera para realizar el análisis, incorpora directamente, la no linealidad de los materiales de manera que es empujado hasta un desplazamiento esperado, y las deformaciones y fuerzas internas resultantes pueden ser determinadas.

2.2.2 Análisis dinámicos:

2.2.2.1 Análisis Modal Espectral (Dinámico Lineal)

El llamado análisis modal aprovecha las propiedades de los modos de vibración para reducir el problema de resolver un sistema acoplado de *n* ecuaciones diferenciales al de *n* ecuaciones diferenciales desacopladas. El concepto fundamental es que, en un instante dado, los desplazamientos de las masas de un sistema de varios grados de libertad pueden expresarse como la suma de los desplazamientos debidos a la participación de cada uno de los modos naturales, puesto que los mismos constituyen un conjunto completo.

Cuando la estructura amerita realizar un análisis time-history, el análisis dinámico lineal nos sirve como una forma de comparación, la principal diferencia entre un dinámico lineal y un dinámico no lineal es que el método de análisis tiempo-historia brinda una respuesta discretizada y más precisa que el análisis modal espectral, ya que este último considera una respuesta conservadora al utilizar el máximo valor de desplazamiento por cada modo y combinarlo para obtener un valor final en cada punto, en cambio el tiempo-historia, se va sumando la respuesta de cada modo en cada paso de tiempo.

El método implica el cálculo solamente de los valores máximos de los desplazamientos y las aceleraciones en cada modo usando un espectro de diseño, el mismo que representa el promedio o la envolvente de espectros de respuesta para diversos sismos, con algunas consideraciones adicionales expuestas en los códigos de diseño.

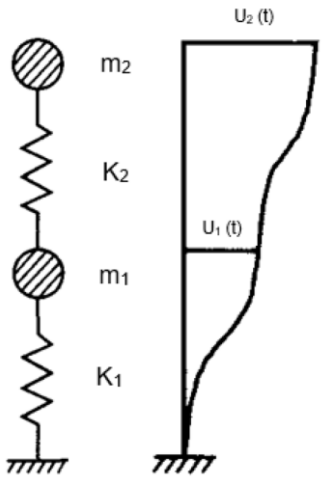
Luego se combinan estos valores máximos, mediante un promedio ponderado entre la media y la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de tales valores máximos; otro método es la combinación cuadrática completa (método CQC), que considera además una correlación entre los valores modales máximos. De este modo, se obtienen los valores más probables de desplazamientos y fuerzas.

Una de las limitaciones de este método es que es aplicable a sistemas lineales; es decir siempre que la estructura se mantenga dentro del campo elástico y de pequeños desplazamientos, otra limitación importante es que sólo da como resultado el valor máximo del desplazamiento de la estructura pero sin indicar en que instante de tiempo

se produce dicho máximo y tomar en consideración que en general no se estudian modos de vibración cuyos períodos difieran en menos del 10% respecto al período anterior considerado.

En general se obtienen tantos modos como pisos tiene el edificio y es deseable determinar qué fracción de la masa total constituye cada masa efectiva de los modos incluidos en el análisis, como un criterio adicional para decidir si es necesario añadir modos superiores.

Figura 2.10 Modelo gráfico del desplazamiento Modal.



Fuente: Propia.

- **Desarrollo Matemático.**

Ecuación del Movimiento.

$$[M]\{\ddot{U}\} + [K]\{U\} = -[M][\gamma][\ddot{x}_0]$$

Donde;

- [M]: Es la matriz de masa.
- [K]: Rigidez de la estructura.
- [γ]: Es el eligen vector obtenido.
- $[\ddot{x}_0]$: Es la representación del vector unitario.
- Para un sistema en vibración libre y sin ningún amortiguamiento.

Las ecuaciones generarles de movimiento para el sistema dinámico estructural pueden escribirse en forma matricial como sigue:

$$\begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} \\ m_{12} & m_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{12} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = 0$$

Donde m es la masa y k la rigidez.

Para considerar la ecuación del movimiento para varios grados de libertad se utilizará el siguiente sistema para ejemplificar el proceso matemático del análisis modal espectral.

Modos de Vibración.

$$u(t) = [\phi_n](\eta)$$

$\phi_n =$ Es un vector de formas, matemáticamente conocido como Eigen Vector (independiente del tiempo).

$(\eta) =$ Es una coordenada modal, la cual provee dependencia temporal y la naturaleza.

Frecuencia Natural

Se obtiene de acuerdo a la segunda derivada con respecto al tiempo.

$$\ddot{u}(t) = [\phi_n](\ddot{\eta})$$

Fuerzas actuantes

$$F = M\ddot{U} + KU$$

Considerando un sistema de dos niveles obtendríamos la primera fuerza actuante de acuerdo a la ecuación:

$$M_1\ddot{u}_1 + (K_1 + K_2)u_1 - K_2u_2 = 0$$

Donde M es la masa, K la rigidez y U el desplazamiento

Haciendo corte en la masa 2

$$M_2\ddot{u}_2 - K_2u_1 + K_2u_2 = 0$$

Haciendo una formulación matricial

$$\begin{bmatrix} M1 & 0 \\ 0 & M2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 \\ -K_2 & K_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Se deduce que para un sistema de n grados de libertad se expresa de la forma:

$$[m]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = 0$$

Nota: Este procedimiento de desarrollo para edificios de dos grados de libertad, se realizó de modo explicativo, para expresar el desarrollo matemático que se debe realizar para poder determinar las ecuaciones, de manera tal que para un edificio de una mayor cantidad de niveles se deberá realizar siguiendo el mismo procedimiento de cálculo, pero cambia en la respuesta de la matriz de rigidez y la matriz de masa.

2.2.2.2 Análisis Dinámico No-Lineal o "Non-Linear Time History Analysis"

El análisis dinámico tiempo historia (NDP) consiste en calcular la respuesta dinámica de una determinada edificación en diferentes intervalos de tiempo, utilizando registros de acelerogramas reales o sintéticos.

En un análisis Tiempo-Historia lineal podemos darnos una idea de cuánto tendrá que resistir nuestra estructura y por cuanto tiempo en estado de fluencia, siempre y cuando conozcamos el punto mencionado. Por ser lineal este análisis las condiciones de la estructura no cambiarán conforme va pasando el tiempo, por ello, aunque conozcamos el tiempo del desplazamiento máximo, si este está después del punto de fluencia será engañoso y posiblemente el punto de fluencia encuentre antes. Con un análisis Tiempo Historia No Lineal, podremos darnos una idea más clara ya que incorpora las propiedades inelásticas de los materiales. La principal diferencia es que el sismo, sólo puede ser modelado usando una función de historias en el tiempo, el cual implica una evaluación paso a paso de la respuesta del edificio.

El análisis time-history no lineal es la mejor herramienta actualmente disponible para predecir la respuesta de un edificio en variados niveles de intensidad del movimiento del suelo. Varios aspectos del análisis no lineal, tales como criterios de aceptación, discretización de elementos, y supuestos sobre el modelado de la energía de disipación a través del amortiguamiento viscoso, deben adaptarse a las características específicas de la representación analítica del sistema, y en la medida

en que varios efectos de comportamiento se capturen en los modelos de componentes no lineales.

El análisis time-history no lineal tiene como objetivo simular todos los modos significantes de deformación y deterioro en la estructura, desde el inicio del daño hasta el colapso. Sin embargo, dadas las capacidades analíticas presentes y las limitaciones prácticas de diseño, por lo general no es factible y tal vez no garantizado, para simular directamente todos los modos de comportamiento no lineal en el análisis.

Principios para el análisis tiempo-Historia.

- Los análisis no lineales Tiempo-Historia deberán cumplir con los principios establecidos por la dinámica estructural.
- Las capacidades y las características de los elementos estructurales no lineales deberán modelarse de manera consistente con datos experimentales o mediante análisis adecuadamente sustentados.
- La respuesta máxima inelástica en desplazamientos y la estimación de fuerzas no deberán ser reducidas y cumplirán con los requisitos establecidos.

Consideraciones en el análisis no lineal time-history no lineal

Atributos de Componentes Inelásticos (curvas backbone).

Con el objetivo de simular precisamente el desempeño estructural, los modelos de análisis time-history no lineal deben estar basados sobre las propiedades esperadas de los materiales y componentes, antes que las propiedades nominales o mínimas especificadas que son de otra forma usados en el diseño. Estas propiedades generalmente incluirán la rigidez, características de resistencia y deformación de los componentes. El término “esperado” se refiere a las propiedades que son definidas basados en valores medios de una larga población de materiales y componentes que son representativos de lo que ocurre en la estructura. El uso de las propiedades estructurales esperadas es importante para proveer una precisión e imparcial medición de la respuesta esperada de todo el sistema. Igualmente, importante es el uso de valores esperados en todo el modelo para caracterizar de una forma precisa

las demandas fuerza y deformación relativas entre los componentes de sistemas estructurales indeterminados. El objetivo principal es evitar cualquier sesgo que podría resultar del uso de propiedades nominales en lugar de propiedades esperadas para algunos componentes, y no otros, en una estructura.

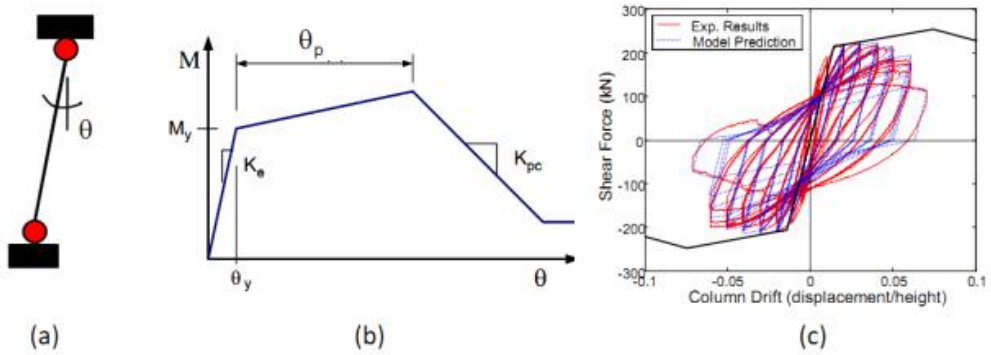
En la siguiente figura se ilustra las características claves de un modelo de rótulas inelásticas para elementos viga-columna de concreto armado. Las características de estos elementos son generalmente aplicables a otros tipos de elementos. Este ejemplo es tomado de un estudio de columnas de concreto armado por Haselton et al. (2008), haciendo uso de un modelo de degradación cíclica desarrollado por Ibarra y Krawinkler (2005). En este ejemplo, la respuesta inelástica es idealizada como una curva (Figura b), denominada curva backbone, que se refiere al momento a la rotación en las rótulas concentradas. La definición de la curva backbone y sus parámetros asociados dependen de los atributos específicos del modelo no lineal usado para simular la respuesta al ciclo histerético (Figura c). Las siguientes características importantes de este modelo serán resaltadas más adelante en este capítulo:

a) Con la curva backbone generalmente se espera capturar tanto la respuesta de endurecimiento y reblandecimiento post-pico. El punto pico de la curva es a veces referido como el punto límite o máximo (capping point), y la capacidad de deformación asociada es la deformación límite o máxima.

b) El modelo cíclico incorpora deterioro en la resistencia y rigidez, los que degradan la curva backbone en función del daño y la energía disipada en el componente. En consecuencia, la curva backbone inicial (Figura b) es calibrada a la respuesta del componente que es representativo de la carga monotónica. Cuando se calibra adecuadamente, el deterioro cíclico permite al modelo capturar la respuesta del componente al deterioro cíclico del modelo. Sin embargo, no todos los modelos pueden capturar este deterioro de resistencia y rigidez.

Figura 2.11 Ilustración del modelado de componentes viga-columna.

(a) modelo de rótula inelástica; (b) curva backbone inicial (monotónica); y (c) modelo de respuesta cíclica (Haselton et al.2008).



Fuente: Haselton, 2008.

Efectos de la Carga de Gravedad en el Análisis No Lineal (uso de función rampa en el software ETABS)

A diferencia del análisis lineal, los análisis no lineales son dependientes del patrón de carga, en el que los resultados dependen de la combinación de los efectos de cargas de gravedad y cargas laterales. Para la evaluación del desempeño sísmico usando un análisis no lineal, la carga de gravedad aplicada en el análisis deberá ser igual a la carga de gravedad esperada, el que es diferente de las cargas de gravedad factorizadas asumidas en las verificaciones de diseño estándar. En general, la carga de gravedad esperada es igual a la carga muerta no factorizada y alguna fracción de la carga viva de diseño.

Fundamento del Análisis Dinámico No Lineal

En este tipo de análisis, la estructura se modela de forma similar a la utilizada para el análisis estático no lineal. La principal diferencia es que la acción sísmica se modela con historias temporales de movimiento (acelerogramas reales o simulados).

Este es el procedimiento más exacto para predecir las fuerzas y los desplazamientos internos de una estructura cuando se ve sometida a una acción sísmica. Sin embargo, la respuesta calculada de la estructura puede ser muy sensible a las características propias de la acción, por lo que se recomienda utilizar varios registros de historias temporales de aceleraciones.

En un proyecto en las edificaciones que puede quedar sometido a acciones sísmicas, es fundamental entender su comportamiento probable: cómo se va a deformar, cuáles son sus regiones críticas y, sobre todo, evitar fallas prematuras que limiten la reserva resistente de la estructura. En aquellos casos donde sea previsible que la estructura entre en el rango inelástico, debe garantizarse una conducta dúctil.

Es importante tener presente la filosofía adoptada en el diseño sismorresistente de la gran mayoría de las edificaciones y obras de ingeniería existentes en áreas urbanas. Esta puede resumirse en la forma que se anota en continuación:

1. Evitar pérdidas de vidas.
2. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
3. Minimizar los daños a la propiedad.

La filosofía para el diseño sismo resistente, requiere que la estructura sea capaz de:

1. Resistir sismos leves sin daños: En este caso la estructura deberá trabajar en el rango elástico.
2. Resistir sismos moderados con daño estructural leve y algún daño en elementos no estructurales.
3. Resistir sismos mayores, catastróficos, sin colapsar.

Durante las últimas décadas, el diseño estructural contra terremotos ha pasado por un proceso continuo de evolución. La historia que comenzó con una simple carga lateral proporcional a la masa resistida por acción elástica ahora ha evolucionado hacia una consideración explícita de los terremotos de diseño aplicados a los modelos detallados de elementos finitos no lineales. El crecimiento exponencial en el poder computacional en los últimos años está reduciendo continuamente la brecha entre la industria y la academia al proporcionar la investigación y la tecnología de vanguardia a los ingenieros en ejercicio. Como resultado, los diseñadores de estructuras hoy en día están equipados con muchas más ayudas y herramientas en comparación con hace un par de décadas. Además, los avances recientes en las técnicas de modelado no lineal

también han abierto una nueva área de investigación que se ocupa de la construcción de modelos informáticos con comportamientos cercanos a los reales. Con tal gama de opciones disponibles, la elección del esquema de modelado y el procedimiento de análisis para la toma de decisiones de diseño a menudo se convierte en una cuestión de “cuanto más sudor; mayor es la recompensa para el diseñador.

El modelado y análisis no lineal de estructuras complejas (por ejemplo, edificios de gran altura con muros de cortante) generalmente se considera un área difícil en la práctica de la ingeniería estructural debido a muchas razones. En primer lugar, requiere una comprensión detallada de diversas interacciones y fenómenos complejos (asociados con componentes inelásticos individuales). En segundo lugar, el análisis no lineal también exige un esfuerzo computacional significativo y el uso de software informático especializado. En algunos casos, los resultados obtenidos pueden ser significativamente sensibles a supuestos de modelado no lineal y propiedades inelásticas de componentes que no siempre pueden estar bien definidas.

La necesidad de modelado y análisis no lineal está creciendo rápidamente a medida que los ingenieros estructurales intentan constantemente equiparse con los últimos avances tecnológicos. Las limitaciones mencionadas anteriormente también están disminuyendo con el desarrollo de los últimos solucionadores de análisis sísmico, herramientas de software y pautas (por ejemplo, ASCE / SEI 41-06 / 13) que brindan una ayuda significativa para comprender e implementar el modelado no lineal de componentes estructurales.

2.3 MODOS DE FALLA EN MARCOS DE ACERO

En este punto analiza los modos de comportamiento y de falla de las estructuras de marcos de momento de acero. Identificar y comprender estos problemas es un paso importante que permite a un analista desarrollar un modelo que capture todo el comportamiento relevante.

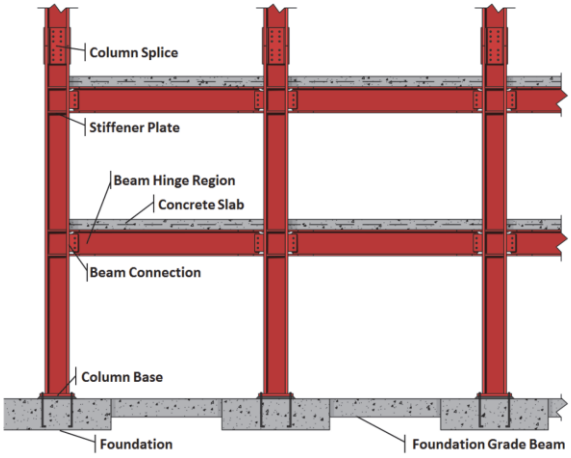
2.3.1 Descripción general del comportamiento en marco de acero

La primera imagen muestra los componentes principales de un marco de momento de acero, incluidas las vigas y columnas de acero, la región del panel de unión de la viga y la columna, el sistema de plataforma de piso y el sistema de cimentación. En los sistemas que emplean principios de diseño de capacidad sísmica, la intención es que la mayor parte del comportamiento inelástico se produzca a través de rótulas por flexión de las vigas y un cortante limitado en la zona del panel, aunque es posible que se produzca un cortante en las columnas. Para pórticos de momento especiales, las conexiones de las vigas a las columnas y los empalmes de las columnas están diseñadas para permanecer esencialmente elásticas. Las vigas de acero en pórticos de momento no suelen estar diseñadas como vigas compuestas. Sin embargo, estas vigas a menudo actúan de forma compuesta con la plataforma del piso (típicamente una losa de concreto sobre una plataforma de acero nervada), lo que puede afectar la rigidez lateral, la articulación de la viga, el modo de pandeo de la viga y la respuesta de la conexión.

La segunda figura inciso a, muestra un modelo de elementos finitos de un subconjunto viga columna que ilustra la distribución de deformaciones y el rendimiento en las vigas, columnas *y zona de paneles*. Para el análisis general del marco, el subconjunto viga-columna se puede idealizar como se muestra en la segunda figura inciso b, donde se muestran los parámetros de deformación comunes. A nivel de material, a menudo se considera que las deformaciones totales están compuestas por componentes elásticos y plásticos, donde el componente plástico es la parte asociada con la disipación de energía que no se recupera al descargar. Asimismo, a nivel estructural, las deformaciones y rotaciones a menudo se distinguen entre sus componentes elásticos y plásticos, aunque las deformaciones plásticas (no

recuperables) pueden deberse a la deformación del material combinada con otras acciones no lineales como el pandeo local y la fractura. Utilizando los modelos de tipo discreto que se muestran en la Figura segunda figura inciso b, se supone que las deformaciones plásticas se concentran en las rótulas plásticas de flexión axial (PM) en las vigas y columnas junto con la deformación plástica por corte de la zona del panel. En la medida en que se suponga que las deformaciones plásticas se concentran en las rótulas plásticas, las rotaciones de las rótulas plásticas en los miembros viga-columna de flexión se pueden obtener restando las rotaciones de la cuerda elástica de las rotaciones totales de la cuerda.

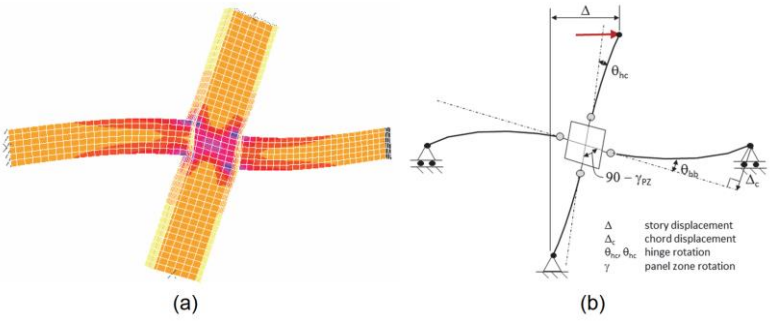
Figura 2.12 Descripción general del sistema típico de marco de acero.



Fuente: NIST GCR 17-917-46 v2 (figura 2.1).

Figura 2.13 Subconjunto de viga a columna de acero.

(a) modelo de elementos finitos (Charney y Downs, 2004) y (b) componentes de la deformación idealizada.



Fuente: NIST GCR 17-917-46 v2. (figura 2.2).

Idealmente, la deformación inelástica está dominada por el rendimiento dúctil del acero, pero surgen otros modos de comportamiento que pueden degradar la resistencia (resistencia a la fuerza) de los miembros y las conexiones. El deterioro generalmente ocurre debido a inestabilidades geométricas (pandeo local o general) y / o degradación del material (desgarro o fractura). Los siguientes fenómenos suelen causar deterioro en vigas y columnas:

- Pandeo local de bridas o alma. Esto depende de la esbeltez de la sección.
- Pandeo lateral-torsional. Esto depende de la esbeltez del miembro, asociada con la longitud no arriostrada, el radio de giro alrededor del eje débil y las condiciones de contorno.
- Desgarro dúctil. Esto se refiere al desgarro debido a grandes tensiones que se concentran en las hebillas locales u otras bandas de tensión en las regiones de las bisagras de plástico.
- Compresión axial. La presencia de compresión axial reduce la resistencia a la flexión y agrava el pandeo.

Los fenómenos adicionales que se enumeran a continuación pueden causar un deterioro en el comportamiento de las conexiones, incluidas las conexiones viga-columna, empalmes de columna y conexiones de base de columna:

- Propagación y fractura de grietas. Estos surgen cuando las demandas de tensión o deformación locales superan la tenacidad de los materiales. Dependiendo de la situación, las grietas pueden iniciarse y propagarse a través de una fractura dúctil o frágil, aunque cualquiera de los modos puede producir fallas repentinas.
- Deslizamiento, deformación y fractura de pernos. Esto se refiere a una secuencia de estados límite de falla en los pernos que surge bajo el apoyo del perno, cortante, tensión o cortante y tensión combinados.
- Desgarro local en tensión y cizallamiento. Esto se refiere al desgarro dúctil que surge en regiones de tensión concentrada, cortante y estados

combinados de tensión y deformación, incluido el cortante en bloque de múltiples planos de falla.

- Doblado local de la placa. Esto ocurre comúnmente en las conexiones de la placa base y la placa final, lo que aumenta la flexibilidad de la conexión y puede provocar una acción de palanca que amplifica las tensiones de los pernos.

- Pandeo por compresión de la placa. Esto depende de la delgadez de las placas de conexión en compresión.

2.3.2 Modos de comportamiento para marcos de acero

La siguiente tabla resume algunos posibles fenómenos de respuesta no lineal en vigas, columnas y conexiones viga-columna. Para cada componente, se describen posibles secuencias de respuesta no lineal, incluidas las que responden de manera dúctil y otras que experimentan una degradación repentina y menos predecible.

Tabla 2.4: Efectos de comportamiento no lineales.

Component	Nonlinear Behavior	Moment Frame Types				
		SMF	*PN-SMF*	*IMF*	*OMF*	*NR-MF*
Beam	Yielding followed by gradual deterioration due to local buckling and/or lateral-torsional buckling and ductile tearing	very likely	uncertain	very likely	uncertain	uncertain
	SAME AS ABOVE – except with rapid deterioration	unlikely	unlikely	uncertain	very likely	very likely
	Yielding followed by rapid deterioration due to sudden connection fracture (ductile and/or brittle fracture)	unlikely	very likely	uncertain	very likely	very likely
	No yielding or limited yielding followed by rapid deterioration due to local buckling and/or lateral-torsional buckling and ductile fracture	unlikely	unlikely	unlikely	very likely	very likely
	No yielding or limited yielding followed by rapid deterioration due to sudden connection fracture (ductile and/or brittle	unlikely	very likely	unlikely	very likely	very likely
Column	Yielding followed by gradual deterioration due to local buckling and/or limited lateral-torsional buckling with possible ductile fracture (tearing)	uncertain	uncertain	uncertain	very likely	very likely
	SAME AS ABOVE – except with rapid deterioration	unlikely	unlikely	uncertain	very likely	very likely
	Yielding followed by rapid deterioration due to sudden column splice fracture (ductile and/or brittle fracture)	unlikely	very likely	unlikely	very likely	very likely
	No yielding or limited yielding followed by rapid deterioration due to local buckling and/or lateral-torsional buckling and ductile fracture	unlikely	unlikely	unlikely	very likely	very likely
	No yielding or limited yielding followed by rapid deterioration due to sudden column splice fracture (ductile and/or brittle	unlikely	very likely	unlikely	very likely	very likely
Panel Zone	Limited yielding and strain hardening after beams have begun to yield	very likely	very likely	very likely	uncertain	uncertain
	Significant yielding prior to yielding in adjacent beams or columns	unlikely	unlikely	uncertain	very likely	very likely
Gravity Beam-Column Connection	Significant rotation capacity prior to gradual loss of flexural and/or shear capacity	very likely	very likely	uncertain	uncertain	uncertain
	Limited rotation capacity prior to sudden loss of flexural and/or shear capacity	unlikely	unlikely	very likely	very likely	very likely
Column Base	Full fixity with limited yielding and deformation	very likely	uncertain	uncertain	uncertain	uncertain
	Partial fixity with gradual yielding and deformation and significant rotation capacity	unlikely	unlikely	very likely	very likely	very likely
	Partial or full fixity with sudden deterioration due to fracture or rupture in the plate	unlikely	very likely	very likely	very likely	very likely
Shading Legend		*unlikely that phenomena will occur*				
		uncertain whether phenomena will occur				
		very likely that phenomena will occur				

Fuente: NIST GCR 17-917-46v2 (tabla 2.1).

La probabilidad de ocurrencia del comportamiento no lineal se relaciona entonces con los marcos cuyas características de diseño caen en una de las categorías mostradas. Es importante reconocer que estas asociaciones son aproximadas y solo pretenden proporcionar una guía sobre qué tipo de respuesta es probable que se encuentre. En última instancia, las características específicas de cada estructura deben evaluarse para determinar qué modos de comportamiento es probable que ocurran y deben modelarse en el diseño. Los tipos de marcos de momento en la tabla anterior se definen de la siguiente manera:

- Marco de momento especial (SMF).
- Marco de momento especial anterior a Northridge (PN-SMF).
- Marco de momento intermedio (FMI).
- Marco de momento ordinario (OMF).
- Marco de momento no clasificado (NR-MF).

2.3.3 Modelo no lineal de estructuras de acero

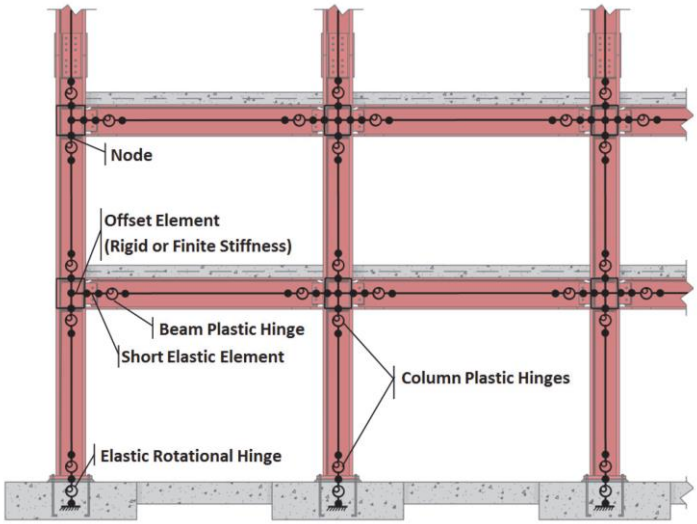
Los modelos de análisis idealizados para marcos de momento de acero generalmente se pueden distinguir entre: (1) modelos de rótulas concentrada; (2) modelos de tipo fibra; o (3) modelos de elementos finitos continuos. La elección del modelo depende de los objetivos del análisis y el alcance de la investigación. En general, los modelos de elementos finitos continuos son los mejores para simular efectos localizados en miembros y conexiones, mientras que los modelos discretos de tipo fibra o rótulas concentrada son más adecuados en aplicaciones prácticas para modelar la respuesta general de sistemas de estructura completos.

Modelos de componentes de rótulas concentrada

Los modelos de rótula concentrada son los que se usan con más frecuencia en la práctica para simular la respuesta general de los marcos de momento de acero porque son sencillos y eficientes de calibrar y usar. En la medida en que la degradación de la resistencia y la rigidez esté presente en los datos de las pruebas de calibración que representan las condiciones en edificios reales, los modelos fenomenológicos de rótulas pueden simular un comportamiento no lineal desde el

inicio de la deformación mediante la degradación de la resistencia y la rigidez debido al pandeo local y otros efectos. La siguiente figura muestra un modelo idealizado de un marco donde se insertan rótulas concentradas en lugares que se espera ceder en un análisis.

Figura 2.14 marco de momento de acero con idealización de rótula concentrada.



Fuente: NIST GCR 17-917-46 v2 (figura 3.1).

Los componentes del marco donde puede ocurrir un comportamiento inelástico deben modelarse en consecuencia e incluir lo siguiente:

- Vigas. Las vigas de acero a menudo se componen con la losa del piso con anclajes de pernos, lo que proporciona soporte lateral al ala superior y, dependiendo del tamaño relativo de la viga y la losa, puede afectar la respuesta momento-rotación. Si la acción compuesta aumenta significativamente la resistencia y rigidez de la viga (por ejemplo, un aumento suficiente en la resistencia para cambiar el rendimiento de la viga a la columna), se debe considerar al definir las propiedades de las rótulas inelásticas. El arriostramiento (o la falta de arriostramiento) también debe considerarse al establecer las propiedades de las *rótulas*, reconociendo que los modelos concentrados de rótulas pueden no ser suficientes para vigas delgadas no arriostradas lateralmente. Las rótulas concentradas deben ubicarse para reflejar la región de la rótula plástica anticipada, ya

sea directamente adyacente a la unión viga-columna o desplazada en el caso de conexiones de sección de viga reducida (RBS). AISC 358, Conexiones precalificadas para marcos de momentos de acero especiales e intermedios para Aplicaciones sísmicas, proporciona información sobre la ubicación de las bisagras de plástico para las conexiones precalificadas de uso común.

- Columnas. Si bien las columnas de acero a menudo se diseñan siguiendo las disposiciones de vigas débiles de columnas fuertes, este criterio mínimo no necesariamente evita la deformación de la columna. Por lo tanto, a menos que se demuestre que las columnas permanecerán elásticas, se deben incluir rótulas inelásticas en ambos extremos de las columnas. Si bien la respuesta inelástica de momento-rotación es el efecto dominante, la respuesta de flexión debe ajustarse para cargas axiales, por ejemplo, reduciendo la resistencia al momento en función de una relación de límite elástico P-M. La longitud sin arriostramiento, la esbeltez y las condiciones de sujeción en los extremos de las columnas deben considerarse al definir las propiedades de las rotulas (NIST,2017b; Elkady, 2016; Elkady y Lignos, 2016).

- Conexiones viga-columna. Los tamaños de conexión finitos y la flexibilidad de la zona del panel pueden tener un efecto significativo en la rigidez y la respuesta del marco. Cuando se utilizan vigas profundas, el tamaño de conexión finita puede ser particularmente significativo para reducir la longitud efectiva de la columna. Las deformaciones inelásticas de la zona del panel dependerán de la resistencia de la zona del panel, en relación con las fuerzas de corte inducidas en la zona del panel. En la Sección 3.4 se presenta más orientación sobre las zonas de paneles de modelado. En las conexiones soldadas entre vigas y columnas, las deformaciones de la conexión entre la viga y la columna son generalmente insignificantes, pero es posible que sea necesario considerarlas en la placa de extremo atornillada u otras conexiones con placas de conexión flexibles.

- Empalmes de columnas. En los marcos diseñados de acuerdo con los requisitos sísmicos modernos, los empalmes se diseñan típicamente utilizando principios de diseño de capacidad, de modo que no se anticipen deformaciones inelásticas en los empalmes. En consecuencia, los empalmes no necesitan ser modelados explícitamente en tales casos, pero deben realizarse verificaciones para asegurar que las fuerzas inducidas no excedan la resistencia de los empalmes. En los casos en que las demandas de fuerza en el empalme excedan la resistencia del empalme, entonces el empalme debe modelarse con un resorte inelástico (para efectos de cizallamiento y / o flexión).

- Bases de columnas. La flexibilidad de las placas base y los cimientos de las columnas debe reflejarse en el modelo. Para la mayoría de los marcos, el efecto dominante es la rigidez rotacional, aunque la rigidez axial de la base de la columna puede ser importante para los marcos delgados con importantes efectos de levantamiento sísmico.

Modelos de fibra tipo viga-columna

Los modelos de viga-columna de tipo fibra, combinados con una rótula de fibra o de fibra de inelasticidad distribuida, son similares a los modelos de rótulas concentrada en la medida en que ambos son adecuados para simular la respuesta general del marco. Dado que las tensiones y deformaciones se integran a través de la sección transversal durante el análisis, los elementos de tipo fibra son adecuados para modelar formas de sección transversal arbitrarias, secciones transversales híbridas (con materiales mixtos) y secciones con carga y momento axiales variables (PM) o con Interacción de momento biaxial (P-My-Mz). Las secciones de fibra emplean típicamente propiedades de tensión deformación cíclicas uniaxiales del material de acero. Sin embargo, la estricta adherencia al comportamiento tensión-deformación de la ingeniería uniaxial y los supuestos de la teoría clásica de la viga (es decir, secciones planas que permanecen en el plano) limita la capacidad de los elementos de tipo fibra para simular la degradación debida a fractura y otros efectos localizados. Si bien la respuesta tensión-deformación puede modificarse para simular la degradación, esto requiere una calibración fenomenológica que tiende a negar

algunas de las ventajas de las idealizaciones de tipo de fibra sobre los modelos fenomenológicos de rótula concentrada. Los elementos de rótula de fibra y los elementos inelásticos distribuidos se orientan principalmente al modelado de columnas de vigas y, cuando se utilizan para modelar marcos de momento completos, generalmente se combinan con modelos de rótula concentrada para simular las conexiones de los miembros y las deformaciones en las zonas de paneles de juntas.

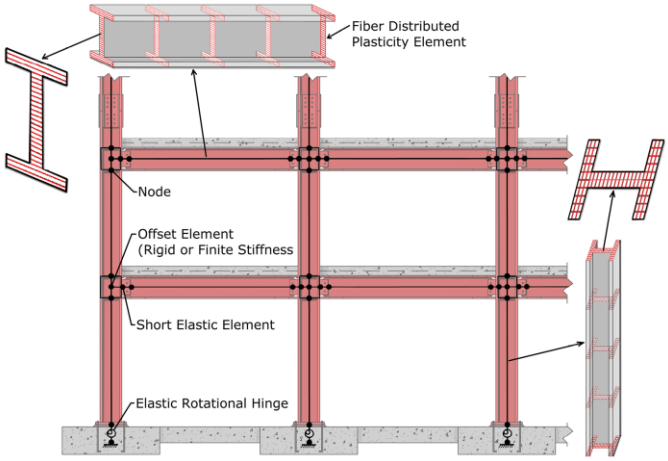
Como se ilustra en la primera y segunda figura que se muestra a continuación, la fluencia inelástica a lo largo de la longitud del miembro con secciones de fibra generalmente se representa mediante uno de los siguientes dos tipos de formulación:

- Elementos de Inelasticidad distribuida (primera figura que se muestra a continuación). En elementos de inelasticidad distribuida, los efectos inelásticos a lo largo de la longitud del miembro se evalúan en puntos de integración numéricos, por lo que los parámetros del modelo se integran a lo largo de la longitud asumiendo funciones de interpolación de fuerza o desplazamiento. En teoría, los modelos distribuidos ofrecen más precisión que un modelo de rótula al evitar la necesidad de longitudes de rótula preestablecidas. Sin embargo, los modelos distribuidos pueden ser sensibles a la localización de cepas. Por lo tanto, puede ser necesario emplear algún tipo de modelo de material y método de regularización de malla para controlar la localización de la deformación, particularmente cuando simulando efectos de degradación en materiales y miembros. El enfoque de bisagra de fibra (segunda imagen que se muestra a continuación) ofrece una forma de evitar estos problemas.

- Elementos de rótula de fibra (segunda figura que se muestra a continuación). En esta combinación de modelos de elementos y secciones de fibra, se supone que la fluencia ocurre sobre una longitud de rótula finita predefinida, donde la carga axial de control y el momento se evalúan generalmente en el punto medio o en los extremos de la bisagra. Luego, las deformaciones inelásticas se integran sobre la longitud de la bisagra, asumiendo una distribución constante o lineal, para recuperar las fuerzas de la barra y calcular la rigidez de la barra inelástica. Si bien esto requiere que

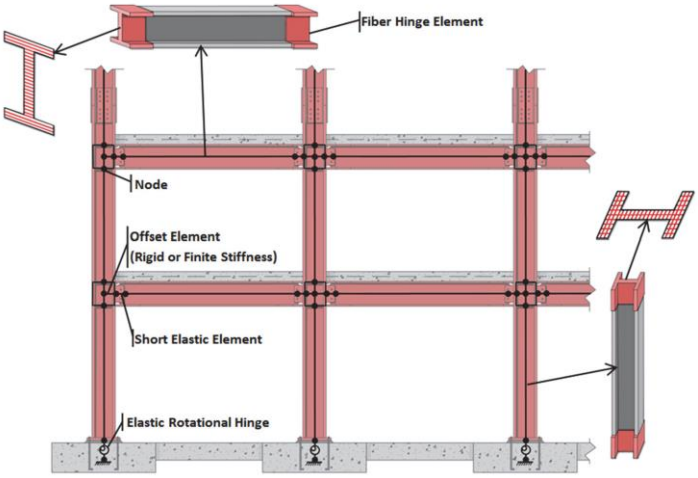
el usuario defina previamente la longitud de la bisagra, evita problemas numéricos potenciales con la localización de deformaciones que pueden encontrarse con los elementos inelásticos distribuidos.

Figura 2.15 Secciones de fibra en elementos de inelasticidad distribuida.



Fuente: NIST GCR 17-917-46v2 (figura 3.2).

Figura 2.16 Secciones de fibra en elementos de rótula de longitud finita.



Fuente: NIST GCR 17-917-46v2 (figura 3.3).

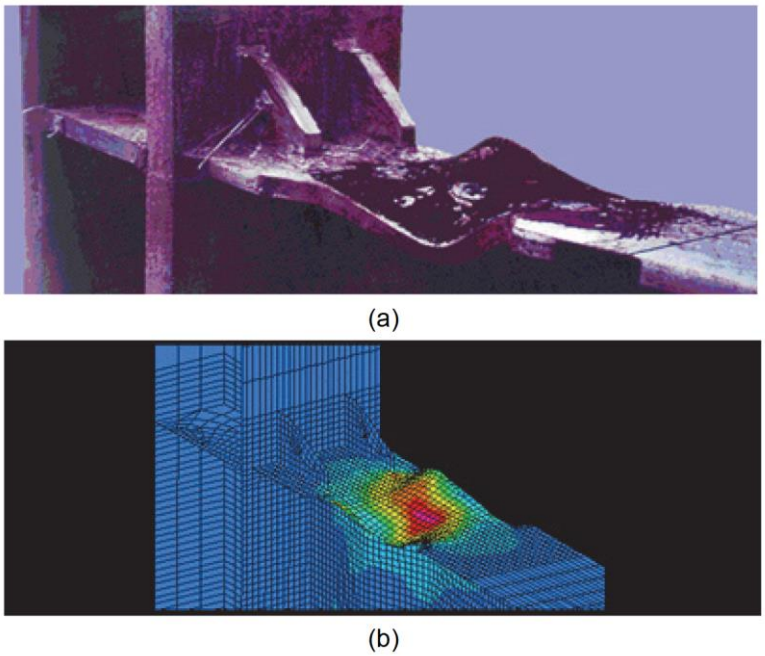
Modelo de componentes de elementos finitos continuos

Los modelos de elementos finitos de caparazón o sólido (ladrillo) pueden simular el comportamiento de deformación, pandeo y fractura utilizando una representación

más fundamental de la respuesta del material no lineal que otros enfoques. La siguiente figura muestra un ejemplo de un modelo continuo de elementos finitos de una conexión viga-columna. A diferencia de los modelos rótula concentrada o de fibra que se pueden utilizar para simular la respuesta general del edificio, las tecnologías informáticas actuales tienden a limitar la practicidad de los métodos de elementos finitos continuos al modelado detallado de solo componentes seleccionados de los edificios. Dichos modelos se pueden emplear de manera confiable para caracterizar la respuesta no lineal y los estados límite de componentes para los cuales no existen datos de prueba y esta información se puede usar para calibrar e informar el uso de modelos discretos del sistema de construcción completo.

Figura 2.17 Un ejemplo de pandeo local.

(a) de una probeta; y (b) de un modelo continuo de elementos finitos, simulación de una conexión de viga reforzada.



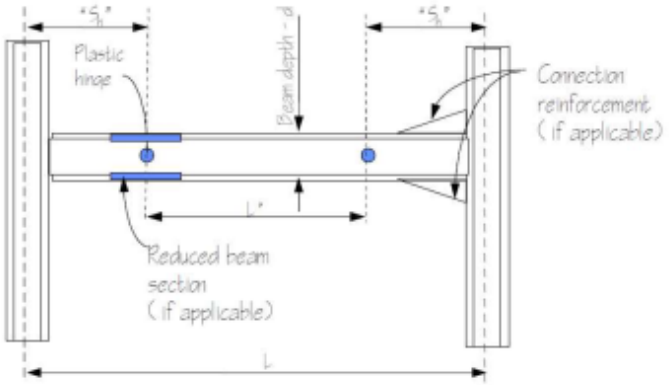
Fuente: NIST GCR 17-917-46v2 (figura 3-4).

Modelado de rótulas plásticas

Los pórticos a momento con uniones precalificadas deben cumplir la hipótesis de columna fuerte - viga débil para garantizar que, frente a una acción sísmica importante, la disipación de energía se produzca por medio de una deformación plástica en las vigas, a una cierta distancia de la unión. Lo que se pretende es evitar la formación de rótulas plásticas en las columnas, pues esto conduciría a la estructura a un colapso prematuro. A pesar de esto, cuando la solicitación sísmica es elevada, se produce también plastificación en los pilares.

La distancia desde el eje del pilar a la zona donde se espera la formación de la rótula plástica viene definida para cada unión precalificada en función de los perfiles a unir, y cuando es en concreto armado muchas veces se toma el criterio que considera muchos actores como Presley como se puede apreciar en la siguiente imagen:

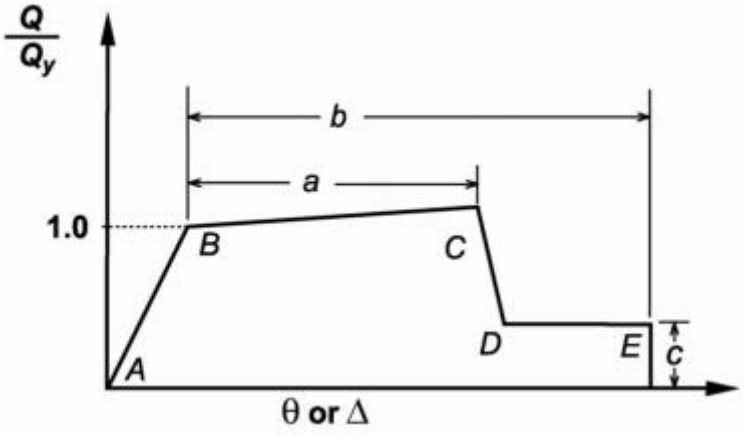
Figura 2.18 Localización de las rótulas plásticas en una viga.



Fuente: Propia.

El comportamiento de estas rótulas viene dado por una relación fuerza - deformación. En el ASCE/SEI 41-17, se recoge una idealización de este comportamiento y se muestra en la siguiente figura. En el eje de ordenadas se tiene el esfuerzo, Q, el cual está normalizado respecto al esfuerzo de fluencia, Qy y en el eje de abscisas se tiene la deformación absoluta (desplazamiento, Δ, o rotación, θ). Los parámetros a, b y c vienen dados por la normativa ASCE/SEI 41-17 para diferentes casos.

Figura 2.19 Modelo de fuerza-deformación/rotación de una rótula plástica.



Fuente: ASCE/SEI 41-17 (figura 8.3).

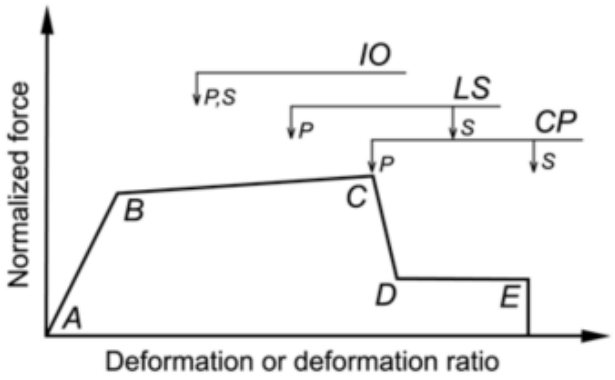
Este modelo de comportamiento presenta una zona lineal, es decir elástica, hasta el punto B donde se produce la fluencia; a continuación, se produce un endurecimiento por plastificación que según el código no debe ser mayor de un 3% de la pendiente elástica en vigas y columnas. A partir de C la resistencia cae súbitamente hasta D quedando una resistencia residual.

Los parámetros a, b y c dependen del tipo y nivel de solicitación del elemento estructural. Estos parámetros se obtienen de la Tabla 9-7.1 del ASCE/SEI 41-17. Para este caso de estudio, los parámetros del modelo de rótula por momento flector en vigas coinciden con los del modelo para columnas.

Para el caso que se trate de concreto reforzado las tablas que se usan en procedimientos no lineales son la tabla 10-7 y 10-8 del ASCE 41-17.

El modelo fuerza - deformación anterior sirve también para determinar en qué nivel de rendimiento se encuentra el elemento (viga, columna…) en función de su grado de deformación. Los diferentes grados son: Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención por Colapso (CP). Estos están señalados en siguiente figura y tabulados en las tablas de ASCE/SEI 41-17.

Figura 2.20 Criterio de aceptación para la deformación de elementos.

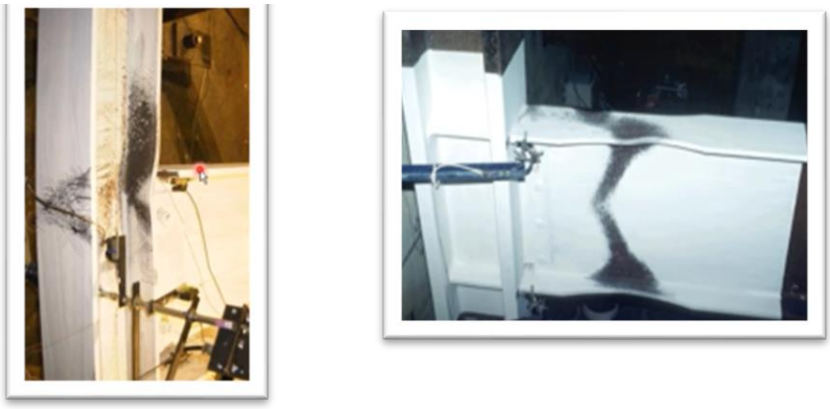


Fuente: ASCE/SEI 41-17 (figura 7.7).

Para el modelo de análisis en ETABS las rótulas fueron automáticamente asignadas según las tablas nombradas anteriormente*. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedure - Structural Steel, reinforced concrete Components* de ASCE 41-17, y para su ubicación se revisó una falta de consenso en los parámetros tomados. AISC recomienda *la mitad del valor del peralte de las vigas desde la cara de la columna* (Sabelli, 2018), algunas investigaciones como “Desempeño sismico de edificaciones de acero de mediana y gran altura” *por MSc. Marco Palma (2019)* o recursos audiovisuales como “Análisis pushover en etabs y sap2000” *por phd. nelson m. lafontaine (2017)* reflejan parámetros para la ubicación de rótulas de edificios de acero entre 5% y 10% de los miembros.

Se sabe que la ubicación de las rótulas plásticas tanto en columnas y en vigas depende de gran medida del tipo de sistema estructural y del tipo de conexión, el estudio y definición de este último no es objetivo y está fuera del alcance de esta investigación por tanto se utilizó el valor de 5% de la longitud de los miembros. Para columnas se asignaron rótulas plásticas con P-M2-M3 grados de libertad y para vigas M3 grado de libertad.

Figura 2.21 Rótulas plásticas en columnas y vigas.



Fuente: Sabelli, 2018.

Una vez que se ha ejecutado el análisis se indica que las articulaciones coloreadas indican el estado de las mismas, es decir donde se encuentran a lo largo de la curva fuerza-desplazamiento. La leyenda para los colores de la articulación se incluye en el fondo de la pantalla de ETABS. Los puntos B, IO, LS, CP, C, D y E se muestran como niveles de acuerdo al estado de la articulación y van de acuerdo con el nivel de desempeño. Cuando las primeras articulaciones aparecen, se encuentran en el punto B de la curva Fuerza-Deformación, pero cuando una articulación alcanza el punto C en la curva fuerza-desplazamiento, deja de resistir cargas. De esta forma ETABS, define que una articulación deja de resistir carga cuando ha alcanzado el punto C.

2.4 ESPECTROS

Para detallar en forma conceptual el procedimiento de construcción de un espectro de respuesta se toma en consideración una serie de estructuras de un grado de libertad u osciladores simples con periodos de vibración T diferentes, y con igual factor de amortiguamiento. Si todos estos osciladores son sometidos a la acción de un sismo (utilizando un registro de aceleraciones), cada uno de ellos generará una respuesta diferente, la cual puede ser representada a través de una historia de desplazamiento. Una vez que se ha calculado la respuesta de los osciladores es posible determinar el máximo de cada uno de ellos y volcarlos en un gráfico en función del periodo de

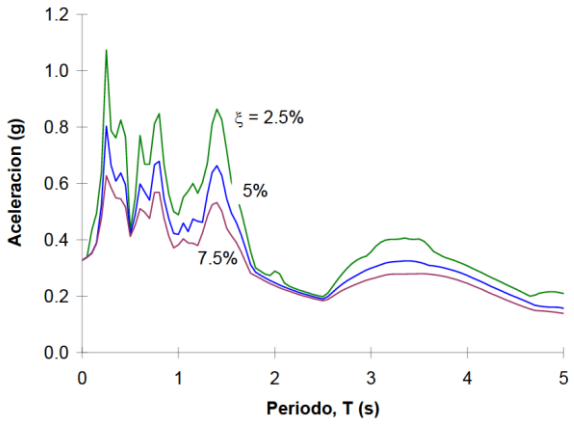
vibración, para obtener así un espectro de respuesta. Es decir, que la respuesta máxima de cada oscilador con período T representa un punto del espectro.

Espectros de respuesta

Se han definido diversos parámetros e indicadores para cuantificar los terremotos y sus efectos. Desde el punto de vista estructural, la aceleración es uno de los parámetros más importante para el diseño sismorresistente, más precisamente a través de los espectros de aceleración. A través de ellos, se define la amenaza sísmica de una zona o región a los efectos del diseño sismorresistente. En forma general, puede definirse espectro como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad.

El espectro de respuesta elástica representa el máximo de un parámetro de respuesta (aceleración, desplazamiento, etc.) para osciladores simples de un grado de libertad con un periodo de vibración T y un amortiguamiento relativo ξ para un terremoto dado.

Figura 2.22 Espectro de respuesta en términos de aceleración.



Fuente: Terremoto de Turquía, 17/8/1999, registro YPT.

Espectros de diseño

Debido a que los espectros de respuesta representan el efecto de un solo registro de aceleración, no pueden usarse para el diseño. Por esta razón, los reglamentos sismorresistentes utilizan espectros de diseño. Éstos presentan dos características

principales: (i) consideran la peligrosidad sísmica de una zona o región y (ii) son curvas suavizadas, es decir, no presentan las variaciones bruscas propias de los espectros de respuesta.

La obtención de las respuestas espectrales, como parte del análisis de amenaza sísmica, puede realizarse mediante procedimientos probabilísticos o determinísticos, según lo que resulte más conveniente en cada caso.

La importancia de los espectros en el diseño de una estructura radica en el hecho de que estos gráficos condensan la compleja respuesta dinámica de un parámetro clave, los valores de respuesta máxima, que son por lo general los requeridos por el diseñador para el cálculo de la estructura.

Tipos de espectros:

1. **Espectro de respuesta elástica**

Se define como espectro de respuesta elástica al máximo para un terremoto determinado, usualmente varias curvas que consideran distintos factores de amortiguamiento, sometidas a una historia de aceleraciones dada. Se utiliza principalmente para estudiar las características del terremoto y su efecto en las estructuras. Las curvas de los espectros de respuesta presentan variaciones bruscas, con numerosos picos y valles, que resultan de la complejidad de las aceleraciones.

Este tipo de espectro presenta las siguientes características:

- La estructura trabaja en el rango elástico.
- Representa parámetros de respuesta máxima para un movimiento sísmico particular e incluye varias curvas con distintos factores de amortiguamiento.
- Presenta variaciones bruscas, con numerosos picos y valles, como resultado de la complejidad del registro de aceleraciones.

2. **Espectro de respuesta inelástica**

Son similares a los anteriores, pero en este caso se supone que el oscilador de un grado de libertad presenta un comportamiento no-lineal, es decir que la estructura

pueda experimentar deformaciones en el rango plástico debido a los eventos sísmicos.

Características:

- La estructura trabaja en el rango inelástico. Es lo mismo decir que la estructura exhibe comportamiento no lineal o que experimenta deformaciones en el rango plástico debido al movimiento sísmico. La mayoría de construcciones se diseñan bajo el supuesto de que puede incursionar en el rango inelástico.
- Resto de características son similares al espectro anterior.

3. Espectro de diseño

Las edificaciones no pueden ser diseñadas para resistir un sismo en particular en una zona específica, debido a que todos los sismos presentan características diferentes. Por esta razón el diseño sismo resistente se realizará con espectros normalizados (no posee variaciones bruscas) y que consideran sismos típicos de una zona.

Los espectros son una herramienta de gran utilidad en el diseño de construcciones sismorresistentes debido a que el ingeniero estructural puede estimar el valor máximo de la respuesta (usualmente en términos de aceleración) sin necesidad de evaluar la historia temporal completa. Sin embargo, en el diseño de estructuras no pueden utilizarse los espectros de respuesta ya que ellos se obtienen para un terremoto dado. Las curvas espectrales para diseño deben considerar el efecto de varios terremotos, es decir deben ser representativos de la sismicidad propia de cada región, es aplicado al cálculo y verificación de estructuras y representa la sismicidad probable de la zona en donde va a construirse la edificación.

Se ha desarrollado varias metodologías, basadas en procedimientos estadísticos, para obtener los espectros de diseño. El procedimiento más usual es considerar el valor promedio más la desviación estándar de los espectros de respuesta de varios terremotos representativos. Si los valores de los espectros de respuesta son similares, la desviación estándar es baja y la curva espectral se asemeja al promedio. Por el contrario, si los valores presentan diferencias significativas, la desviación estándar es alta y la curva espectral se acerca al valor máximo, o incluso puede

superarlo. De modo que este procedimiento tiene en cuenta la mayor o menor dispersión de los datos y conduce a resultados confiables.

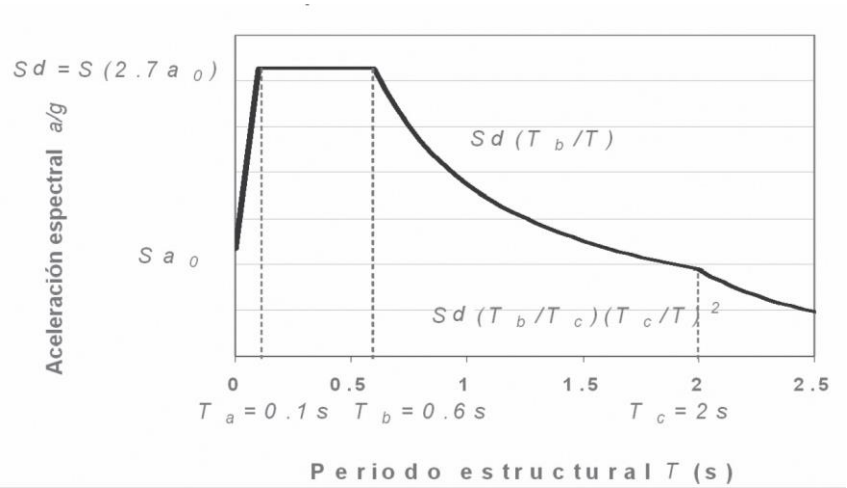
A los efectos del diseño resulta conveniente que las curvas espectrales se suavicen con líneas envolventes para evitar los valles o variaciones bruscas que surgen de las formas complejas que presentan los espectros de respuesta. Es por ello que los espectros de diseño que definen los códigos están formados por una serie de líneas o curvas, las cuales pueden expresarse mediante ecuaciones simples.

Consideraciones de porque se debe realizar el espectro de diseño:

- Los espectros de respuesta elástica e inelástica se construyen para movimientos sísmicos específicos en un lugar dado. El próximo movimiento sísmico presentará otras características.
- Las construcciones no se pueden diseñar para resistir un movimiento sísmico particular.
- Los espectros de respuesta elástica e inelástica no sirven para el diseño sismorresistente.
- Se requiere un espectro de diseño: espectro suavizado, sin variaciones bruscas, que considere el efecto de varios movimientos sísmicos. Se requiere que el espectro represente una envolvente de los espectros de respuesta de los movimientos sísmicos en una zona geográfica determinada.
- Representa sismicidad probable de una zona geográfica particular.
- El ingeniero puede estimar el valor máximo de la respuesta, generalmente aceleración, sin necesidad de evaluar la historia temporal completa.
- El espectro de diseño incorpora la respuesta espectral de varios movimientos sísmicos y representa un promedio de respuestas espectrales.
- La metodología de obtención de un espectro de diseño se basa en procedimientos estadísticos y probabilísticos.

La siguiente imagen contiene el espectro de diseño del Reglamento nacional de la construcción de Nicaragua.

Figura 2.23 Espectro de diseño de Nicaragua.

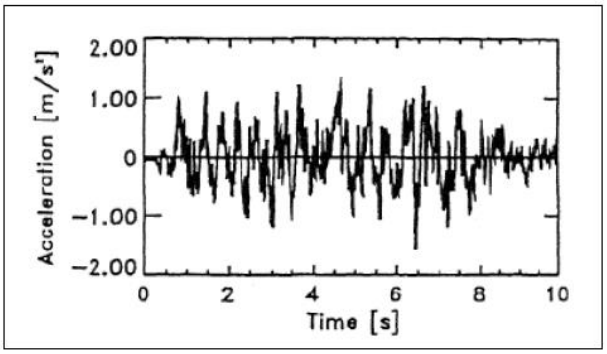


Fuente: RNC-07 (página 25).

2.5 ACELEROGRAMAS

Un acelerograma es una representación temporal de la aceleración que experimenta el suelo en un determinado punto durante un terremoto. Los valores de la aceleración se obtienen mediante unos instrumentos llamados acelerógrafos, que registran la aceleración del suelo según tres direcciones perpendiculares; dos horizontales y una vertical. Debido a que la variación de la aceleración es muy irregular en el tiempo, es necesario que la toma de datos se realice en intervalos muy pequeños de tiempo, utilizándose generalmente valores de 0.1 o 0.05 s.

. ***Figura 2.24 Acelerograma "Aceleración vs Tiempo".***



Fuente: Bachman y Whenk (1994*).*

2.5.1 Acelerogramas a considerar

En lo referente al uso de un NDP (Nonlinear Dynamic Procediment), se evaluarán los elementos y componentes del edificio para las fuerzas y deformaciones asociadas con la aplicación de un mínimo de 11 movimientos sísmico.

Estos 11 registros de los movimientos fueron descargados del PEER Ground Motion Database y escalado al espectro de diseño tanto para la el edificio como para la escalera en el software Etabs con la opción de escalado por medio del dominio del tiempo y que se detallará de manera más profunda en el capítulo V del presente documento.

2.6 DISTORSIONES MÁXIMAS SEGÚN EL RNC-07

Para seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, calculados como lo señala el Artículo 34 inciso b), divididas por las diferencias de elevaciones correspondientes, no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en la Tabla 4 para los distintos sistemas estructurales.

Estos desplazamientos se emplearán también para revisar los requisitos de separación de edificios colindantes del artículo 38, así como para el cálculo de los efectos de segundo orden según el Artículo 32 inciso e)". las distorsiones máximas según el RNC-07 de Nicaragua se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2.5 Distorsiones máximas de colapso.

Sistema Estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q=3 o 4)	0.03
Marcos dúctiles de acero (Q=3 o 4)	0.03
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada (Q=1 o 2)	0.015
Losas planas sin muros de contravientos	0.015
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.02
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.015
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q=3)	0.015
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q=1 o 2)	0.10
Muros diafragma	0.006
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla.	0.005
Muros de carga de: mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla.	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.002
Muros de carga de mampostería que no cumple las especificaciones para mampostería reforzada interiormente.	0.0015

Fuente: RNC 07.

2.7 EFECTOS P-DELTA

La supervivencia de las edificaciones sometidas a sismos severos es dependiente de su capacidad para disipar energía en el rango no lineal. El efecto de duplicidad ha sido utilizado para reconciliar las demandas inelásticas esperadas en la respuesta real con los métodos elásticos comúnmente empleados en el diseño estructural. Por razones prácticas, la mayoría de los edificios de cierta importancia son diseñados hoy en día en base a elementos mecánicos obtenidos de un análisis dinámico modal en el cual la solicitación sísmica se representa a través de un espectro inelástico. Indudablemente el uso de métodos elásticos de análisis en la solución del problema realmente inelástico del diseño sísmico, ha contribuido a mantener algo disfrazada la gran importancia de los efectos P-Δ.

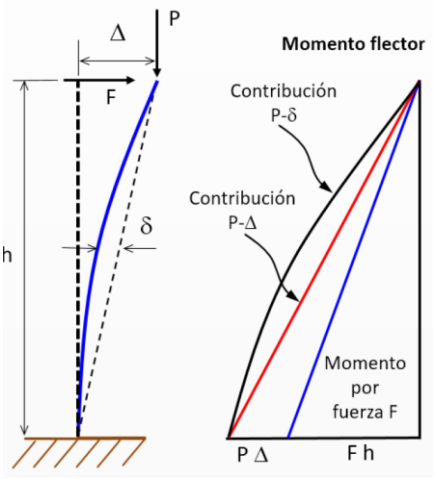
Las causas de este efecto pueden desagregarse en dos partes, las que se refieren en la literatura técnica como P-Δ y P-δ. Las diferencias entre estas dos fuentes de efectos no lineales se ilustran en la siguiente figura y se explican a continuación:

- P-Δ: Es el efecto relacionado con los desplazamientos nodales (en los extremos de los miembros estructurales). Se han implementado diversas metodologías, para formular la matriz de rigidez geométrica.

La mayoría de los programas de análisis estructurales usados comúnmente en la práctica profesional incluye un método simplificado para considerar este efecto mediante una matriz de rigidez geométrica que no requiere iteraciones ni procesos incrementales, de modo que es de simple aplicación.

- P-δ: Se produce como consecuencia de la deformación local del miembro estructural con respecto a su cuerda (recta definida por los extremos de la barra). Este efecto es menos significativo que el anterior y más complejo de modelar en los análisis.

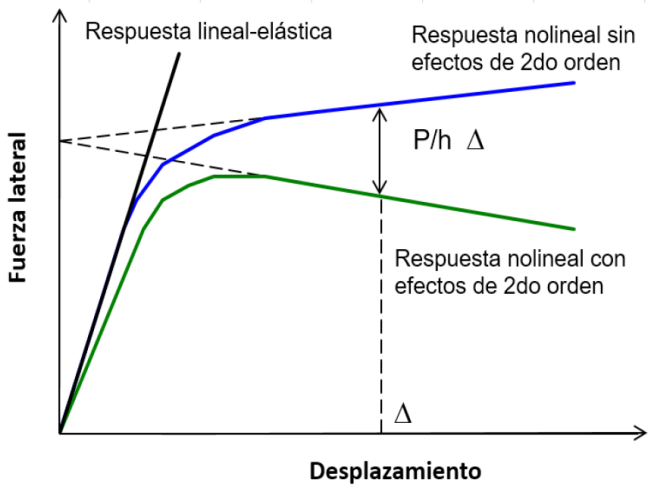
Figura 2.25 Explicación gráfica del efecto P-Delta.



Fuente: Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero.

La influencia del efecto P-Δ en la respuesta global de la estructura, se presenta en la siguiente figura, donde observamos que se produce una reducción de la resistencia como resultado del momento adicional generado por las cargas verticales. Este incremento del momento de vuelco es equivalente a la acción de una fuerza lateral adicional, igual a P/h Δ. Además, se disminuye la rigidez lateral de la estructura, la que eventualmente puede tomar valores negativos en la zona de comportamiento inelástico. En este ejemplo simple, la rigidez geométrica es igual a -P/h.

Figura 2.26 Gráfico fuerza lateral vs desplazamiento.



Fuente: Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero.

2.8 FUNDAMENTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

En el diseño sísmico de estructuras masivas o de construcciones convencionales desplantadas en sitios de terreno blando, la interacción dinámica entre el suelo y la estructura adquiere relevancia significativa. Este fenómeno consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la flexibilidad de este ante solicitaciones dinámicas.

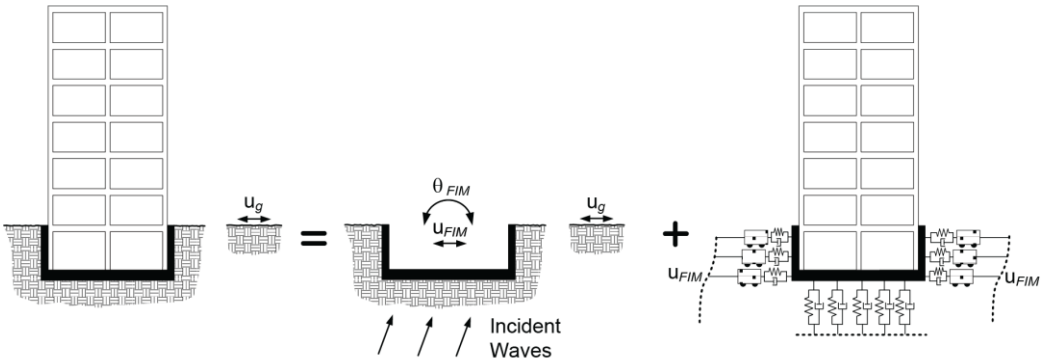
En realidad, una estructura siempre interactúa en cierta forma con su suelo de soporte durante los sismos. Tal suposición es por tanto sólo justificada para estructuras cimentadas en roca o en suelos rígidos, en cuyo caso la rigidez elevada de la roca o del suelo rígido restringiría el movimiento en la base de la estructura tan cerca al movimiento observado en el campo libre. Para estructuras soportadas en suelos suaves, sin embargo, el movimiento de la cimentación es en general diferente del movimiento a campo libre y debe incluir un componente importante de volteo o cabeceo. La razón es que el movimiento de la cimentación está afectado por el cambio en la geometría y de las propiedades del medio de propagación de onda introducida por la cimentación de la estructura, el acoplamiento mecánico entre el suelo y la estructura, la disipación de energía por radiación y amortiguamiento histerético en el medio de soporte – efecto que no existiría si la estructura estuviera soportada por un medio rígido perfecto.

Si la excitación sísmica en la base de la estructura se considera igual al movimiento de campo libre, es decir el movimiento que se tendría en el suelo en ausencia de la estructura, el efecto de interacción que se presenta es el resultado solo de la inercia y elasticidad de la estructura y el suelo. Este efecto se conoce como interacción inercial y depende básicamente de las propiedades dinámicas del sistema suelo-estructura. El análisis completo de interacción requiere, sin embargo, incorporar un efecto adicional producido por el paso de las ondas sísmicas, que es particularmente importante para cimentaciones enterradas. Este efecto se origina porque la rigidez de la cimentación le impide ajustarse a las deformaciones del suelo causadas por el movimiento de campo libre, apareciendo un fenómeno de difracción de ondas que modifica el movimiento del suelo en la proximidad del cimiento. La superposición de las ondas incidentes y reflejadas por la superficie del terreno, campo libre, con las

ondas difractadas por el cimiento al ignorar la presencia de la estructura da como resultado el movimiento efectivo de la cimentación. Este efecto se conoce como interacción cinemática *y* depende fundamentalmente de la geometría de la cimentación. la estratigrafía del subsuelo y la naturaleza de la excitación sísmica.

El movimiento en la superficie del suelo en ausencia de una estructura y su base se denomina movimiento en campo libre. Por lo general, es más grande que el movimiento de entrada de la cimentación que excita efectivamente la estructura y su cimentación. La modificación del movimiento de campo libre en el movimiento de entrada de la base proviene de la interacción cinemática. El movimiento de entrada de la cimentación puede verse como el movimiento aplicado a los extremos de los resortes horizontales de la cimentación; se diferencia del movimiento real de la cimentación debido a la respuesta inercial de la estructura y las deflexiones que la respuesta produce en los resortes de la cimentación. Esa respuesta se conoce como interacción inercial.

Figura 2.27 Ilustración del movimiento con interacción suelo-estructura.



Edificio incorporado del sistema real que experimenta movimiento de campo libre, Ug

=

La interacción cinemática modifica el movimiento de campo libr Ug, en movimiento de entrada de base.

+

La interacción inercial es la dinámica de su base y el suelo circundante causada por el movimiento de entrada de la base, U_{FIM}.

Fuente: Figura1-2 del FEMA P 2091(modificado de la Figura 1-2 en NIST, 2012a).

Como se ve, los efectos de la interacción entre el suelo y la estructura es posible descomponerlos en inerciales y cinemáticos (Whitman y Bielak, 1980).

El alargamiento del periodo fundamental, el incremento o la reducción del amortiguamiento y la modificación de la ductilidad de la estructura con respecto a los valores que tendría en su condición de base rígida son producto de la interacción inercial.

Los resultados de la interacción cinemática son la reducción de los componentes de traslación de la cimentación por el efecto promediado de esta, el cabeceo y la torsión de la cimentación inducidos también por su efecto promediado, así como el filtrado de los componentes de alta frecuencia de la excitación sísmica.

En general es conservador efectuar solo el análisis de interacción inercial. Siempre que los efectos de sitio sean considerados en la determinación de la excitación sísmica de campo libre la cual suele asignarse como el movimiento de entrada de la cimentación, aunque esta excitación no tiene componentes de rotación, con frecuencia es más desfavorable que el movimiento efectivo que se obtiene de un análisis de interacción cinemática.

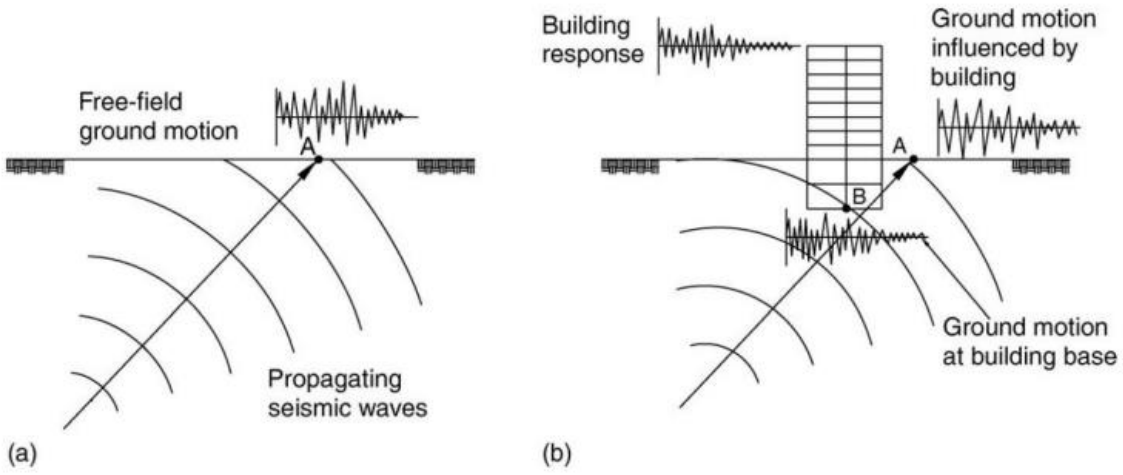
El problema de la interacción suelo-estructura puede ser de esta forma establecido de una forma simplista, por ejemplo, si el movimiento del suelo inducido por un sismo es conocido en un sitio donde ninguna estructura está presente, surgirían dudas sobre las características del movimiento del terreno observadas en el mismo sitio cuando una estructura está presente y también saber cuál sería la respuesta de la estructura al movimiento del terreno.

En la siguiente imagen se observa que, para el mismo sismo, el movimiento del terreno en la base de la estructura en general sería diferente de aquel en el campo libre, y que la respuesta de la estructura dependerá del movimiento del terreno que excita la base de la estructura, no el movimiento observado en el campo libre. La interacción suelo-estructura puede por lo tanto ser definida como la interdependencia de la respuesta dinámica de un depósito de suelo sobre la respuesta dinámica de la estructura soportada por él.

El efecto de la interacción suelo-estructura o la flexibilidad del suelo sobre la respuesta sísmica de los edificios fueron abordados por R.R. Martel ya en 1940. Desde entonces, el conocimiento y entendimiento de este fenómeno tuvo crecimiento a un ritmo constante, con considerables avances realizados en los 1970s en

respuesta a las necesidades de asegurar la seguridad sísmica de las numerosas plantas de energía nuclear que se construían en aquel momento. En este punto del tiempo, se volvió claro que los efectos de la interacción del suelo podrían no ser importantes para edificios regulares y flexibles construidos sobre roca o suelo rígido, pero podrían ser significativos para estructuras rígidas y masivas tales como las plantas de energía nuclear construidas sobre suelo suave. También se volvió claro que la significancia de los efectos de la interacción suelo-estructura dependerá de las características de la estructura y de la cimentación siendo consideradas, y que estos efectos deberán ser evaluados sobre una base caso por caso.

Figura 2.28 Representación esquemática del movimiento del terreno.
(a) ausencia de la estructura, (b) presencia de la estructura.



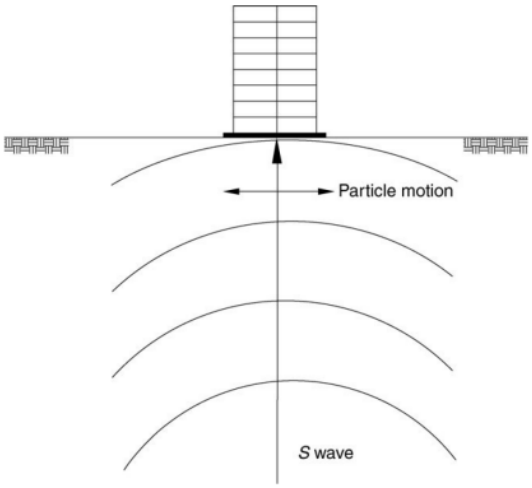
Fuente: Vlaced Toledo (2020).

2.8.1 introducción a los efectos de interacción

Hay dos efectos de interacción que toman lugar como resultado de la presencia de una estructura en un sitio de suelo. Estos dos efectos son referidos como efectos cinemáticos e inerciales. La interacción cinemática es el efecto que ocurre como resultado del cambio en el medio de propagación de onda en la forma de una densidad diferente y elasticidad, lo cual sucesivamente induce un cambio en la velocidad de propagación de onda y la reflexión y refracción de las ondas sísmicas entrantes (efecto de dispersión o de esparcimiento) ya que estas ondas alcanzan la interface suelo-cimentación. Esto representa la diferencia entre la respuesta estructural que se obtiene cuando esta es calculada sobre las bases del movimiento del terreno a campo libre y aquel calculado sobre las bases del movimiento del terreno de la estructura cuando la presencia de la estructura es considerada. Esto toma lugar independientemente de si la estructura tiene alguna masa o no y está afectada por la geometría y configuración de la estructura, el embebido de la cimentación, la composición de las ondas incidentes a campo libre (ejemplo, ondas de corte o de superficie), y el ángulo de incidencia de estas ondas. En particular, notar que no hay interacción cinemática para cimentaciones construidas directamente sobre la superficie del terreno y sometidas a ondas S de propagación vertical, esto se puede apreciar en la primera de las siguientes imágenes.

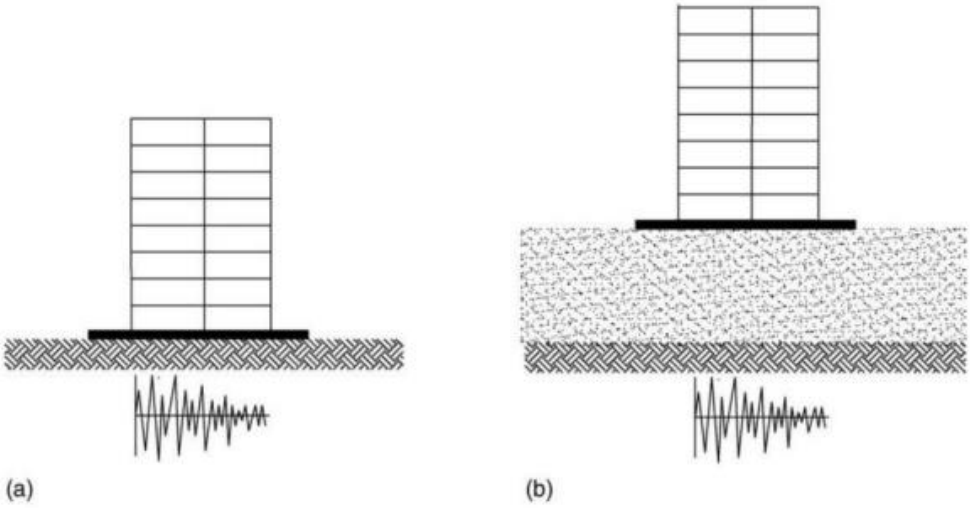
La interacción inercial, sin embargo, es el efecto que resulta a partir del acoplamiento dinámico entre una estructura y su medio de soporte. Esto es, ya que un suelo o roca de cimentación tiene propiedades elásticas e inerciales mismas, una estructura y su medio de soporte responden a las ondas entrantes como un sistema dinámico simple. En otras palabras, la flexibilidad del medio de soporte incrementa el número de grados de libertad del sistema y hace posible la disipación de parte de la energía vibracional de la estructura por la radiación de las ondas lejos desde la estructura y por la deformación histerética del medio mismo. Por lo tanto, el movimiento del terreno en la base de la estructura y la respuesta de la estructura a este movimiento del terreno son el resultado de las características de las ondas entrantes y de las propiedades dinámicos de dicho sistema suelo-estructura.

Figura 2.29 Edificio con cimentación en la superficie bajo ondas de corte.



Fuente: Vlaced Toledo (2020).

Figura 2.30 Representación esquemática de una estructura.
(a) con base fija y (b) sobre suelo suave.



Fuente: Vlaced Toledo (2020).

El efecto de la interacción inercial puede ilustrarse con la ayuda de la figura anterior. Si la capacidad de flexibilidad y de disipación de energía de un medio de soporte es tomado en cuenta, entonces el sistema respondería a un movimiento del terreno dado, en el caso de una estructura soportada por el medio flexible sería sustancialmente diferente a partir del sistema que respondería al mismo movimiento del terreno cuando la misma estructura es considerada fija en su base. Puede también

verse que dichos efectos de interacción están afectados por la rigidez del medio de soporte relativo a la rigidez de la estructura. De esta forma, por ejemplo, el efecto de la interacción inercial sería despreciable en estructuras fundadas sobre roca o suelo rígido ya que en dicho caso la respuesta de la estructura sería virtualmente la misma como la respuesta que se obtendría considerando su base fija. En contraste, el efecto de interacción sería altamente significativo para una estructura cimentada sobre suelo suave. La razón es que en este último caso la respuesta de la estructura se aproximaría a aquel de un cuerpo rígido soportado por un medio flexible. El efecto de interacción inercial representa, de este modo, la diferencia entre la respuesta estructural cuando la flexibilidad del medio de cimentación es y no está considerada.

Es también importante notar la presencia de un suelo deformable que hará la estructura más flexible, disminuyendo su frecuencia fundamental natural a un valor que estará, en general, por debajo de aquella estructura de base fija. La forma de los modos vibracionales también cambiará. Debido a la deformabilidad del suelo, la estructura experimentará movimiento de volteo o cabeceo y su movimiento de cabeceo incrementará los desplazamientos de la estructura, particularmente en la parte superior.

- **Efectos al considerar la Interacción suelo-estructura.**

La principal consecuencia de la interacción suelo-estructura es que el movimiento que se producirá en la base de una estructura no será igual al experimentado en el mismo nivel, pero en campo libre, a como se había supuesto tradicionalmente por los ingenieros estructurales en los análisis sísmicos estructurales. Las diferencias entre estos movimientos se deben, en parte, a la dispersión de las ondas sísmicas a través de la fundación (el impedimento de una base rígida a las deformaciones que se producirían en el suelo), pero también, a las deformaciones y desplazamientos inducidos en el suelo por las fuerzas de inercia de la estructura vibrante transmitida a través de la fundación.

Tales efectos son de mucha importancia en un análisis más elaborado, pues diversas investigaciones han demostrado que cuando la onda sísmica llega a los cimientos de la estructura produce en el sistema suelo-cimentación un conjunto de efectos inerciales y cinemáticos que conllevan a modificaciones en la respuesta de la

estructura. Los efectos inerciales, debido fundamentalmente a la inercia y elasticidad del sistema acoplado, ocasionan un alargamiento en el periodo fundamental de vibración, incrementan o reducen el amortiguamiento y modifican la demanda de la ductilidad estructural. Por otro lado, los efectos cinemáticos reducen la traslación de la cimentación e inducen en ella torsión y cabeceo.

La interacción modifica los parámetros dinámicos de la estructura, así como las características del movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación. Estas variaciones, en condiciones favorables, pueden reducir los cortantes basales, las derivas de los entrepisos y los momentos de volteo obtenidos en un análisis suponiendo una base indeformable, lo cual conlleva a un diseño más económico. Sin embargo, si las características propias del suelo y la estructura son desfavorables ocurre todo lo contrario y por lo tanto se hace necesario aumentar las secciones y consecuentemente diseños más caros. También, en algunos casos el efecto de la interacción del suelo con la estructura, pueden ser despreciables hasta el punto de no ameritar su consideración, tal es el caso de una estructura muy alta y flexible con poca masa, donde la influencia de los modos superiores (que son por lo general los más afectados significativamente por la interacción suelo-estructura) en la respuesta sísmica es muy pequeña.

Para algunos, ésta es un área de especialización que incluye la amplificación de las ondas sísmicas en el suelo, incluso antes que cualquier estructura se haya cimentado, de manera que incluya las complejas interacciones dinámicas que se presentan en las capas de suelo por sí mismas. Por lo tanto, es necesario para comenzar con un resumen de algunos de los principales problemas que abarca la teoría de la ISE:

• Respuesta del dominio del suelo a fuentes dinámicas externas (o incluso estáticas) actuando cerca o sobre la superficie. Las fuentes pueden estar concentradas (cargas puntuales) o distribuidas, y podrían ser armónicas en el tiempo o también se aplica con una variación arbitraria en el tiempo (las funciones de Green, o soluciones fundamentales).

• Respuesta de la rigidez de las estructuras idealizadas sin masa, a las ondas transmitidas por el suelo que pasan debajo de ellas (el paso de la onda o la interacción cinemática).

• La respuesta de la idealización de las fundaciones sin masas, zapatas, pilotes o cajones que son compatibles con el suelo inducido por cargas estáticas, armónicas o transitorias que se aplican directamente sobre estas fundaciones (rigidez estática y dinámica).

• Deformación adicional del suelo en las proximidades de una estructura real causado por la retroalimentación de la propia inercia de la estructura (interacción inercial.

El primer efecto es la interacción cinemática, particularmente importante para las fundaciones enterradas y el segundo es la interacción inercial. En este caso, en lugar de encontrar el movimiento en la base de la estructura con el fin de realizar un análisis sísmico tradicional, se prefiere analizar un sistema modificado consistente de la estructura y la base representada por una matriz de rigidez dinámica.

Los efectos de interacción inercial se caracterizan por un aumento en el periodo natural (el sistema suelo-estructura es más flexible que estando la estructura sola) y un cambio en el amortiguamiento efectivo (a menudo, pero no siempre, un incremento) debido a la radiación de las ondas lejanas a la fundación. La importancia del cambio en el período dependerá del valor del período de la estructura por sí misma y el contenido de la frecuencia del movimiento sísmico (incluyendo los efectos de interacción cinemática). Para cualquier sismo en particular, el resultado puede ser beneficioso o perjudicial dependiendo de si el cambio en el período conduce a un menor o un mayor valor de espectro de respuesta. Al utilizar los espectros de diseño el efecto será a menudo pequeño.

El cambio en la amortiguación efectiva es normalmente beneficioso, en particular para estructuras rígidas bajas y anchas, pero podría ser perjudicial para estructuras delgadas porque el amortiguamiento por radiación es mucho menor para el balanceo que para la traslación.

Los efectos de interacción cinemáticos se caracterizan por un filtrado de altas frecuencias en las componentes del movimiento de traslación y la aparición de las componentes rotacionales (balanceo y torsión). Para cimientos superficiales sometidos a ondas sísmicas que viajan en un ángulo distinto de cero con respecto a la dirección vertical, habrá una reducción en la amplitud de la traslación debido al aumento de las frecuencias y la aparición de componentes del movimiento de torsión. Incluso una estructura perfectamente simétrica puede estar sometida a torsión.

En algunas situaciones, la interacción suelo-estructura (ISE) puede marcar una diferencia sustancial en cómo se comportan los edificios durante el terremoto y en las fuerzas utilizadas en su diseño.

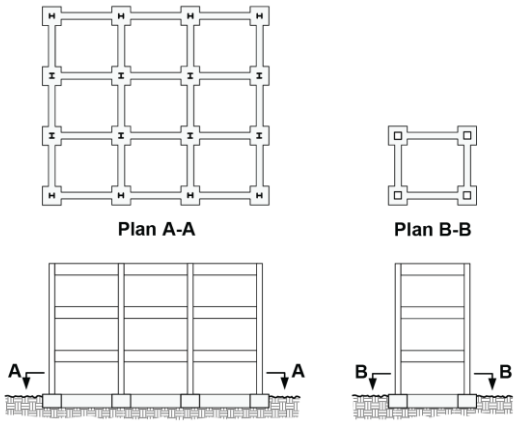
Parámetros donde la interacción suelo-estructura es importante:

1. En el tamaño de la cimentación

Se ha demostrado que el tamaño de la cimentación del edificio se correlaciona con las demandas espectrales, principalmente en el rango de período más corto. Cuanto mayor sea la cimentación del edificio, mayor será la reducción en la respuesta espectral de período corto. Esto se debe a los efectos de interacción cinemática del promedio de losa base.

Figura 2.31 Fuerzas de diseño según la dimensión de la cimentación.

Muestra un ejemplo de un edificio grande donde la reducción será mayor y un edificio más pequeño donde la reducción será menor.

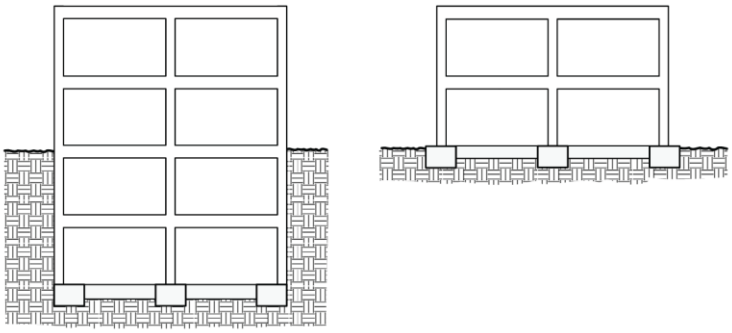


Fuente: Figura 2-1 del FEMA P-2091.

Se ha demostrado que la incrustación de cimientos se correlaciona con las demandas espectrales, principalmente en el rango de período más corto. Normalmente, cuanto más profundo es el empotramiento, mayor es la reducción en la respuesta espectral de período corto. Esto se debe a la disminución de las amplitudes del movimiento del suelo con la profundidad, que es una característica típica de la respuesta del sitio.

Figura 2.32 Reducción de demanda según la profundidad de la cimentación.

Muestra un ejemplo de un edificio con sótano donde se espera que la reducción de la demanda sea mayor y un edificio sin sótano donde no hay reducción. El edificio de la izquierda con un empotramiento de cimientos más profundo generalmente tendrá una mayor reducción en las fuerzas de diseño que el edificio de la derecha.



Fuente: Figura 2-2 del FEMA P-2091.

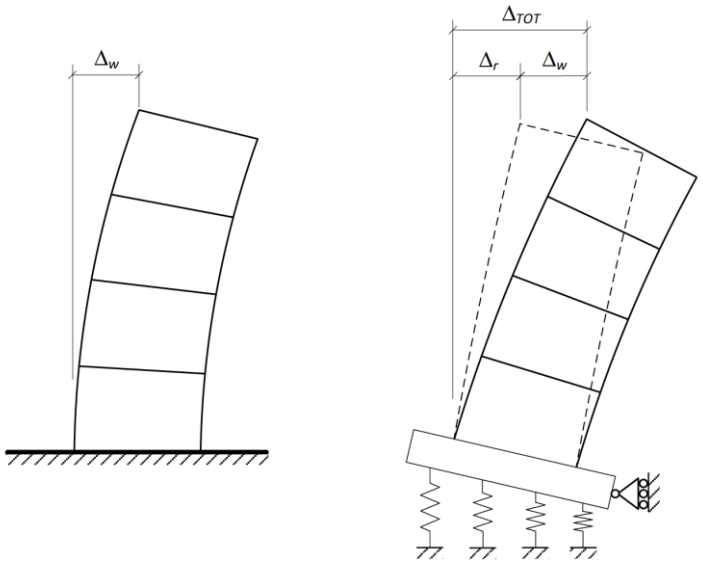
2. Las altas relaciones de rigidez entre la estructura y el suelo.

Cuando la estructura es relativamente rígida en comparación con el suelo, la rotación de la base y la translación en relación con el movimiento de campo-libre pueden ocurrir, lo que aumentan los desplazamientos estructurales y aumenta o alarga el periodo fundamental de la estructura. El aumento en el período puede afectar las aceleraciones espectrales asociadas utilizadas en el diseño. Este efecto ocurre comúnmente en edificios con un sistema concentrado de resistencia a la fuerza lateral, como muros de corte de concreto reforzado y marcos reforzados de acero que se apoyan en elementos de cimentación localizados en suelos flexibles. A la inversa, para un edificio con cimientos anchos y rígidos sobre suelos muy rígidos y superestructuras relativamente flexibles, el impacto de la flexibilidad del suelo en la respuesta del edificio suele ser relativamente pequeño.

En la siguiente figura se muestra un ejemplo de un sistema de cimientos y muros de corte en voladizo concentrado en el que incluir la flexibilidad del suelo aumentara el periodo fundamental de vibración. El desplazamiento del techo de la pared de corte se muestra a la izquierda como Δw. En la figura de la derecha, la flexibilidad vertical del suelo está representada por un conjunto de resorte, durante el desplazamiento lateral de la superestructura, habrá desplazamiento vertical de los resortes y rotación de la cimentación. La deriva de la rotación de la base se muestra en la figura de la derecha como Δr. El aumento en el desplazamiento se correlaciona con un aumento en el periodo fundamental de la estructura. En la siguiente se muestra en el nivel de detalle de la pared de corte para proporcionar una escala que ilustre el impacto de la rotación de manera más clara y sencilla. Si hay muros adicionales y otros elementos estructurales, pueden afectar el periodo fundamental general.

Figura 2.33 Estructura con base flexible.

Una estructura donde la flexibilidad del suelo tendrá un impacto significativo en el desplazamiento lateral y período fundamental de la estructura.



Fuente: Figura 2-3 del FEMA P-2091.

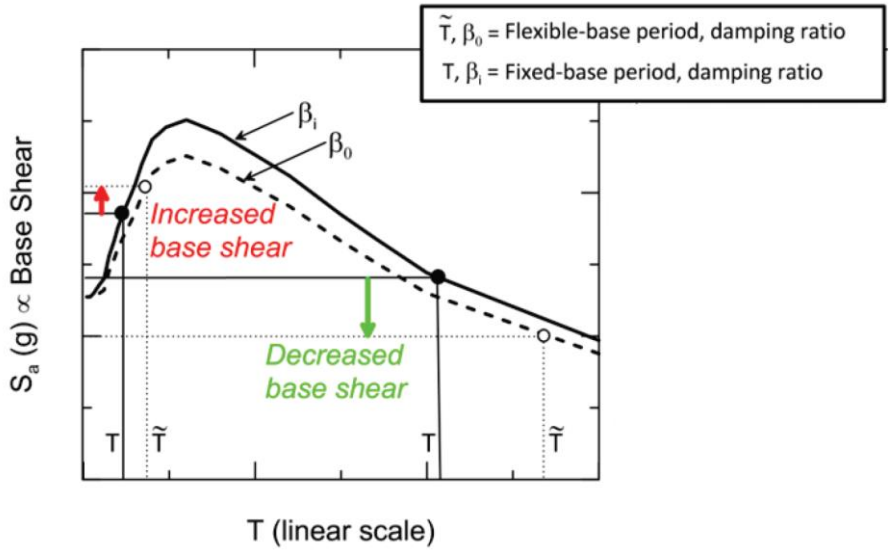
En la segunda figura se muestra el impacto potencial de cambiar el período en una respuesta análisis de espectro de respuesta. El período con el modelo de base fija se denota como T, y el período con la flexibilidad del suelo se denota como $\tilde{T}$.

Se muestran dos casos. En el caso de período corto, la estructura es muy rígida y el aumento de T a T̃ da como resultado un aumento en el espectro de respuesta y un aumento en la aceleración espectral. En el caso del período largo, la estructura es más flexible y el aumento del período da como resultado una reducción de la aceleración espectral. En la siguiente figura también se muestra cómo la adición de la amortiguación de la cimentación a la relación de amortiguación general reduce la aceleración espectral en la mayoría de los períodos.

Figura 2.34 Efectos al implementar la interacción suelo-estructura.

Alargamiento del período y la amortiguación de la base en la respuesta espectral.

La línea negra continua es la respuesta espectral de base fija; la línea negra discontinua es la reducción debida a la adición de la amortiguación de la cimentación a la relación de amortiguación total.



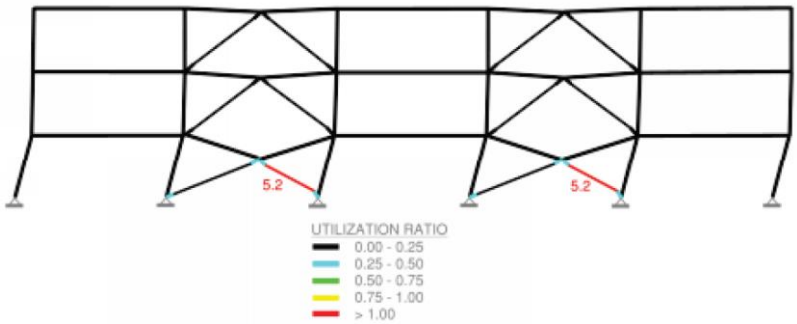
Fuente: Figura 2-4 del FEMA P-2091 (Adaptado de la Figura 2-3 en NIST, 2012a).

3. Comportamiento de los Impactos de balanceo de cimientos en superestructuras.

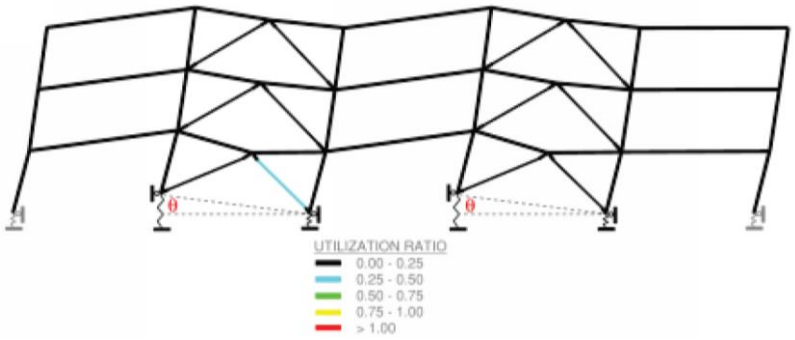
Las estructuras con sistemas de resistencia a fuerzas laterales verticales acoplados pueden comportarse de manera muy diferente cuando se introduce la flexibilidad del suelo. En la siguiente figura se muestra un ejemplo de análisis estático no lineal (Pushover). En el modelo de base fija que se muestra en la parte superior, el mecanismo de la riostra de compresión en el piso más bajo se dobla y la riostra

está muy sobrecargada. En el modelo de base flexible que se muestra en la parte inferior donde los resortes verticales están ubicados debajo de cada columna, los marcos arriostrados se mueven y el sistema tiene la capacidad suficiente para resistir las demandas. Tenga en cuenta que, en el modelo de base flexible, los extremos de las vigas que unen los marcos tienen rotaciones más altas que en el modelo de base fija.

Figura 2.35 :El impacto significativo de la flexibilidad del suelo.



Base Fija.



Fuente: Figura 2-5 del FEMA, 2019.

2.8.2 Tipos de interacción suelo-estructura

- **Interacción cinemática.**

Los dos efectos en los que se subdivide la interacción cinemática son:

- Promediado de la losa de la base.

El promedio de losa base es un efecto de interacción cinemática: estos son efectos que dependen solo de la geometría del edificio y la cimentación y el contenido de frecuencia y la variabilidad espacial del campo de ondas sísmicas. Estos efectos son distintos de los efectos de amortiguamiento de los cimientos y de prolongación del período, que también dependen de las propiedades locales del suelo bajo los cimientos y de las características dinámicas del sistema sísmico y sus cimientos.

El promedio de la losa base da como resultado movimientos de entrada de cimentación modificados, cuyos efectos se describen con mayor precisión en el dominio de la frecuencia (es decir, a través de las amplitudes de Fourier y los ángulos de fase de los movimientos del suelo). Sin embargo, para hacer que los modelos sean más útiles para los profesionales, NIST (2012a) presenta una relación que es solo una función del período de la estructura y la velocidad promedio de la onda de corte, vs. En ASCE / SEI 7-16 (ASCE, 2017a), se eliminó la dependencia funcional de vs. Esta relación reduce las ordenadas del espectro de respuesta y se calcula utilizando fórmulas que dependen solo del tamaño efectivo de la fundación del edificio.

Los únicos parámetros necesarios son el área de la base de la cimentación, A_{base}, y la velocidad de onda cortante efectiva promedio, frente a una profundidad de perfil efectiva debajo de la cimentación. La Sección 2.2.2 de NIST (2012a) indica que esta profundidad puede tomarse como igual a la mitad del tamaño equivalente de la cimentación del edificio, calculado como A_{base}.

- Efectos de empotramiento.

Está relacionado con la reducción de los movimientos del suelo con la profundidad, y se conoce como efectos de empotramiento. De manera similar a los requisitos para el promediado de losa de base, los efectos de empotramiento solo se pueden considerar para sitios de suelo según el ASCE, excepto a las Clases de sitio A o B. El empotramiento de cimientos modifica el movimiento de campo libre, que se supone

que se desarrolla en la superficie del suelo, y reduce movimiento de entrada de la cimentación y las demandas resultantes en la estructura. Este se caracteriza por una reducción en las ordenadas del espectro de respuesta. Cuanto más profunda esté la base, mayor será la reducción de los valores del espectro de respuesta. Los parámetros necesarios son la profundidad de empotramiento de la cimentación, e, y la velocidad media de onda de corte de deformación baja sobre la profundidad de empotramiento, v_{s0}, y los parámetros utilizados para reducir vso por los efectos de la no linealidad (clase de sitio y S_{DS}).

Como resultado de la interacción cinemática se modifica el movimiento de campo libre, dando lugar a una excitación efectiva de la cimentación compuesta tanto de traslaciones como de rotaciones. En general, las traslaciones sufren reducciones debido a que la variación espacial del movimiento del terreno alrededor de la cimentación es promediada como consecuencia de su gran rigidez. Las rotaciones aparecen por la misma razón, puesto que la cimentación al no poder deformarse para seguir los desplazamientos diferenciales del suelo en contacto tiende a girar.

En los que los movimientos a nivel de cimientos se reducen como resultado de la reducción del movimiento del suelo con profundidad debajo de la superficie libre en estructuras con cimientos empotrados. Los efectos de empotramiento y promediado de losa base se pueden combinar.

Para la mayoría de las estructuras convencionales resulta conservador efectuar solo el análisis de interacción inercial. No obstante, para algunas estructuras como las muy rígidas. poco esbeltas y de grandes dimensiones en planta se requiere incluir el análisis de interacción cinemática, a fin de predecir la respuesta estructural con mayor precisión.

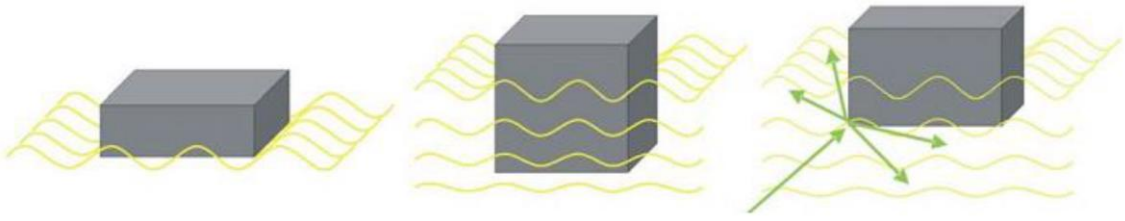
La interacción cinemática consiste esencialmente en determinar la excitación efectiva de la cimentación provocada por el movimiento sísmico. Tal excitación representa el movimiento de entrada del cimiento que resulta de superponer el campo libre con el campo difractado por la cimentación supuesta carente de masa y perfectamente rígida. Este es en realidad un movimiento ficticio, puesto que se obtiene ignorando la presencia de la estructura. Para calcularlo es necesario resolver

un problema de difracción de ondas que depende de las características del cimiento y el subsuelo, así como del ángulo de incidencia y el tipo de ondas sísmicas.

Como resultado de la interacción cinemática se modifica el movimiento de campo libre, dando lugar a una excitación efectiva de la cimentación compuesta tanto de traslaciones como de rotaciones. En general, las traslaciones sufren reducciones debido a que la variación espacial del movimiento del terreno alrededor de la cimentación es promediada como consecuencia de su gran rigidez. Las rotaciones aparecen por la misma razón, puesto que la cimentación al no poder deformarse para seguir los desplazamientos diferenciales del sudo en contacto tiende a girar. Aunado a estos efectos se presenta un filtrado o eliminación de los componentes de alta frecuencia del movimiento del terreno. Solamente para cimentaciones apoyadas sobre la superficie del terreno y sujetas a ondas planas que se propagan verticalmente no ocurre la difracción de ondas por la cimentación. por lo que la excitación efectiva se reduce al movimiento de campo libre.

La rigidez de la cimentación puede causar variación del movimiento del suelo con profundidad y dispersión de las ondas en las esquinas de la cimentación (como se muestra en la siguiente figura. Si las dimensiones de la fundación son pequeñas en comparación con la longitud de onda del intervalo de frecuencias interesado, la interacción cinemática tiene efectos insignificantes sobre la respuesta (Clough & Penzin, 2003). Pero si las dimensiones de la cimentación están en el mismo orden de la longitud de onda, se obtendrá un efecto de promedio de la losa base.

Figura 2.36 Incidencia de las ondas sísmicas en cimientos.



Fuente: Elaboración Propia.

Funciones de impedancia (denominación de efecto inercial).

En el pasado los efectos de interacción se tomaban en cuenta reemplazando al suelo por resortes y amortiguadores constantes, los cuales se calculaban para cimentaciones idealizadas como discos superficiales apoyados sobre suelo uniforme este criterio ha evolucionado notablemente. El estado actual del conocimiento permite analizar la interacción suelo-estructura de una forma más realista usando el concepto de rigideces dinámicas o funciones de impedancia. Efectivamente, las técnicas actuales sustituyen al suelo por resortes y amortiguadores dependientes de la frecuencia de excitación teniendo en cuenta aspectos como la profundidad de desplante de la cimentación y el perfil estratigráfico del subsuelo, los cuales influyen significativamente en el fenómeno de interacción entre el suelo y la estructura.

Las también llamadas funciones de rigidez del suelo se definen como la relación en estado estacionario entre la fuerza (momento) excitadora y el desplazamiento (rotación) resultante en la dirección de la fuerza para una cimentación rígida carente de masa y excitada armónicamente. Estas funciones son de tipo complejo y dependientes de la frecuencia de excitación, matemáticamente expresan, la parte real, la rigidez e inercia del suelo y la imaginaria, los amortiguamientos material y geométrico del suelo. Físicamente representan los resortes y amortiguadores equivalentes del suelo de soporte.

- **Interacción inercial.**

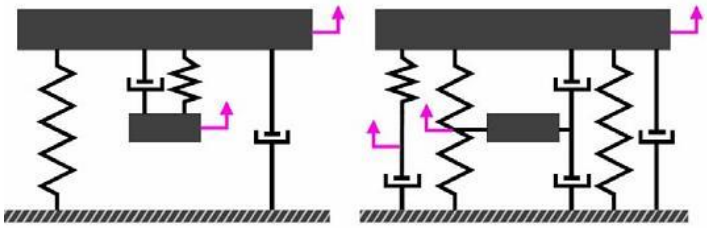
La interacción inercial es la interacción dinámica entre la estructura, su cimiento y el suelo circundante causado por el movimiento de entrada del cimiento, y sus efectos son:

- Alargamiento del período, el aumento en el período de construcción debido a la flexibilidad del cimiento.
- Amortiguamiento de radiación, el amortiguamiento en el sistema de suelo-estructura causado por la generación y propagación de ondas lejos de la cimentación, que son causadas por los desplazamientos dinámicos de la cimentación en relación con los desplazamientos en campo libre.

- Amortiguamiento del suelo, el amortiguamiento histerético (material) del suelo, similar al amortiguamiento viscoso inherente en la superestructura, pero es independiente del período de base flexible de la estructura.

Las fuerzas inerciales inducidas por el movimiento de la cimentación durante el terremoto pueden hacer que el suelo flexible se deforme, lo que a su vez afecta a las fuerzas inerciales de la superestructura. Esta deformación se propaga lejos de la estructura en seis grados de libertad del movimiento de la fundación. En otras palabras, la respuesta dinámica de la superestructura disminuye. Esta eliminación de energía del sistema se conoce en la literatura como amortiguación de la radiación. Wolf (Wolf, 1994) utilizó un amortiguador viscoso para tener en cuenta la amortiguación de la radiación. El coeficiente del amortiguador viscoso es proporcional a la velocidad de la onda en el suelo y en el área de la fundación. Este aumento en el amortiguamiento efectivo es significativo para un sitio del suelo que se aproxima a un semi-espacio elástico homogéneo (Wolf, 1994). Dos clases de tales modelos propuestas por De Barros (De Barros & Luco 1995) y Wolf (Wolf, 1994) se muestran en la siguiente figura.

Figura 2.37 Ejemplos de amortiguadores usados en estudios.



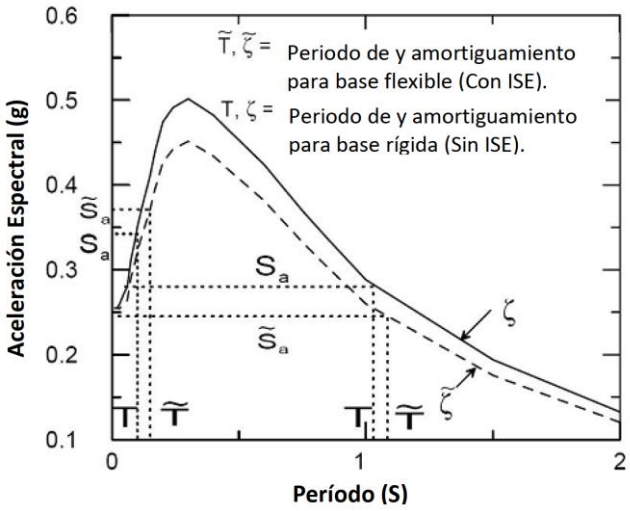
Fuente: El modelo del gráfico a la izquierda corresponde al modelo desarrollado por Wolf en el año de 1994 y el modelo que se ubica en el extremo derecho corresponde a De barros & y Luco en el año de 1994.

El cumplimiento de la fundación del suelo es correspondiente a un valor de rigidez. Esto se puede combinar con propiedades de amortiguación de la radiación de la fundación en una función de impedancia compleja, ya que se denotan en problemas de interacción suelo-estructura (ISE). Como se muestra en la figura 2.37, el cumplimiento del suelo puede ser modelado con resortes. Evaluando las propiedades de amortiguación del resorte y viscoso y utilizando el movimiento de la

cimentación como movimiento de entrada, se puede llevar a cabo un análisis dinámico más realístico del sistema.

El efecto de ISE puede ser evaluado comparando las respuestas del sistema con y sin resortes. Este efecto suele ir acompañado de un alargamiento del período debido a la adición de suelos adyacentes al sistema y al aumento del amortiguamiento debido a los efectos de la radiación como se mostró en una de las imágenes anteriores. Las nuevas propiedades del sistema pueden evaluarse en forma cerrada para estructuras de un solo grado de libertad. En la siguiente figura se muestra esquemáticamente el resultado del alargamiento del período y el aumento del amortiguamiento para la respuesta de una estructura de un grado de libertad. Es obvio que cuando se utiliza un espectro de respuesta de aceleración general, la consideración de los efectos ISE reducirá la respuesta del sistema de un grado de libertad.

Figura 2.38 Representación esquemática de efectos en interacción inercial.

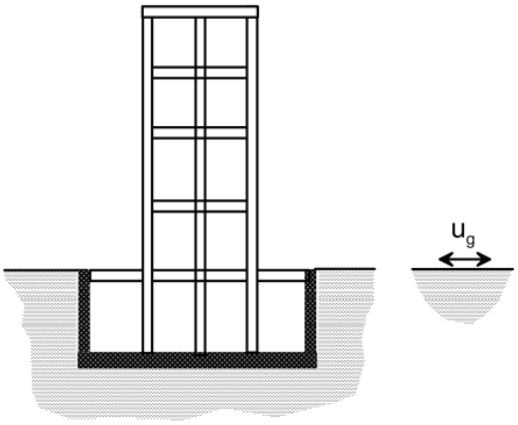


Fuente: Stewart, 2003.

2.9 ENFOQUES DE MODELAMIENTO CON ISE

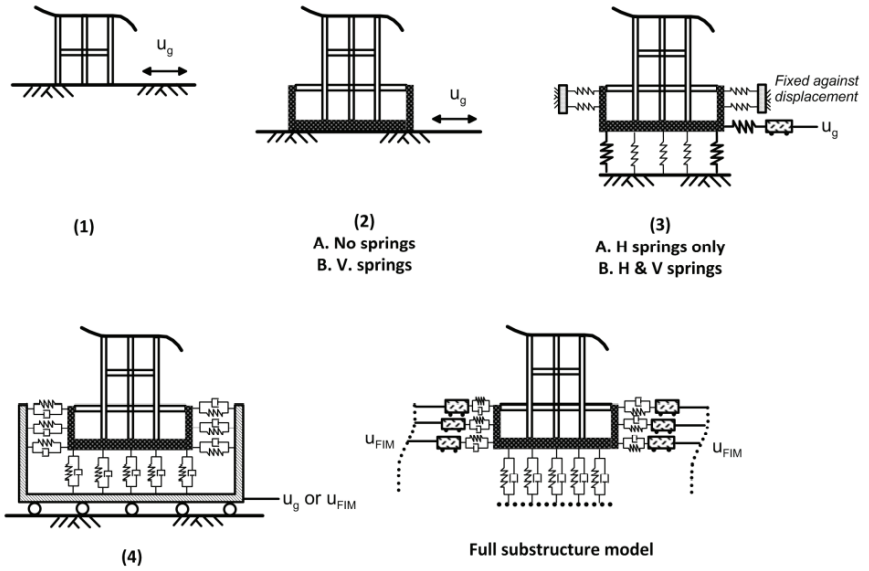
NIST (2012a) documenta encuestas de profesionales sobre modelos típicos que utilizaron y los estudios analíticos que se llevaron a cabo para comparar varios modelos contra el modelo de subestructura más sofisticado. La siguiente figura que se muestra un edificio de ejemplo con un sótano de un piso, y la figura que le sigue muestra los diferentes modelos que se estudiaron.

Figura 2.39 Edificio con sótano rodeado de tierra.



Fuente: NIST 2012a (figura 6-1).

Figura 2.40: Enfoque de modelado para cimentaciones empotradas.



Fuente: NIST 2012a (figura 6-2).

De los enfoques de modelado para edificios con sótanos en la figura anterior ug representa el movimiento de campo libre, y FIM representa el movimiento de entrada de la base. En Modelo 3 y el modelo de subestructura completo, los pequeños

furgones son deslizadores para que se aplica el movimiento de campo libre. No tienen masa (ug representa el movimiento de campo libre).

Modelo 1. En este enfoque, se supone que el edificio está fijo en el nivel del suelo, y no se consideran efectos ISE. Las reacciones se calculan en la base del modelo a nivel, y luego se aplica a la base en un modelo separado. Este enfoque es utilizado ocasionalmente por algunos ingenieros, y con frecuencia por otros.

Modelo 2. En este enfoque, el suelo en los lados de los muros de contención es ignorado, pero la estructura del sótano se incluye explícitamente en el modelo. El nivel más bajo del sótano se toma como base del modelo. se argumenta que la cantidad de movimiento requerido para desarrollar una presión pasiva de cualquier importancia excede con creces la cantidad de movimiento anticipada en los muros de contención del sótano, por lo que la tierra retenida puede ignorarse de manera conservadora.

Modelo 3. En este enfoque, resortes horizontales son usados para capturar el efecto del suelo circundante. Los extremos de los resortes están fijos en contra de la traslación, y el movimiento del terreno es ingresado en la base del modelo. Cuando este enfoque de modelamiento es utilizado, es utilizado en análisis Pushover. Una variación de este modelo (Modelo 3A) es fijo verticalmente. Una segunda variación de este modelo (Modelo 3B) incluye resortes verticales. El Modelo 3A es usado ocasionalmente por algunos, mientras que el modelo 3B es usado con más frecuencia. Algunos ingenieros nunca usan ninguna versión de este enfoque de modelamiento.

Modelo 4. En este enfoque, los resortes horizontales se unen a paredes rígidas (denominado "bañera"), y el movimiento del suelo se aplica a la bañera de modo que los extremos de los resortes horizontales se muevan todos juntos con el movimiento de entrada. Este enfoque de modelado rara vez se utiliza, aunque es recomendado en las directrices para el diseño sísmico basado en el rendimiento Modelo 4. En este enfoque, los resortes horizontales se unen a paredes rígidas (denominado "bañera"), y el movimiento del suelo se aplica a la bañera de modo que los extremos de los resortes horizontales se muevan todos juntos con el movimiento de entrada. Este enfoque de modelado rara vez se utiliza, aunque es recomendado en las Directrices para el diseño sísmico basado en el rendimiento.

Modelo de subestructura completa (modelo de línea de base). Esto representa un enfoque de modelado integral en el que se utilizan dashpots para abordar variación de la amortiguación del suelo, se considera la rotación de la cimentación y se aplica excitación de múltiples soportes a través de los resortes horizontales para que las entradas varían hasta la altura de las paredes del sótano. Este modelo no es utilizado actualmente en la práctica.

Ya una vez explicado de manera rápida la manera que representa los diferentes modelados de edificios en este estudio solo se hace hincapié en el modelado 2, ya que se modela de una vez la parte del sótano, debemos aclarar que si se requiere una profundidad más exacta acerca del efecto de interacción suelo estructura, se debe de hacer modelado tipo bañera (modelo 4) pero estos estudios ya requieren uso de software más especializados como es el Opensees.

2.10 UBICACIÓN Y ÁREA DE ESTUDIO

2.10.1 Macro localización.

Figura 2.41 Macro localización del edificio Rigoberto López Pérez.

Fuente: Elaboración propia (generada en Google Earth).

2.10.2 Micro localización.

Figura 2.42 Micro localización del edificio Rigoberto López Pérez.

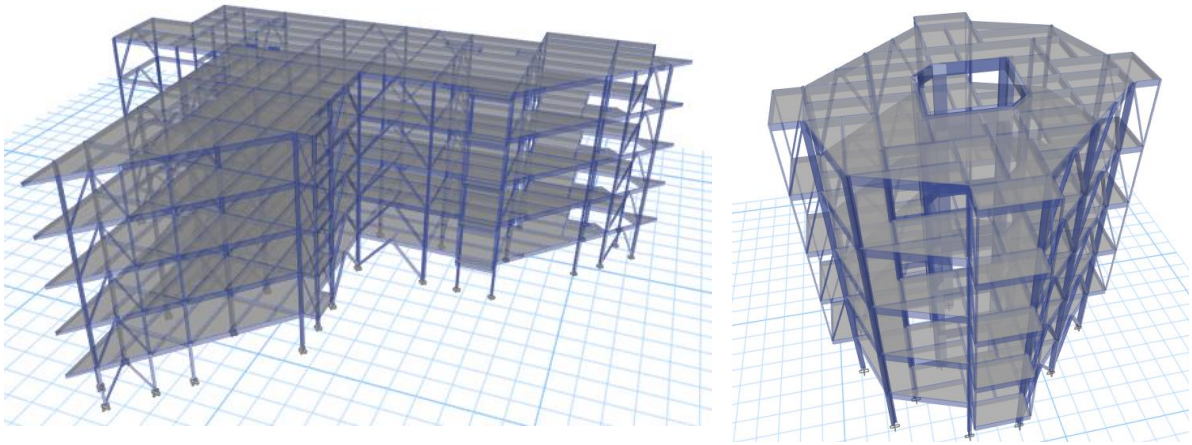
Fuente: Elaboración propia (generada en Google Earth).

CAPITULO III. ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO LINEAL.

3.1 DEFINICIÓN GEOMÉTRICA ESTRUCTURAL

El Edificio Rigoberto López Pérez de la UNI, está conformado por tres estructuras separados por juntas de expansión, dividiéndolas en tres cuerpos que actúan de manera independiente; la Escalera, el Ala Norte y el Ala Sur.

Figura 3.1: Estructura del edificio Rigoberto López Pérez y escalera central.



Fuente: Modelado en Etabs (elaboración propia).

Cada una de las estructuras consisten en marcos de gravedad y marcos arriostrados concéntricamente de acero, así mismo en la escalera se presentan marcos resistentes a momento de concreto reforzado. El edificio posee claros de 7.2m en ambas direcciones, alturas de 4.05m para el primer piso y 4.42 m para los demás. La edificación consiste en 5 plantas y un sótano, en el procedimiento manual lineal se considera a nivel de superestructura ya que los desplazamientos a nivel de subestructura son prácticamente 0cm por el aporte de rigideces grandes que se consideran con la presencia de muros de concreto para el capítulo 5 se hace colección de datos ya considerando la subestructura para poder comparar resultados con implementación de un análisis no lineal.

Las paredes divisoras del edificio son de paneles de covintec forrados con láminas de aluminio poliuretano, paneles de vidrio y en el área del sótano son muros de concreto reforzado. Dichos muros soportaran las fuerzas gravitacionales, fuerzas sísmicas y fuerza de presión del suelo.

El techo y los entrepisos son diseñados para resistir las cargas gravitacionales. Este sistema estructural está compuesto de una losa de concreto sobre una lámina de acero, apoyada sobre viga de acero separadas a una distancia de 2.4m.

Debido a que los marcos resisten las cargas laterales en cada dirección del edificio, la lámina de acero actúa como un diafragma, para distribuir los efectos de las excentricidades causadas por los eventos sísmicos y las irregularidades del edificio.

3.2 PARÁMETROS SÍSMICOS GENERALES

Clasificación de la estructura de acuerdo a la tabla 2 del RNC-07: El reglamento define las estructuras en tres tipos de grupos; A, B y C, esta clasificación de acuerdo a la funcionalidad e importancia de la estructura, la estructura en estudio se encuentra en el grupo A.

Factor de reducción por sobre resistencia.

Este factor es único para la norma nicaragüense, este está definido como Ω con un valor de 2 de acuerdo al artículo 22 del RNC-07.

Zona Sísmica: Corresponde a la zona C ya que se ubica en la ciudad de Managua.

Factor de amplificación por tipo de suelo: El valor es de 2 para un tipo de suelo III y una zona sísmica C de acuerdo a la tabla 2 que se encuentra en el artículo 25 del RNC-07 y se representa por la letra S.

Aceleración máxima del terreno: El valor es de 0.31 de acuerdo al mapa de isoyetas que se ubica en el anexo C del RNC-2007.

De acuerdo al artículo 27 del RNC-07 los siguientes cálculos se realizan como se muestra a continuación:

$d = 2.7\ a_0 = 2.7(0.31) = 0.837$

$sd = 2(0.837) = 1.674$

Factor de reducción por comportamiento dúctil: Este valor fue el que se ha seleccionado para usarse en este análisis de acuerdo a los requisitos de los distintos valores de Q que se encuentran en el artículo 21 del RNC-07. (Q = 3)

3.3 ANÁLISIS ESTÁTICO EQUIVALENTE DEL EDIFICIO

3.3.1 Determinación de las cargas en el edificio.

Carga viva: Para la determinación de la carga viva, el valor a usar en los pisos típicos y en el último piso (correspondiente al techo) se encuentran en la tabla 1 del RNC-07.

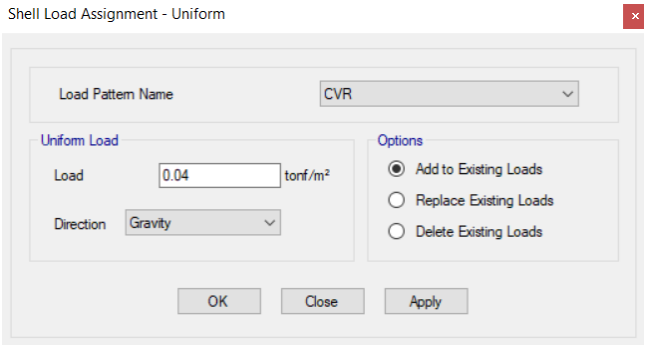
$$CVR_{pisos\_típicos} = 200\ {}^{kg}/_{m^2}\ (secundaria\ y\ Universidad)$$

$$CVR_{techo} = 40\ {}^{kg}/_{m^2}\ (techos\ con\ pendientes\ menores\ al\ 5\%)$$

Aplicación de las cargas en el software Etabs.

Asignamos primeramente las cargas que van a actuar en el edificio correspondiente a “Techos de losas con pendiente no mayor al 5%”.

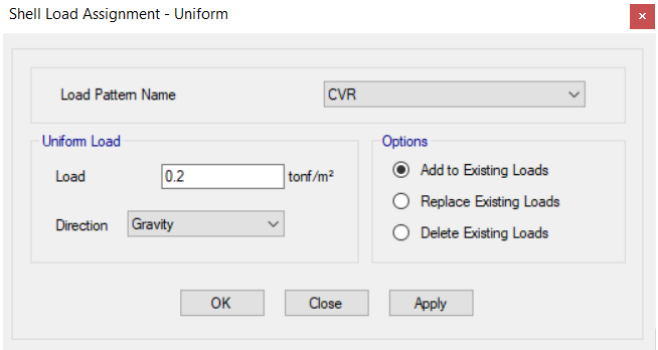
Figura 3.2 Introducción de la carga CVR para techo en el edificio.



Fuente: Etabs.

Asignamos las cargas que corresponden a “Secundaria y Universidad” para los niveles restantes.

Figura 3.3 Asignación de la carga CVR para los niveles restantes.

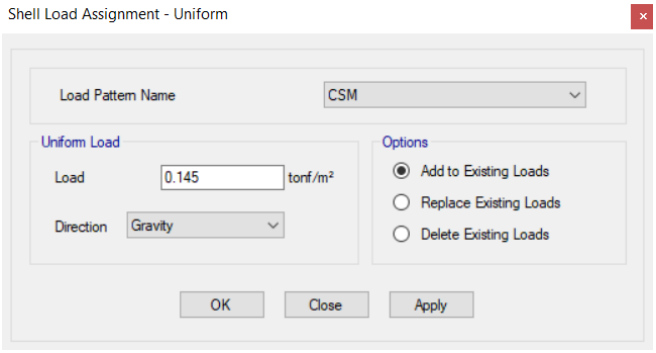


Fuente: Etabs.

Carga muerta:

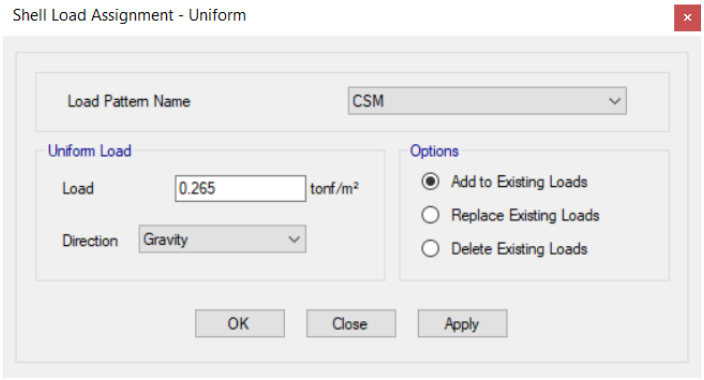
La carga muerta se subdivide en dos la primera es la carga muerta de elementos estructurales tales como vigas, columnas, losas (la cual es proporcionada por el software Etabs) y la CSM (carga super muerta) que corresponde al peso de los elementos no estructurales, también se le conoce como SCP (sobre carga permanente), dichos valores de esta carga introducidos al software se muestran a continuación:

Figura 3.4 Asignación de la CSM correspondiente a techo en el edificio.



Fuente: Etabs.

Figura 3.5 Asignación de la CSM correspondiente a los niveles restantes.



Fuente: Etabs.

Nota: El valor de CSM se tomó del cálculo realizado en la tesis “Análisis sísmico de una edificación con sótano, considerando interacción suelo-estructura, empleando los métodos modales espectral y respuesta en el tiempo” (Msc. Ing Juan Carlos Mendoza, 2019).

3.3.2 Condiciones de regularidad art 23 del RNC-07.

Las recomendaciones estructurales que se desarrollan a continuación están referidas a la forma de construcción en planta y en elevación, así como a la distribución de los elementos estructurales que constituyen el esqueleto resistente del edificio.

Para saber si una estructura es regular deberá cumplir con las condiciones que a continuación detallaremos, en caso contrario el factor por reducción por ductilidad se verá afectado gradualmente de acuerdo con el grado de irregularidad que esté presente en la estructura:

Inciso a del artículo 23 del RNC-07.

- En planta no es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales, por tanto "**No cumple la condición"**.
- La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5. **"No cumple esta condición"** si dividimos el lado largo de la planta del edificio que es de 56.04m entre el lado corto que es 14.40m obtenemos 3.89. Este valor es mayor que 2.5 por tanto no cumple.
- En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente. En la siguiente tabla se detalla los porcentajes de áreas saliente con respecto al área total de cada entrepiso resultando que para todos los entrepisos los valores resultantes son mayores que el 20%. Por lo tanto, "**No se cumple esta condición".**

Tabla 3.1 Área saliente.

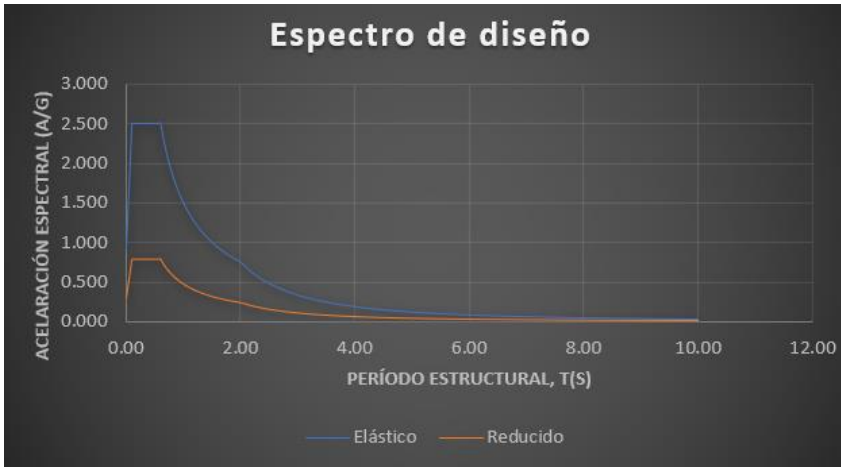
Nivel	Área total (m^2)	Área Saliente (m^2)	% Saliente
5	1010.3995	349.92290	34.63
4	1010.3995	349.92290	34.63
3	1010.3995	349.92290	34.63
2	1010.3995	349.92290	34.63
1	1010.3995	349.92290	34.63
Sótano	1233.7720	---	--

Fuente: Elaboración propia.

Nota: Las condiciones de regularidad que no cumplieron en el edificio están ordenada de manera consecutiva con la enumeración correspondiente al artículo 23 del RNC-07 (1,3 y 4), las que no cumplen se localizan en el anexo A del presente documento y corresponde a los incisos (2,5,6,7,8,9,10,11,12).

3.3.3 construcción del espectro de diseño.

Parámetros	
T_a =	0.10 Seg
T_b =	0.60 Seg
T_c =	2.00 Seg
Q =	3.00
F.C irregu	0.80
Qi' =	2.40
F. C. grupo. =	1.50
Ω =	2.00
S =	2.00
a_0 =	0.31 /g
$d = 2.7a_0$ =	0.837
Sd =	1.6740
C =	0.523



Justificación del tipo de análisis.

Según el inciso b) del art 30 del RNC-07, debido a la configuración estructural del edificio que se define como una estructura irregular y no supera los 30m de altura, se puede aplicar el método estático equivalente y por consiguiente el análisis dinámico que se aplica para todo tipo de estructura.

Factor de reducción por irregularidad.

$$F.C_{irregularidad} = 0.8$$

Factor de reducción por ductilidad: De acuerdo al artículo 21 para estructuras en las cuales se desconozca el período de la misma el factor de reducción por ductilidad será igual que el factor de reducción por comportamiento dúctil, pero se tiene que corregir de acuerdo con el Arto. 23 en el inciso d, el valor de Q' se corregirá como se indica en este inciso y se tiene que multiplicar el valor de Q por 0.8 ya que la estructura

es irregular debido a que en el reglamento indica que si la estructura no cumple con dos o más de dichos requisitos en las condiciones de regularidad que se indica en el inciso a del artículo 23 este valor se debe multiplicar por 0.8.

$$Q' = Q \times FC_{irregularidad} = 3(0.8) = 2.4$$

3.3.4 Cálculo del coeficiente sísmico en edificio.

Se calcula con la siguiente ecuación que se encuentra en el artículo 24 del RNC-07.

Además, a la siguiente ecuación se debe multiplicar el valor de la fuerza sísmica por 1.5 debido a que es una estructura del grupo A de acuerdo al artículo 32 del RNC-07.

$$c = \frac{V_0}{W_0} = \frac{S(2.7 * a_0)}{Q' * \Omega} \; Pero\ nunca\ mayor\ que\ (S)(a_0)$$

$$c = 1.5 \times \frac{2(2.7 \times 0.31)}{2.4 \times 2} = 0.523$$

$$Pero\ nunca\ mayor\ que\ (S)(a_0 * Fc\ grupo) = 2(0.31 * 1.5) = 0.93$$

Por tanto, al tener en cuenta este coeficiente se tienen para ambas direcciones las mismas fuerzas sísmicas y se hace un corrido con el software Etabs para obtener las respectivas masas y recordando que este software las alturas la toma de manera acumulada, se aplica para todo cálculo de fuerza sísmica la ec 32 del RNC07 para cálculo de estas.

Tabla 3.2 Fuerzas sismicas estáticas sin reducir.

Nivel	W_i (Tonf)	h_i (m)	W_ih_i	F_s (Tonf)	V_b (Tonf)	M_v (Tonf-m)
5	531.127	4.42	2,347.582	503.062	503.062	2223.533
4	773.812	4.42	3,420.248	732.923	1,235.985	3239.519
3	773.812	4.42	3,420.248	732.923	1,968.908	3239.519
2	783.221	4.42	3,461.835	741.834	2,710.742	3278.908
1	790.442	4.05	3,201.289	686.002	3,396.744	2778.309
Σ	3,652.413	-	15,851.202	3,396.744	-	14,759.788

Fuente: Elaboración propia.

Para determinar el verdadero coeficiente sísmico se deben de evaluar resultados usando desplazamientos que se encuentren con dicha metodología y de acuerdo al

período que se determine poder encontrar su verdadero valor de coeficiente, a este proceso el RNC07 lo denomina reducción de fuerzas sísmicas

Ah continuación se presentan tablas donde se encuentran reflejados los desplazamientos y respectivas masas tomadas directamente del software Etabs y posteriormente el proceso de cálculo para encontrar el coeficiente.

Tabla 3.3 Reducción de fuerzas sísmicas en el eje X.

Nivel	W (Tonf)	F_s (Tonf)	Eje X		
			DX	W*DX^2	Fs*DX
			[cm]	[Tonf-cm^2]	[Tonf-cm]
5	531.127	503.062	10.008	53200.917	5034.794
4	773.812	732.923	8.080	50515.637	5921.797
3	773.812	732.923	5.811	26128.063	4258.868
2	783.221	741.834	3.488	9527.682	2587.370
1	790.442	686.002	1.430	1615.922	980.846
Σ	3,652.413	3,396.744	0.000	140,988.221	18,783.675

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.4 Reducción de fuerzas sísmicas en el eje Y.

Nivel	W (Tonf)	F_s (Tonf)	Eje Y		
			DY	W*DY^2	Fs*DY
			[cm]	[Tonf-cm^2]	[Tonf-cm]
5	531.127	503.062	11.870	74835.428	5971.394
4	773.812	732.923	9.608	71436.378	7042.069
3	773.812	732.923	6.824	36038.301	5001.759
2	783.221	741.834	4.037	12766.965	2995.082
1	790.442	686.002	1.474	1717.607	1011.236
Σ	3,652.413	3,396.744	-	196,794.678	22,021.541

Fuente: Elaboración propia.

Con dichos resultados se procede a encontrar sus períodos manualmente

De acuerdo al inciso B del artículo 32 del RNC-07.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i x i^2}{g \sum Fs_i \; x_i}}$$

$$T_x = 2\pi\sqrt{\frac{140{,}988.221\ tonf - cm^2}{981\ {}^{cm}/_{s^2}\ (18{,}783.675 tonf - cm)}} = 0.55\ s$$

$$T_y = 2\pi\sqrt{\frac{196{,}794.678\ tonf - cm^2}{981\ {}^{cm}/_{s^2}\ (22{,}021.541 tonf - cm)}} = 0.60\ s$$

Tomando en cuenta su respectivo periodo aproximado se encuentra su aceleración y con ello modificación de su coeficiente.

De acuerdo al artículo 27 del RNC-07.

$$a = \begin{cases} S\left[a_0 + (d - a_0)\dfrac{T}{T_a}\right] \ \ si\ \ T < T_a \\ Sd\ \ si\ \ T_a \leq T \leq T_b \\ Sd\left(\dfrac{T_b}{T}\right)\ si\ \ T_b \leq T \leq T_c \\ Sd\left(\dfrac{T_b}{T_c}\right)\left(\dfrac{T_c}{T}\right)^2\ \ si\ \ T > T_c \end{cases}$$

$$ax = ay = sd = 2(2.7 \times 0.31) \times 1.5 = 2.51$$

$$C_x = C_y = F.Cgrupo\frac{Sd}{Q'\Omega}$$

$$C_x = \frac{2.51}{2 \times 2.4} = 0.523(nuevo\ valor\ de\ coeficiente)$$

Con el nuevo valor de coeficiente sísmico se hace corrido con el Etabs y se comparan resultados de cortantes con el procedimiento del análisis dinámico modal de respuesta espectral.

3.4 ANÁLISIS ESTÁTICO EQUIVALENTE DE LA ESCALERA

3.4.1 Determinación de las cargas en la escalera

Carga viva

$CVR_{pisos\_típicos} = 250\ {}^{kg}/_{m^2}$

$CVR_{techo} = 40\ {}^{kg}/_{m^2}\ (techos\ con\ pendientes\ menores\ al\ 5\%)$

$CSM = 193.3\ {}^{kg}/_{m^2}$

Nota: El proceso de asignación de cargas al software Etabs para la escalera se aprecia detalladamente en el anexo A del presente documento.

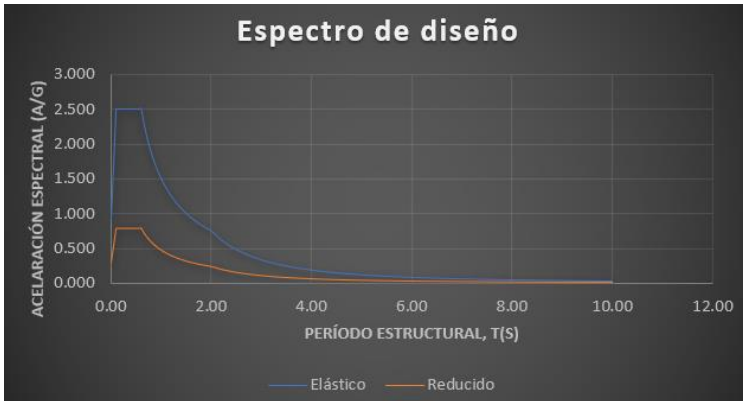
3.4.2 Condiciones de regularidad art 23 del RNC-07

- No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta." ***No cumple esta condición".***

Nota: La condición de regularidad que no cumple en la escalera corresponde al inciso 6 del artículo 23 del RNC-07 y las condiciones restantes que si cumplieron se encuentran en el anexo A del presente documento.

3.4.3 construcción del espectro de diseño

Parámetros	
Q =	3.00
F.C irregu	0.90
Qi' =	2.70
F. C. grupo. =	1.50
Ω =	2.00
S =	2.00
a_0 =	0.31 /g
$d = 2.7a_0$ =	0.837
Sd =	1.6740
C =	0.465



Justificación del tipo de análisis.

Según el inciso b) del art 30 del RNC-07, debido a la configuración estructural del edificio que se define como una estructura irregular y no supera los 30m de altura, se puede aplicar el método estático equivalente y por consiguiente el análisis dinámico que se aplica para todo tipo de estructura.

Factor de reducción por irregularidad.

$$F.C_{irregularidad} = 0.9$$

Factor de reducción por ductilidad: De acuerdo al artículo 21 para estructuras en las cuales se desconozca el período de la misma el factor de reducción por ductilidad será igual que el factor de reducción por comportamiento dúctil, pero se tiene que corregir de acuerdo con el Arto. 23 en el inciso d, el valor de Q' se corregirá como se indica en este inciso y se tiene que multiplicar el valor de Q por 0.9 ya que la estructura no cumple con únicamente una condición de irregularidad debido a que en el reglamento indica que si la estructura no cumple con uno de dichos requisitos en las condiciones de regularidad que se indica en el inciso a del artículo 23 este valor se debe multiplicar por 0.9.

$$Q' = Q \times FC_{irregularidad} = 3(0.9) = 2.7$$

3.4.4 Cálculo del coeficiente sísmico

Se calcula con la siguiente ecuación que se encuentra en el artículo 24 del RNC07, además, a la siguiente ecuación se debe multiplicar el valor de la fuerza sísmica por 1.5 debido a que es una estructura del grupo A de acuerdo al artículo 32 del RNC07.

$$c = \frac{V_0}{W_0} = \frac{S(2.7 * a_0)}{Q' * \Omega} \; Pero\ nunca\ mayor\ que\ (S)(a_0)$$

$$c = 1.5 \times \frac{2(2.7 \times 0.31)}{2.7 \times 2} = 0.465$$

$$Pero\ nunca\ mayor\ que\ (S)(a_0 * Fc\ grupo) = 2(0.31) \times 1.5 = 0.93$$

Se aplica el mismo procedimiento de cálculo que se realizó en el edificio haciendo una reducción de fuerzas sísmica para la obtención de los valores del coeficiente sísmico en ambas direcciones dando los valores mostrados posteriormente:

$$C_x = \frac{1.894}{2.7 \times 2} = 0.351$$

$$C_y = \frac{1.91}{2.7 \times 2} = 0.353$$

Con el nuevo valor de coeficiente sísmico se ejecuta el análisis en el software Etabs y se comparan resultados de cortantes estáticos de fuerzas reducidas con el procedimiento del análisis dinámico modal de respuesta espectral.

Nota: El procedimiento de cálculo detallado se encuentra en el inciso A del presente documento.

3.5 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL DEL EDIFICIO

3.5.1 Participación modal

Teniendo un diseño satisfactorio por criterios de demanda y capacidad se revisó el comportamiento de sus modos de vibrar y se seleccionó el número de modos de vibración donde el 90% de la masa del edificio participara en los movimientos de las direcciones ortogonales al sismo.

Tabla 3.5 Participación modal en edificio.

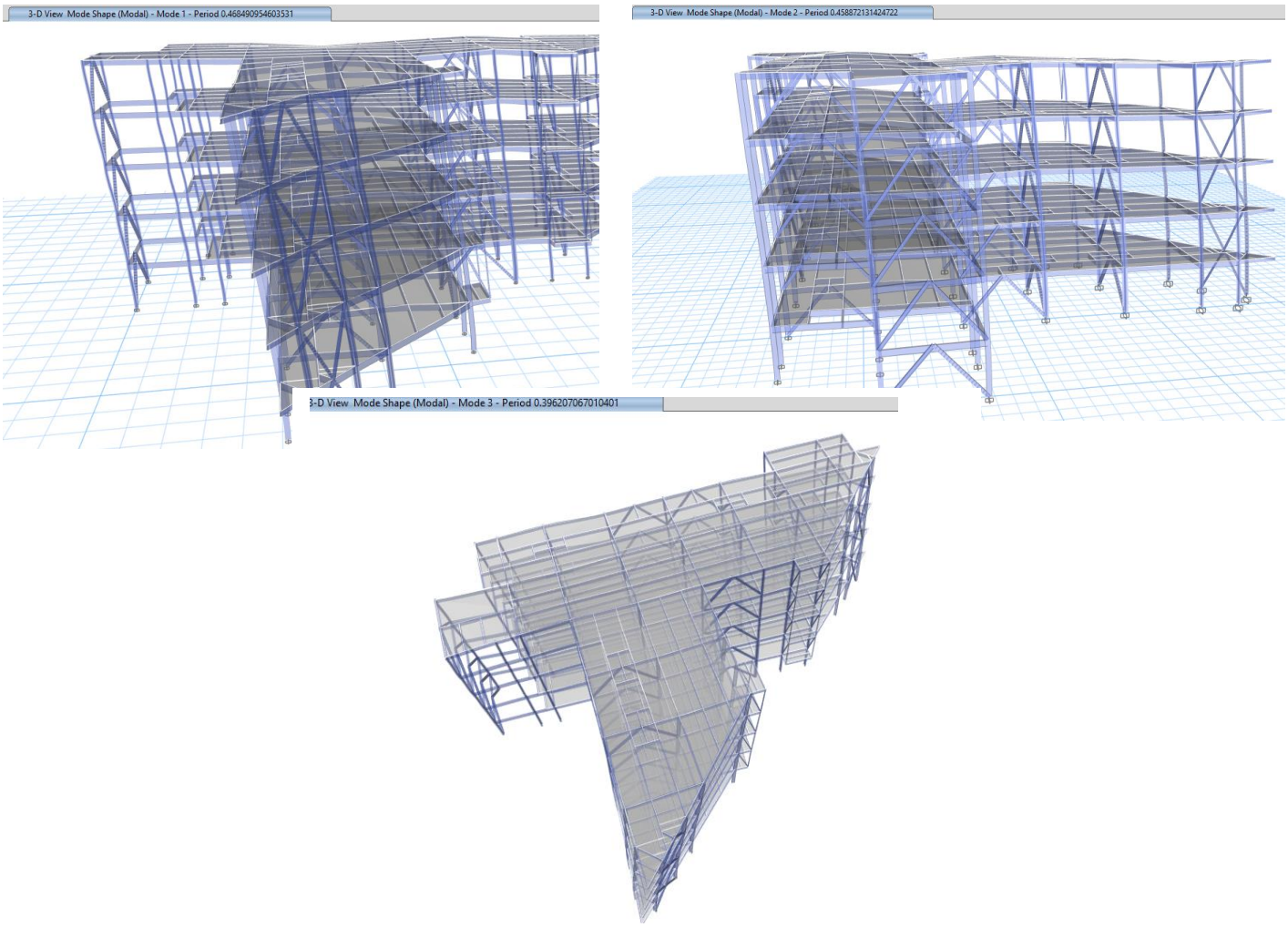
Modo	Periodo (seg)	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.468	0.7703	2.217E-06	0.7703	2.217E-06
2	0.459	0.0005	0.7151	0.7708	0.7151
3	0.396	0.0012	0.0349	0.772	0.75
4	0.167	0.149	0.0069	0.921	0.7569
5	0.159	0.0113	0.1585	0.9323	0.9154
6	0.137	0.0007	0.0107	0.9329	0.9261
7	0.098	0.0373	0.0038	0.9703	0.9299
8	0.09	0.007	0.0423	0.9773	0.9723
9	0.078	0.001	0.0033	0.9783	0.9756
10	0.075	0.0104	0.0014	0.9887	0.977
11	0.067	0.002	0.0117	0.9907	0.9887
12	0.065	0.0079	0.0013	0.9986	0.99

Fuente: Modelado de Etabs (elaboración propia).

3.5.2 Modos de vibrar

Para Bazan & Meli (1990) promueve que para un correcto comportamiento sísmicos debido a su configuración en planta se debe cumplir que los dos primeros modos (X e Y), deben ser traslacionales y el tercer modo rotacional, en ese orden, ah como se vera en la siguiente figura.

***Figura 3.6 Modos de vibrar* del edificio.**



Fuente : Modelo en Etabs (elaboración propia).

3.5.3 Revisión de cortantes estáticos y dinámicos

Según el arto. 33 del RNC-07 se establece que el cortante dinámico tiene que ser al menos un 80% del cortante estatico, en este particular se hacen comprobaciones con valores del software Etabs, y en el anexo A se encontrara el procedimiento manual para el análisis dinámico modal espectral para el caso de fuerzas estáticas se

sigue el procedimiento que se hizo anteriormente solo que modificadas con el coeficiente sismico, por tanto se tiene la siguiente tabla.

Tabla 3.6 Cortantes dinámico y estático en edificio.

CORTANTE	EN X		EN Y	
Nivel	**Estático**	**Dinámico**	**Estático**	**Dinámico**
	tonf	**tonf**	**tonf**	**tonf**
Techo	492.5386	421.577	492.5383	412.6099
Piso 4	1064.1683	873.7038	1064.1679	842.7813
Piso 3	1489.8359	1192.4808	1489.8355	1139.5011
Piso 2	1772.9425	1404.7771	1772.9421	1336.2942
Piso 1	1909.5603	1510.7005	1909.5598	1432.4109
D/E	0.79		0.75	

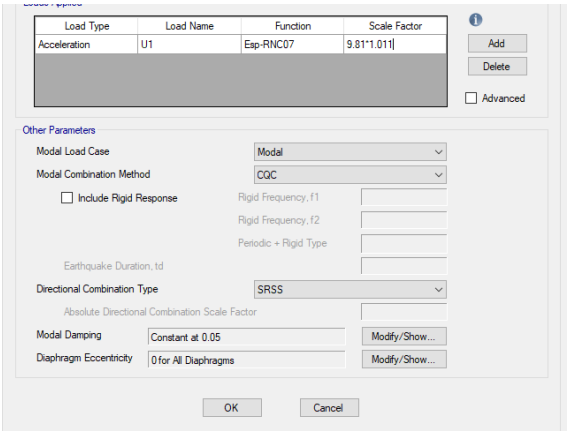
Fuente : Modelo en Etabs y hoja en excel (elaboración propia).

Por tanto, **no se cumple** con la condición $V_b Dinámico \geq 80\% V_b Estático$ y por tanto se debe de hacer un respectivo escalado para alcanzar dicha condición, el valor del factor de escalado se calcula como sigue y se aplica en los casos de carga del Etabs.

$$Esc\ X = \frac{1909.5603 * 0.80}{1510.7005} = 1.011$$

(Dicho proceso es igual en el eje Y)

Figura 3.7 Escalado de los cortantes para el edificio.



Fuente: Modelado en Etabs (elaboración propia).

3.5.4 Desplazamientos

Del software ETABS se exporta las tablas resultados para los desplazamientos máximos por entrepisos en direcciones ortogonales entre si producidos por los efectos bidireccionales sísmicos$(Sx + 0.3Sy \wedge Sy + 0.3Sx)$, considerandolos como está reglamentado en el arto 32. del RNC-07. Siendo estos los siguientes:

Tabla 3.7 Desplazamiento lateral máximo por nivel en el edificio.

Desplazamiento lateral máximo por nivel			
	Elevación	X-Dir	Y-Dir
Nivel	m	cm	cm
Techo	21.73	5.6283	6.6753
Piso 4	17.31	4.5438	5.4033
Piso 3	12.89	3.2678	3.8378
Piso 2	8.47	1.9614	2.2705
Piso 1	4.05	0.8041	0.829

Fuente : Modelo en Etabs y hoja en Excel (elaboración propia).

3.5.5 Derivas

Para controlar los daños en las estructuras el RNC-07 planteo en el arto 34 en sus incisos a y b, el cálculo de las derivas en estado de servicio (a) y colapso (b) respectivamente, y en el inciso c para evaluación de desplazamientos. Para la estructura de análisis se han supuestos que los elementos no estructurales se encuentran desacoplados en la estructura, para dicho caso la deriva máxima de estado de servicio será igual 0.004, según RNC-07 arto. 34 inciso c, sub-inciso a. Para el caso de la deriva máxima en estado de colapso se revisa la tabla 4 del mismo articulo del RNC-07, en la cual para muros combinados con marcos dúctiles (Q=3), será igual a 0.015. Apoyados de una hoja de cálculo en Excel se demuestra que:

Tabla 3.8 Derivas de servicio en el edificio.

Δmáx	0.004	[Adim]
Q'	2.4	[Adim]
Ω	2	[Adim]

Nivel	h_i [cm]	δx [cm]	δxine	Δx	Observación	δy [cm]	δyine	Δy	Observación
1	405	0.8041	1.5439	0.0038	Cumple	0.8290	1.5917	0.0039	Cumple
2	442	1.1573	2.2220	0.0050	No Cumple	1.4415	2.7677	0.0063	No Cumple
3	442	1.3064	2.5083	0.0057	No Cumple	1.5673	3.0092	0.0068	No Cumple
4	442	1.2760	2.4499	0.0055	No Cumple	1.5655	3.0058	0.0068	No Cumple
5	442	1.0845	2.0822	0.0047	No Cumple	1.2720	2.4422	0.0055	No Cumple

Fuente : Elaboración propia.

Tabla 3.9 Derivas en colapso del edificio.

Δmáx	0.015	[Adim]
Q	3	[Adim]
Ω	2	[Adim]

Nivel	h_i [cm]	δx [cm]	δxine	Δx	Observación	δy [cm]	δyine	Δy	Observación
1	405	0.8041	4.8246	0.0119	Cumple	0.8290	4.9740	0.0123	Cumple
2	442	1.1573	6.9438	0.0157	No Cumple	1.4415	8.6490	0.0196	No Cumple
3	442	1.3064	7.8384	0.0177	No Cumple	1.5673	9.4038	0.0213	No Cumple
4	442	1.2760	7.6560	0.0173	No Cumple	1.5655	9.3930	0.0213	No Cumple
5	442	1.0845	6.5070	0.0147	Cumple	1.2720	7.6320	0.0173	No Cumple

Fuente : Elaboración propia.

Las distorsiones de entrepiso por colapso no quedaron controladas a excepción del primer nivel y las de servicio quedan fuera de los parámetros de aceptación (a excepción de la primera) del reglamento, esto debido a las altas solicitaciones laterales debido al nivel de importancia asignado a la estructura.

Siempre que se diseñe usando un método de análisis basado en fuerzas como los presentes en el RNC-07 el cual dice que en el estado límite de servicio se debe cumplir que las derivas por fuerzas laterales, cuando existan elementos no estructurales incapaces de soportar deformaciones apreciables desligados a la estructura sean menores o igual a 0.004 esto se debe cumplir puesto que los controles por derivas es un control aproximado de los daños que podría sufrir la estructura y la multiplicación de los desplazamientos elásticos (obtenidos del análisis lineal) por Q'*Ω/2.5 son una aproximación o idealización de como la estructura se desplazará o comportará en el rango no lineal.

En el caso de que la estructura se diseñe por un método basado en las deformaciones lo que implica que la estructura sea analizada con análisis no lineal con el cual se puede tener certeza hasta qué punto la estructura será dañada, se puede ser más consciente del control del daño sin caer en una aproximación que tiende a exigir controles conservadores.

3.5.6 Efectos P-delta.

Para determinar si es necesario considerar los efectos de segundo orden de la edificación se utilizó la formula planteada en el artículo 32 inciso “e” del RNC-07, la cual es la siguiente:

$$\frac{\Delta}{H} \leq 0.08 \frac{V}{Py}$$

Donde:

Δ: Desplazamiento lateral relativo entre los dos niveles que limitan el entrepiso considerado;

H: Altura del entrepiso;

V: Fuerza cortante calculada en el entrepiso; y

P_y: Peso de la construcción situada en el entrepiso, incluyendo cargas muertas y vivas, multiplicadas por el factor correspondiente.

El resultado de la suma de carga muerta y carga viva de cada piso, en este caso el peso de la estructura (Py), fueron tomados directamente del programa ETABS.

Los desplazamientos relativos de piso y cortantes fueron tomados directamente del Etabs con la modificación de considerar solo las cargas muertas y vivas según lo dictado por el RNC-07 planteada anteriormente, ya que según el artículo 34 inciso c sub inciso b, para cálculos de los efectos de segundo orden las desplazmientos a utilizar son los de condición de colapso.

Tabla 3.10: Criterio P-Delta del RNC-07 en Y del edificio.

Nivel	Δ(cm)	H(cm)	V(tonf)	Py(tonf)	$\frac{\Delta}{H} \leq 0.08 \frac{V}{P_Y}$			Criterio
Techo	1.384	442	488.078	592.865	0.0031	≤	0.066	Cumple
Piso 4	1.691	442	482.251	820.890	0.0038	≤	0.047	Cumple
Piso 3	1.683	442	333.089	820.890	0.0038	≤	0.032	Cumple
Piso 2	1.544	442	220.593	830.298	0.0035	≤	0.021	Cumple
Piso 1	0.886	405	107.754	837.519	0.0022	≤	0.01	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.11 Criterio P-Delta del RNC-07 en X del edificio.

Nivel	Δ(cm)	H(cm)	V(tonf)	Py(tonf)	$\frac{\Delta}{H} \leq 0.08\frac{V}{P_Y}$			Criterio
Techo	1.180	442	473.039	592.865	0.0027	≤	0.064	Cumple
Piso 4	1.377	442	480.293	820.890	0.0031	≤	0.047	Cumple
Piso 3	1.404	442	338.949	820.890	0.0032	≤	0.033	Cumple
Piso 2	1.240	442	225.558	830.298	0.0028	≤	0.022	Cumple
Piso 1	0.859	405	112.627	837.519	0.0021	≤	0.011	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Según el artículo 32 inciso "e" los efectos de segundo orden pueden ser despreciados si se cumple la siguiente condición $\frac{\Delta}{H} \leq 0.08\frac{V}{P_y}$, por tanto podrían ser despreciados para los dos ejes ortogonales.

3.6 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL DE LA ESCALERA

3.6.1 Participación modal.

Tabla 3.12 Participación modal de la escalera.

Modo	Periodo (seg)	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1.091	0.3818	0.3808	0.3818	0.3808
2	0.33	0.3734	0.3753	0.7552	0.7562
3	0.315	0.0096	0.0096	0.7648	0.7657
4	0.294	0.0726	0.0716	0.8373	0.8373
5	0.148	0.0274	0.0269	0.8647	0.8642
6	0.112	0.0471	0.0471	0.9118	0.9113
7	0.109	0.0341	0.0348	0.946	0.9462
8	0.094	0.0131	0.0129	0.959	0.9591
9	0.071	0.0065	0.0065	0.9655	0.9656
10	0.068	0	0	0.9655	0.9656
11	0.066	0.0213	0.0213	0.9868	0.9868
12	0.051	0.0015	0.0015	0.9883	0.9883

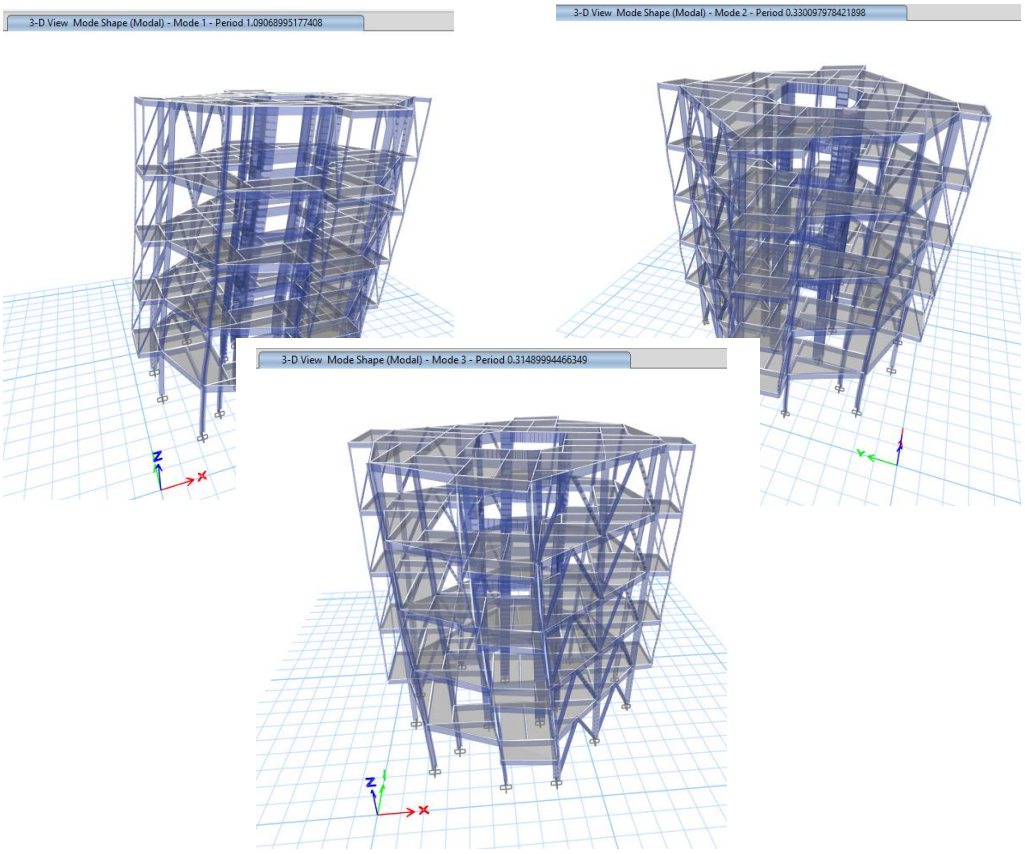
Fuente: Modelado de Etabs y hoja en Excel (elaboración propia).

Teniendo un diseño satisfactorio por criterios de demanda y capacidad se revisó el comportamiento de sus modos de vibrar y se seleccionó el número de modos de vibración donde el 90% de la masa del edificio participara en los movimientos de las direcciones ortogonales al sismo.

3.6.2 Modos de vibrar

Para Bazan & Meli (1990) promueve que para un correcto comportamiento sísmicos debido a su configuración en planta se debe cumplir que los dos primeros modos seran traslacionales (X e Y) y el tercer modo (X e Y) rotacional, en ese orden, ah como se vera en la siguiente figura.

Figura 3.8 Modos de vibrar de la escalera.



Fuente : Modelo en Etabs (elaboración propia).

3.6.3 Revisión de cortantes estáticos y dinámicos.

El procedimiento de cálculo se desarrollo siguiendo el mismo análisis del inciso 3.5.3.

Tabla 3.13 Cortantes dinámico y estático en escaleras.

CORTANTE	EN X		EN Y	
Nivel	**Estático**	**Dinámico**	**Estático**	**Dinámico**
	tonf	**tonf**	**tonf**	**tonf**
Techo	87.6253	82.946	88.1246	82.9514
Piso 4	181.5466	159.9359	182.581	159.9637
Piso 3	251.4856	215.0037	252.9186	215.0963
Piso 2	298.0618	252.4459	299.7602	252.6777
Piso 1	320.3216	271.0041	322.1468	271.3214
D/E	0.85		0.84	

Fuente : Modelo en Etabs y hoja en Excel (elaboración propia).

3.6.4 Desplazamientos.

El procedimiento de cálculo se desarrollo siguiendo el mismo análisis del inciso 3.5.4

Tabla 3.14 Desplazamiento lateral máximo por nivel en escalera.

Desplazamiento lateral máximo por nivel			
Nivel	**Elevación**	**X-Dir**	**Y-Dir**
	m	cm	cm
Techo	21.73	7.6357	7.6062
Piso 4	17.31	6.3603	6.3231
Piso 3	12.89	4.6638	4.6949
Piso 2	8.47	2.7166	2.7376
Piso 1	4.05	0.9069	0.9139

Fuente : Modelo en Etabs y hoja en Excel (elaboración propia).

3.6.5 Derivas.

Para controlar los daños en las estructuras el RNC-07 planteo en el arto 34 en sus incisos a y b, el cálculo de las derivas en estado de servicio (a) y colapso (b) respectivamente, y en el inciso c para evaluación de desplazamientos. Para la estructura de análisis se han supuestos que los elementos no estructurales se encuentran desacoplados en la estructura, para dicho caso la deriva máxima de estado de servicio será igual 0.004, según RNC-07 arto. 34 inciso c, sub-inciso a.

Para el caso de la deriva máxima en estado de colapso se revisa la tabla 4 del mismo articulo del RNC-07, en la cual para muros combinados con marcos dúctiles (Q=3) sera igual a 0.015. Apoyados de una hoja de cálculo en Excel se demuestra que:

Tabla 3.15 Derivas de servicio en escaleras.

Δmáx	0.004	[Adim]
Q'	2.7	[Adim]
Ω	2	[Adim]

Nivel	h_i [cm]	δx [cm]	δxmod	Δx	Observación	δy [cm]	δymod	Δy	Observación
1	405	0.9069	1.9589	0.0048	No Cumple	0.9139	1.9740	0.0049	No Cumple
2	442	1.8097	3.9090	0.0088	No Cumple	1.8237	3.9392	0.0089	No Cumple
3	442	1.9472	4.2060	0.0095	No Cumple	1.9573	4.2278	0.0096	No Cumple
4	442	1.6965	3.6644	0.0083	No Cumple	1.6282	3.5169	0.0080	No Cumple
5	442	1.2754	2.7549	0.0062	No Cumple	1.2831	2.7715	0.0063	No Cumple

Fuente : Elaboración propia.

Tabla 3.16 Derivas en colapso de escaleras.

Δmáx	0.015	[Adim]
Q	3	[Adim]
Ω	2	[Adim]

Nivel	h_i [cm]	δx [cm]	δxmod	Δx	Observación	δy [cm]	δymod	Δy	Observación
1	405	0.9069	5.4414	0.0134	Cumple	0.9139	5.4834	0.0135	Cumple
2	442	1.8097	10.8582	0.0246	No Cumple	1.8237	10.9422	0.0248	No Cumple
3	442	1.9472	11.6832	0.0264	No Cumple	1.9573	11.7438	0.0266	No Cumple
4	442	1.6965	10.1790	0.0230	No Cumple	1.6282	9.7692	0.0221	No Cumple
5	442	1.2754	7.6524	0.0173	No Cumple	1.2831	7.6986	0.0174	No Cumple

Fuente : Elaboración propia.

Las distorsiones de entrepiso por colapso no quedaron controladas (a excepción del primer nivel), mientras que las de servicio quedan fuera de los parámetros de aceptación del reglamento, esto debido a las altas solicitaciones laterales debido al nivel de importancia asignado a la estructura. Debido a la baja razón D/C de los elementos resistentes a fuerzas laterales, no se plantea el redimensionamiento de estos miembros porque, el aumento de peso en la estructura y por consiguiente el

aumento de solicitaciones laterales daría como resultado en un bajo mejoramiento en el control de las derivas.

3.6.6 Efectos P-delta.

Para la determinación de estos efectos, el procedimiento de cálculo se realizó de manera similar al edificio dando los siguientes resultados:

Tabla 3.17 Criterio P-Delta del RNC-07 en Y en escaleras.

Nivel	Δ(cm)	H(cm)	V(tonf)	Py(tonf)	$\frac{\Delta}{H} \leq 0.08\frac{V}{P_Y}$			Criterio
Techo	1.5027	442	91.419	155.898	0.0034	≤	0.0469	Cumple
Piso 4	1.9364	442	95.746	237.533	0.0020	≤	0.0322	Cumple
Piso 3	2.3515	442	68.200	237.533	0.0026	≤	0.0230	Cumple
Piso 2	2.2025	442	46.463	240.103	0.0031	≤	0.0155	Cumple
Piso 1	1.1083	405	23.402	239.992	0.0034	≤	0.0078	Cumple

Fuente : Elaboración propia.

Tabla 3.18 Criterio P-Delta del RNC-07 en X en escaleras.

Nivel	Δ(cm)	H(cm)	V(tonf)	Py(tonf)	$\frac{\Delta}{H} \leq 0.08\frac{V}{P_Y}$			Criterio
Techo	1.4937	442	91.415	155.898	0.0034	≤	0.0469	Cumple
Piso 4	2.0174	442	95.718	237.533	0.0020	≤	0.0322	Cumple
Piso 3	2.3393	442	68.111	237.533	0.0026	≤	0.0229	Cumple
Piso 2	2.1856	442	46.280	240.103	0.0031	≤	0.0154	Cumple
Piso 1	1.0998	405	23.290	239.992	0.0034	≤	0.0078	Cumple

Fuente : Elaboración propia.

Según el artículo 32 inciso “e” los efectos de segundo orden pueden ser despreciados si se cumple la siguiente condición $\frac{\Delta}{H} \leq 0.08\frac{V}{P_y}$, por tanto podrían ser despreciados para los dos ejes ortogonales.

3.7 REVISIÓN DE COLINDANCIA

Según el artículo 38 del RNC-07:

inciso a) Toda nueva construcción debe separarse de las existentes por medio de juntas, de tal manera que no haya posibilidades de contacto cuando se desplacen una hacia la otra por efectos de sismo o viento, en el caso estudio la escalera está separada del edificio por medio de una junta sísmica por lo tanto se cumple.

Inciso c) La dimensión de las juntas y la separación de los bloques del nivel i no será menor de 5cm, pero no menos el desplazamiento en el estado límite de colapso más 0.003 veces la altura de dicho nivel sobre el terreno, se cumple.

f) Los espacios entre edificaciones colindantes y entre cuerpos de un mismo edificio deben quedar libres de todo material, se cumple ya que están separados por juntas.

CAPITULO IV. INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA.

4.1 CÁLCULOS DE PROPIEDADES DEL SUELO EN ESTUDIO

4.1.1 Propiedades dinámicas del suelo

Los estudios de suelos fueron realizados por los consultores Lamsa Laboratorio de Materiales S.A.

Se tomo el sondeo número dos de los 4 debido a que con este se presentaba una velocidad de onda de corte más crítica que con el resto de los sondeos, se verán en anexo el resto de tablas de muestreo.

Tabla 4.1 Datos del sondeo N°2.

SONDEO N°2						
Estrato	**Tipo de suelo**	**Profundidad(m)**	**N golpes**	**N promedio**	**Vs, ohta y Gotó**	**Vs, Ec (4) RNC-07**
1	Limo arenoso con arcilla	0.48	13	13	208	294
2	Arena limosa con pomez	0.42	16	16	224	
3	Limo arenoso con arcilla	0.48	10	10	190	
4	Arena limosa	0.9	12	22	250	
			32			
5	Arena con limo	3.6	35	47	325	
			40			
			36			
			39			
			64			
			29			
			63			
			66			
6	Arena limosa	0.42	34	34	291	
7	Pomez	1.38	39	39	306	
			41			
			38			
8	Arena limosa	1.2	48	49	330	
			42			
			56			
9	Hormigon volcanico	1.38	45	50	332	
			52			
			52			
10	Arena limosa	1.32	41	41	311	
			35			
			47			
Promedio de velocidad de corte según ohta y Gotó					**276.8**	

Fuente: Elaboración propia.

Los valores del tipo de suelo, profundidad de cada estrato y números de golpe fueron brindados en el estudio de suelo. El cálculo de N promedio, se realizó promediando el número de golpes por cada estrato.

Cálculo de la velocidad de la onda de corte

Para determinar la velocidad de onda de corte se utilizó una correlación con los números de golpes obtenidos del ensayo SPT.

En esta área, la correlación que más se acerca a las características del suelo en Managua es la de Ohta y Gotó de 1978 y haciendo uso del software NovoSpt nos damos una percepción de las velocidades que se pueden presentar en los diferentes estratos que se encuentran en dicho levantamiento, siendo la correlación de Ohta y Gotó la que presenta mayores percepciones de las velocidades en la ciudad de Managua.

La ecuación que se usó para dicha correlación es la siguiente:

$$V_s = 85.35\ N^{0.348}\ (Según\ Ohta\ y\ Gotó, 1978)$$

Donde:

$$N = Número\ de\ golpes\ promedio$$

$$N_{primer\_estrato} = 85.35\ (13)^{0.348} = 208 m/s$$

Cálculo de la velocidad de onda de corte del suelo según la ecuación 4, artículo 25 del RNC-07 (Para una profundidad no menor a 10m).

$$V_s = \frac{\sum_{n=1}^{N} h_n}{\sum_{n=1}^{N} \frac{h_n}{V_n}}$$

Donde:

$$h_n = Espesor\ del\ n - ésimo\ estrato$$

$$V_n = Velocidad\ de\ ondas\ de\ corte\ del\ n - ésimo\ estrato$$

$$N = Número\ de\ estratos$$

$$\frac{h_n}{V_n} = \frac{0.48m}{208\ {}^{m}/_{s}} + \frac{0.42m}{224\ {}^{m}/_{s}} + \frac{0.48m}{190\ {}^{m}/_{s}} + \frac{0.9m}{250\ {}^{m}/_{s}} + \frac{3.6m}{325\ {}^{m}/_{s}} + \frac{0.42m}{291\ {}^{m}/_{s}} + \frac{1.38m}{306\ {}^{m}/_{s}} + \frac{1.2m}{330\ {}^{m}/_{s}} + \frac{1.38m}{332\ {}^{m}/_{s}} + \frac{1.32m}{311\ {}^{m}/_{s}} = 0.03937689s$$

$$V_s = \frac{11.58m}{0.03937689s} = 294m/s$$

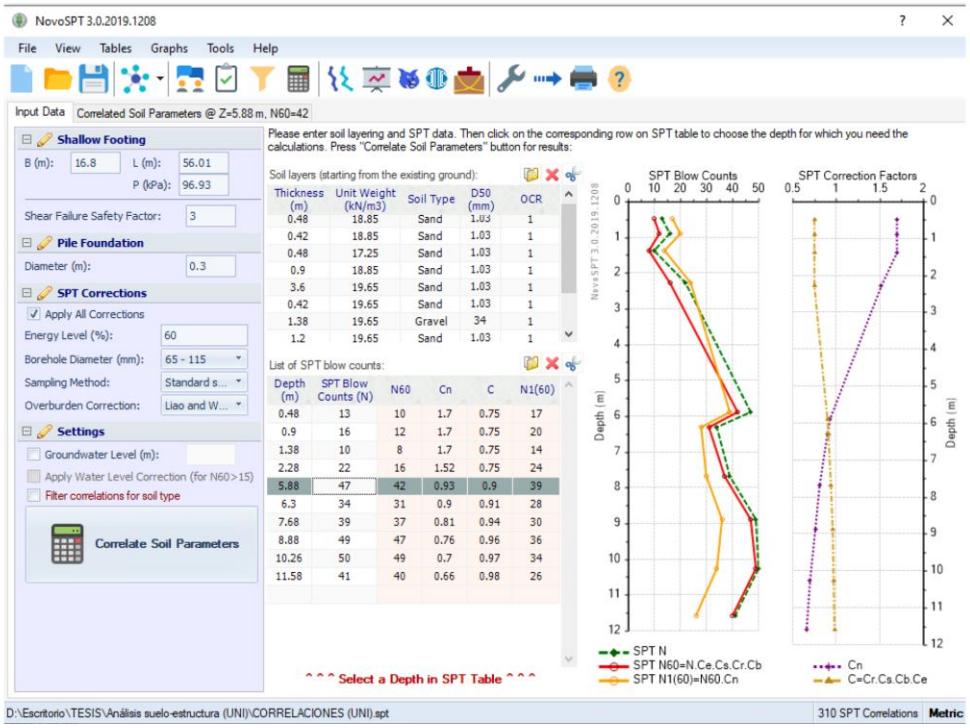
Con los resultados que se obtuvieron tanto con la ecuación del RNC-07 y con el promedio de velocidad de la correlación de Ohta y Góto nos damos cuenta que la selección de tipo de suelo según el mismo reglamento es de Tipo III, ya que dichos valores de velocidad de onda de corte se encuentran entre 180 y 360 m/s.

Resultados obtenidos en el NovoSpt

Al hacer uso de dicho software se debe de seleccionar como modo de comprobación el estrato que nosotros necesitamos caracterizar y para este estudio debemos de tener en cuenta que el nivel de sótano se encuentra a una profundidad de 4.46m por tanto las comprobaciones tanto manuales y con uso de software se hacen en el estrato 5, y las correlaciones no muestra de manera directa la correlación para todo tipo de suelo según Ohta y Góto, debido a eso se presenta una gráfica que demuestra que las velocidades para dicho estrato anda en el rango de 180-360 m/s y para el resto de estratos se puede tener percepción de sus velocidades debido al alcance del software.

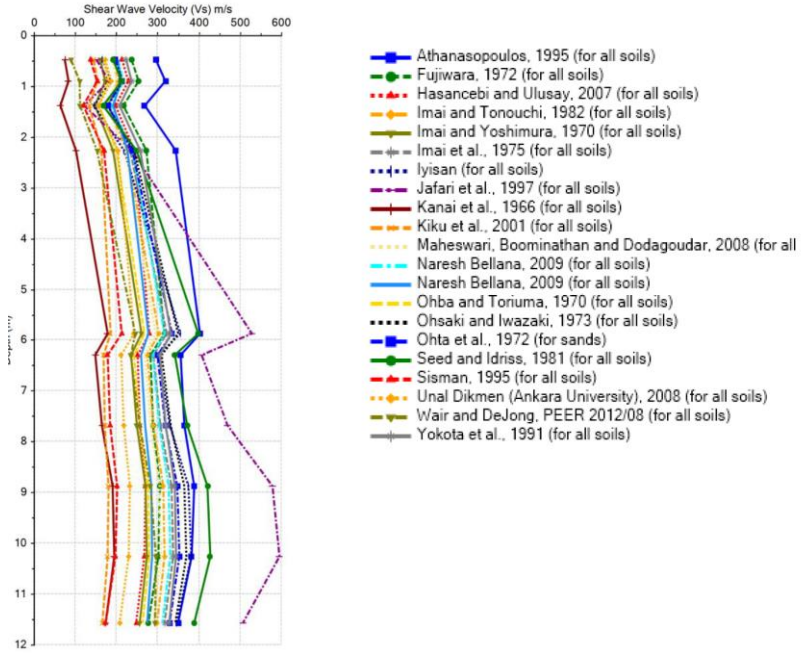
Nota: NovoSPT es un software geotécnico que utiliza fórmulas para correlacionar características de suelo basado en cantidad de golpes en la prueba SPT. Cada correlación es válida para ciertos tipos de suelo y contiene toda la información sobre referencias técnicas, interpreta características basado en golpes de SPT, algunas de ellas son: modulo cortante, ángulo de fricción, módulo de elasticidad y velocidad de onda de corte.

Figura 4.1 Resultados del NovoSPT.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.2 Gráfica de la velocidad de onda de corte según el NovoSPT.



Fuente: Elaboración propia.

Se procede a encontrar las propiedades dinámicas del suelo en estudio, dichas correlaciones son necesarias para tomar parámetros en los efectos de interacción suelo estructura.

Tabla 4.2 Para el sondeo N°2 tabla de propiedades dinámicas del suelo.

SONDEO N°2								
Estrato	Tipo de suelo	N golpes promedio	$\gamma\ \left(kN/m^3\right)$	$G_{máx}$(MPa)	ν	E (Mpa)	G(MPa)	Vp (m/s)
1	Limo arenoso con arcilla	13	18.850	83.417	0.35	5.700	2.111	433.727
2	Arena limosa con pomez	16	18.850	96.386		6.600	2.444	466.227
3	Limo arenoso con arcilla	10	17.250	63.595		4.800	1.778	395.880
4	Arena limosa	22	18.850	120.302		8.400	3.111	520.867
5	Arena con limo	47	19.650	211.128		15.750	5.833	675.830
6	Arena limosa	34	19.650	169.788		12.000	4.444	606.064
7	Pomez	39	19.650	187.911		29.200	10.815	637.588
8	Arena limosa	49	19.650	217.927		16.400	6.074	686.626
9	Hormigon volcanico	50	19.650	221.035		35.400	13.111	691.503
10	Arena limosa	41	19.650	193.418		14.100	5.222	646.863

Fuente: Elaboración propia.

4.1.2 Detalles de cálculos para las propiedades dinámicas

Los valores de cada uno de los pesos unitario por tipo de suelo se colocaron en valor resultante que se obtiene haciendo un promedio de los pesos unitarios que se muestran en la siguiente tabla, tomando en consideración que los valores que se van a promediar son los que corresponden a la columna indicada por número de golpes según los valores brindados del estudio de suelo.

Tabla 4.3 Valores de pesos unitarios según el número de golpes.

SPT N-value		0 to 4	4 to 10	10 to 30	30 to 50	>50
Compactness		very loose	loose	medium	dense	very dense
Relative Density, D_r (%)		0 to 15	15 to 35	35 to 65	65 to 85	85 to 100
Angle of Internal Friction,φ(°)		<28	28 to 30	30 to 36	36 to 41	>41
Unit Weight (moist)	pcf	<100	95 to 125	110 to 130	110 to 140	>130
	kN/m^3	<15.7	14.9 to 19.6	17.3 to 20.4	17.3 to 22.0	>20.4
Submerged unit weight	pcf	<60	55 to 65	60 to 70	65 to 85	>75
	kN/m^3	<9.4	8.6-10.2	9.4 to 11.0	10.5 to 13.4	>11.8

Fuente: Tabla 1.2 Penetration Resistance and Soil Properties on the Basic of SPT (Cohesionless Soil: Fairly reliable), (Peck et.al. 1974; Bowles, 1977; BNBC 2015 Tabla 6.D.6).

Para el primer estrato de tipo de suelo Limo arenoso con arcilla.

$N = 13$

Ahora se busca el valor del número de golpes en la siguiente tabla, como para el primer estrato es 13, este se ubica entre el rango de (10 y 30 números de golpe) y esto se intercepta con la fila que tiene el nombre de “Unit Weight (moist)”, por lo tanto, los valores están entre 17.3 kN/m^3 y 20.4 kN/m^3, así que estos dos últimos valores son los que se van a promediar.

SPT N-value		0 to 4	4 to 10	10 to 30	30 to 50	>50
Compactness		very loose	loose	medium	dense	very dense
Relative Density, D_r (%)		0 to 15	15 to 35	35 to 65	65 to 85	85 to 100
Angle of Internal Friction,φ(°)		<28	28 to 30	30 to 36	36 to 41	>41
Unit Weight (moist)	pcf	<100	95 to 125	110 to 130	110 to 140	>130
	kN/m^3	<15.7	14.9 to 19.6	17.3 to 20.4	17.3 to 22.0	>20.4
Submerged unit weight	pcf	<60	55 to 65	60 to 70	65 to 85	>75
	kN/m^3	<9.4	8.6-10.2	9.4 to 11.0	10.5 to 13.4	>11.8

$$\gamma_{primer_{estrato}} = \frac{17.3\,{}^{kN}/_{m^3} + 20.4\,{}^{kN}/_{m^3}}{2} = 18.85\,{}^{kN}/_{m^3}$$

Cálculo del valor del módulo de corte máximo del suelo “Gmáx”

Para hacer este cálculo el ASCE/SEI 41-17 proporciona varias fórmulas para lograr calcular dichos parámetros por tanto en este estudio se usó la fórmula 8-4, (pág. 134) de dicha estandarización.

$$G_{max} = \frac{\gamma}{g} \times {V_s}^2$$

Como comprobación se realizará el cálculo para el primer estrato que contiene las siguientes características:

$$\gamma = 18.85 \frac{KN}{m^3} \qquad g = 9.81 \frac{m}{s^2}$$

$$G_{max} = \left(\frac{18.85 \frac{KN}{m^3}}{9.81 \frac{m}{s^2}} \right) \times (208\, {}^{m}/_{s})^2 = 83417\ KPa \approx 83.417 MPa$$

Cálculo del coeficiente de Poisson

Según el ASCE/SEI 41-17 (página 96): "El coeficiente de Poisson; se permite usar 0.3 para suelos arenosos y 0.45 para suelos arcillosos con una relación estructura-rigidez del suelo para diferentes relaciones de aspecto".

Por lo cual, si se promedia el valor para suelos arenosos y suelos arcillosos, el valor sería 0.375.

Pero el suelo que predomina en el sitio en estudio es arena limosa y también un porcentaje menor de arena con grava por lo cual se asume una relación de Poisson de 0.35 debido a que no se tienen estudios geofísicos, este valor se consideró de acuerdo a los distintos valores de Poisson para diferentes tipos de suelo que se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 4.4 Valores o rangos de valores de Poisson.

Values or value ranges for Poisson's ratio μ

Type of soil	μ
Clay, saturated	0.4–0.5
Clay, unsaturated	0.1–0.3
Sandy clay	0.2–0.3
Silt	0.3–0.35
Sand, gravelly sand	−0.1–1.00
commonly used	0.3–0.4
Rock	0.1–0.4 (depends somewhat on type of rock)
Loess	0.1–0.3
Ice	0.36
Concrete	0.15
Steel	0.33

Fuente: Foundation análisis and design, quinta edición. Joseph Bowles, P. E., S.E Peoria, Illinois.

Cálculo de la estimación del módulo de elasticidad del suelo

El valor correspondiente se realizo con la siguiente ecuación:

$$E_S = 300(N + 6)$$

Donde:

N es el número de golpes.

La ecuación anterior para el cálculo del valor de E corresponde para suelos limos, limo arenoso o limo arcilloso de acuerdo a la siguiente tabla.

Tabla 4.5 Módulo de elasticidad según el tipo de suelo.

TABLE 5-6
Equations for stress-strain modulus E_s by several test methods
E_s in kPa for SPT and units of q_c for CPT; divide kPa by 50 to obtain ksf. The N values should be estimated as N_{55} and not N_{70}. Refer also to Tables 2-7 and 2-8.

Soil	SPT	CPT
Sand (normally consolidated)	$E_s = 500(N + 15)$ $= 7000\sqrt{N}$ $= 6000N$ — — — ‡$E_s = (15\,000 \text{ to } 22\,000) \cdot \ln N$	$E_s = (2 \text{ to } 4)q_u$ $= 8000\sqrt{q_c}$ — — — $E_s = 1.2(3D_r^2 + 2)q_c$ *$E_s = (1 + D_r^2)q_c$
Sand (saturated)	$E_s = 250(N + 15)$	$E_s = Fq_c$ $e = 1.0 \quad F = 3.5$ $e = 0.6 \quad F = 7.0$
Sands, all (norm. consol.)	¶$E_s = (2600 \text{ to } 2900)N$	
Sand (overconsolidated)	†$E_s = 40\,000 + 1050N$ $E_{s(OCR)} \approx E_{s,nc}\sqrt{OCR}$	$E_s = (6 \text{ to } 30)q_c$
Gravelly sand	$E_s = 1200(N + 6)$ $= 600(N + 6) \quad N \le 15$ $= 600(N + 6) + 2000 \quad N > 15$	
Clayey sand	$E_s = 320(N + 15)$	$E_s = (3 \text{ to } 6)q_c$
Silts, sandy silt, or clayey silt	$E_s = 300(N + 6)$	$E_s = (1 \text{ to } 2)q_c$
	If $q_c < 2500$ kPa use $\quad$ $^{\$}E_s' = 2.5q_c$ $2500 < q_c < 5000$ use $\quad E_s' = 4q_c + 5000$ where E_s' = constrained modulus $= \dfrac{E_s(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)} = \dfrac{1}{m_v}$	
Soft clay or clayey silt		$E_s = (3 \text{ to } 8)q_c$

Fuente: Foundation análisis and design, quinta edición. Joseph Bowles, P. E., S.E Peoria, Illinois.

Como comprobación se realizará el cálculo para el primer estrato que contiene las siguientes características:

$Tipo\ de\ suelo = Limo\ arenoso\ con\ arcilla$

$$N\ golpes\ promedio = 13$$

Si se aplica la ecuación anterior tenemos lo siguiente.

$$E_{s1} = 300(13 + 6) = 5{,}700\ KPa \approx 5.7MPa$$

Cálculo del valor del módulo de cortante del suelo "G".

Para hacer este calculo se hace uso de la ecuacion 2-25 , pag 59 del NEHRP 2012, que relaciona el modulo de elasticidad anteriormente calculado.

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

Como modo de ejemplo se hace el calculo del primer estrato:

$$G = \frac{5.7MPa}{2(1 + 0.35)} = 2.11MPa$$

Estos calculos son muy conservadores por ende el estandar del ASCE/SEI 41-17 especifica en la tabla 8-2 que se debe de calcular un módulo de corte efectivo que va en dependencia de la aceleración espectral que se logre calcular al momento de analizar la estructura en estudio.

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

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

[a] Use straight-line interpolation for intermediate values of $S_{XS}/2.5$.
[b] Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses shall be performed.

S_{XS} es parámetro de aceleración espectral para la dirección de análisis que se debe de tomar en cuenta, esto posteriormente se dicta a más detalle.

4.2 PRESIÓN DEL SUELO EN LOS MUROS DEL SÓTANO

Okabe (1926) y luego Mononobe (1929), formularon una teoría sobre el comportamiento de una cuña que se desliza sobre un plano de falla actuando sobre un muro de contención. La formulación consiste en determinar el empuje activo dinámico, incorporando fuerzas de inercia generadas en la cuña deslizante en términos de coeficientes sísmicos horizontal y vertical, los cuales al multiplicar por el peso de la cuña dan como resultado dos acciones adicionales a las consideradas por la teoría estática de Coulomb.

Si el muro es tan rigido que no permite desplazamiento en ninguna dirección, las particulas de suelo no podrán desplazarse, confinadas por el que les rodea, sometidas todas ellas a un mismo r-gimen de compresión, originándose un estado intermedio que recibe el nombre de empuje de reposo de tierra.

Tabla 4.6 Valores ocupados para el cálculo de las presiones en sótano.

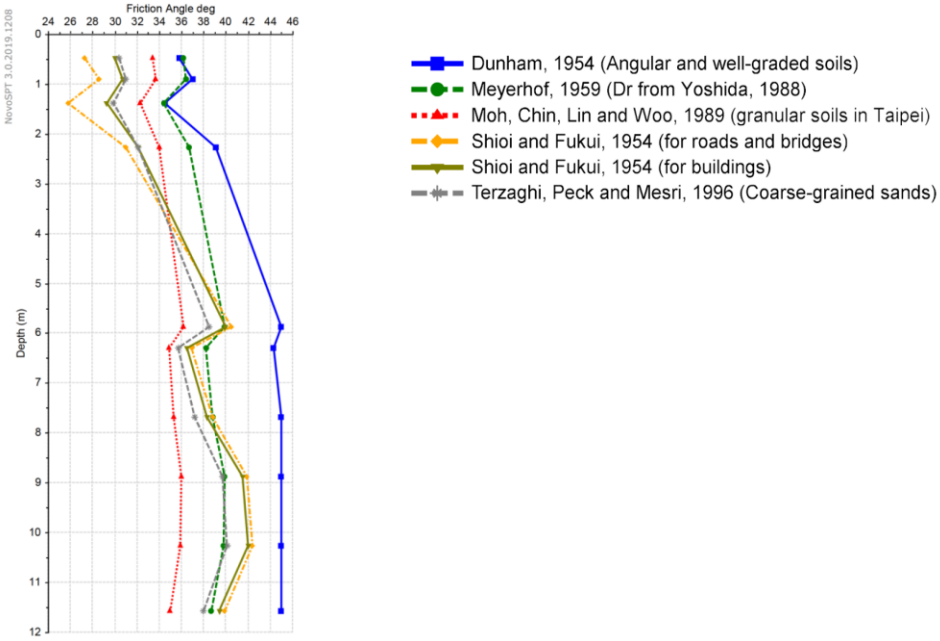
Datos		
aceleración según mapa de zonificación	a_0	0.31
Coeficiente horizontal	K_h	0.155
Coeficiente vertical	K_v	0.000
Altura de muro	H	4.46
ángulo de inclinación del	i	0.000
ángulo de fricción	ϕ	36
ángulo de inclinación del paramento interior del estribo	β'	0.000
ángulo de fricción entre el suelo y el estribo	δ	0.000
ángulo de inercia sismica	α	8.811
Peso unitario	$\gamma\ \left(\mathbf{kN}/\mathbf{m^3}\right)$	19.650

Fuente: Elaboración propia.

El coeficiente horizontal es el valor de a_0 /2.

El ángulo de fricción fue el que dio como resultado al realizar las correlaciones con ayuda del Nova SPT y el gráfico de ellos se muestra en la siguiente imagen.

Figura 4.3 Ángulo de fricción interna según el NovoSPT.



Fuente: Elaboración propia.

Cálculo del ángulo de inercia.

$$\alpha = tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right)$$

Empuje estático en reposo.

Coeficiente de presión en reposo para suelos consolidados según Jacky (1948).

$$k_0 = 1 - sen(\emptyset) = 1 - sen(36°) = 0.41221475$$

Empuje total.

$$E_0 = \left(\frac{1}{2} \times \gamma \times H^2\right) = \left(\frac{1}{2}\left(19.65\frac{kN}{m^3}\right)(4.46m)^2\right) \times 0.4122 = 80.5611769\ {}^{kN}/_{m}$$

Incremento dinámico del empuje en reposo.

$$\Delta DE_0 = A_0 \gamma H = 0.31 \times 19.65\frac{kN}{m^3} \times 4.46m = 27.16809\ kN/m$$

Componente dinámico aplicando el método de Mononobe Okabe.

Coeficiente de empuje activo K_A.

$$K_A = \left[\frac{\frac{1}{\cos(\beta')}\cos(\beta' - \emptyset)}{\sqrt{\cos(\beta' - \delta)} + \sqrt{\frac{sen\,(\emptyset + \delta)sen(\emptyset - i)}{\cos(\beta' - i)}}} \right]^2$$

$$K_A = \left[\frac{\frac{1}{\cos(0)}\cos(0 - 36)}{\sqrt{\cos(0 - 0)} + \sqrt{\frac{sen\,(36 + 0)sen(36 - 0)}{\cos(0 - 0)}}} \right]^2 = 0.50952545$$

Componente estático del empuje activo.

$$P_{estático} = P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 k_a = \frac{1}{2} \times 19.65\,{}^{kN}/_{m^3} \times (4.46m)^2 \times 0.50952545 = 99.579kN/m$$

Componente dinámico aplicando el método de Mononobe Oake.

Coeficiente de empuje activo K_{AE}.

$$K_{AE} = \frac{cos^2(\emptyset - \alpha - \beta')}{\cos(\alpha)cos^2(\beta')\cos(\delta + \beta' + \alpha)\left[1 + \sqrt{\frac{sen(\emptyset + \delta)sen(\emptyset - \alpha - i)}{\cos(\delta + \beta' + \alpha)\cos(i - \beta')}}\right]^2}$$

$$K_{AE} = \frac{cos^2(36 - 8.811 - 0)}{\cos(8.811)cos^2(0)\cos(0 + 0 + 8.811)\left[1 + \frac{sen(36 + 0)sen(36 - 8.811 - 0)}{\cos(0 + 0 + 8.811)\cos(0 - 0)}\right]^2}$$

$$K_{AE} = 0.53257536$$

Empuje activo total dinámico.

$$P_{AE} = \frac{1}{2}\gamma H^2 k_{AE}(1 - k_v) = \frac{1}{2} \times 19.65\,{}^{kN}/_{m^3} \times (4.46m)^2 \times 0.5226(1 - 0)$$

$$P_{AE} = 104.0838\,{}^{kN}/_{m}$$

Incremento dinámico de empuje activo con método de Mononobe Okabe.

$$\Delta P_{sísmico} = P_{AE} - P_{estático} = 104.0838\,{}^{kN}/_{m} - 99.579 kN/m = 4.50475792\,{}^{kN}/_{m}$$

4.3 CÁLCULOS DE EFECTOS INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

En la normativa ASCE/SEI 41-17 de antemano se indica que el análisis que se vaya a aplicar para los respectivos cálculos de interacción suelo-estructura está enfocado directamente a la dirección donde la masa participativa de la estructura sea la más crítica para un movimiento horizontal en específico (N-S O E-O), en primera instancia se debe de tomar para una dirección de movimiento ya que a como se verá posteriormente el espectro de diseño estará afectado por parámetros que se aplican en el efecto cinemático y luego este mismo afectado por un porcentaje de amortiguación del suelo que se encuentra una vez generado el efecto inercial en el edificio, este espectro a como siempre se ha venido trabajando desde un análisis dinámico espectral se toma en consideración para ambas direcciones, ahora bien, para ser más meticuloso se pueden hacer espectros por cada dirección después de aplicados los efectos de interacción, pero al aplicarlo se verá que el cambio de ello no es muy significativo, debido a ello se tomara en análisis solamente donde la masa participativa sea mayor ya sea en la dirección X o Y, con esto no se quiere especificar que siempre se tomara el periodo fundamental de la estructura sino más bien donde se tenga la mayor masa participativa por que pueden existir estructuras muy irregulares donde la mayor masa participativa puede obtenerse en el tercer modo si ese es el caso pues en ese tercer modo será su período fundamental.

4.3.1 Cálculo para el efecto cinemático en el edificio

Velocidad de onda de corte

Al hacer uso de la estandarización del ASCE/SEI 41-17, esta da parámetros que se deben de comparar con datos de nuestra normativa RNC-07, como es la velocidad de corte y se hace esta comparación para ver qué tipo de suelo corresponde de acuerdo al estándar , ya que después el ASCE/SEI 41-17 debe de trabajar con tablas para cálculos de algunos parámetros de la interacción suelo-estructura, estos cálculos

se basan en identificar qué tipo de suelo corresponde (A,B,C,D,E,F) y para hacer la equivalencia con nuestra respectiva norma RNC-07, se debe de identificar de acuerdo a rangos de velocidades.

Tabla 4.7 Comparación de velocidades.

CLASE TIPO (RNC -07)	CLASE TIPO (ASCE 41-17)	RNC-07		ASCE/SEI 7-16	
		V(m/s)	V(ft/s)	V(m/s)	V(ft/s)
I	A	> 750	> 2460.93	> 1524	> 5000
	B			762 - 1524	2500 - 5000
II	C	360 - 750	1181.10 - 2460.63	365.76 - 762	1200 - 2500
III	D	180 - 360	590.55 - 1181.10	182.88 - 365.76	600 - 1200
IV	E	< 180	< 590.55	< 182.88	< 600
-	F	-	-	Sección 20.3.0	Sección 20.3.1

Fuente: Elaboración propia.

Al hacer comparación se observa con respecto a las velocidades de onda de corte que el tipo de suelo según el ASCE/SEI 7-16, corresponde a un tipo de suelo D, y con este tipo de suelo se debe seguir trabajando, ya que se hizo una comparación con el tipo de suelo según el RNC-07 y para la clasificación del tipo de suelo que correspondía, se identificó con el análisis de correlación de Ohtá y Goto y la ecuación 4 (art 25) de dicho reglamento, por lo cual se seleccionó el tipo de suelo III en comparación a las velocidades calculadas.

Para mayor referencia la clasificación de tipo de suelo se encuentra en el ASCE/SEI 7-16 tabla 20.3.1.

Tabla 4.8 Clasificación de sitio.

Table 20.3-1 Site Classification

Site Class	$\bar{v}_s$	$\bar{N}$ or $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$
A. Hard rock	>5,000 ft/s	NA	NA
B. Rock	2,500 to 5,000 ft/s	NA	NA
C. Very dense soil and soft rock	1,200 to 2,500 ft/s	>50 blows/ft	>2,000 lb/ft^2
D. Stiff soil	600 to 1,200 ft/s	15 to 50 blows/ft	1,000 to 2,000 lb/ft^2
E. Soft clay soil	<600 ft/s	<15 blows/ft	<1,000 lb/ft^2
	Any profile with more than 10 ft of soil that has the following characteristics: — Plasticity index PI > 20, — Moisture content $w \geq 40\%$, — Undrained shear strength $\bar{s}_u$ < 500 lb/ft^2		
F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1	See Section 20.3.1		

Note: For SI: 1 ft = 0.3048 m; 1 ft/s = 0.3048 m/s; 1 lb/ft^2 = 0.0479 kN/m^2.

Fuente: Tabla 20.3.1 del ASCE/SEI 7-16.

Cálculo de módulo de corte efectivo y velocidad de onda de corte efectiva ASCE/SEI 41-17.

Una vez que se tiene la relación con el tipo de suelo según el ASCE/SEI 7-16, se debe de hacer uso de tablas del estándar del ASCE/SEI 41-17 para poder proporcionar el módulo de corte efectivo, y velocidad de onda de corte efectiva, ahora bien las tablas que se mostraran en los demás cálculos relacionan a un parámetro denominado S_{XS} que representa la aceleración espectral con respecto a su modo fundamental (que el ASCE/SEI denomina para ISE el periodo donde se desea obtener la mayor participación de masa en la respectiva dirección de análisis) y esto se trabaja directamente con el espectro de diseño del RNC-07.

Para la aplicación de las tablas primeramente se debe de calcular la velocidad de onda de corte en estudio, en este caso solo corresponderá hasta el estrato 5 que es donde se presentara el efecto cinemático o dispersión de ondas. La velocidad en estudio será determinado de acuerdo a la fórmula 20.4.1 del ASCE/SEI (fórmula igual a la propuesta por el RNC-07).

La velocidad de onda de corte se va a calcular hasta la profundidad que cubra la altura de sótano (e = 4.46m) correspondiente al estrato 5, dicha velocidad de acuerdo a los datos de la tabla 4.1 y uso de ec 4 del RNC-07 da como resultado 208.523 m/s

Ahora bien, para la utilización de módulo de corte máximo se hace un promedio de acuerdo a la tabla 4.2 de Propiedades dinámicas, se tomara todo el promedio de cortante inicial ah como lo especifica el ASCE/SEI 41-17 cuyo valor de G_0=156.491MPa.

El cálculo del valor de S_{XS} se obtiene como sigue:

El valor del primer modo de vibración ejecutando el análisis no lineal time-history (sin ISE), ver tabla 5.2, da un periodo de 0.514seg con una masa participativa de 42.1% por tanto al revisar el espectro de diseño del RNC-07. Se obtiene un valor de aceleración S_{XS} de 2.511 g, esta misma metodología se usa para obtención de periodo con interacción inercial.

Tabla 4.9 Valor del Sxs en edificio.

obtenido con ayuda espectro de diseño según el RNC-07.

T(seg)	Espectro de diseño
0.00	0.930
0.02	1.246
0.04	1.562
0.06	1.879
0.08	2.195
0.10	2.511
0.12	2.511
0.14	2.511
0.16	2.511
0.18	2.511
0.20	2.511
0.25	2.511
0.30	2.511
0.35	2.511
0.40	2.511
0.45	2.511
0.50	2.511
0.55	2.511

El valor de la aceleración espectral (SXS) para dicho modo de vibración se debe de interpolar o sustituir en la hoja programable que se tiene, en dicho análisis se obtuvo el valor de 2.511g.

Fuente: Elaboración propia.

Por tanto se tiene la tabla siguiente tabla de resumen :

Tabla 4.10 Datos para interacción suelo-estructura en edificio.

Clase de suelo, ASCE/SEI 7-16	Clase D	
Ec 20.4-1 ASCE/SEI 7-16, V_{S0}	208.523 m/s	684.132 ft/s
aceleración de la gravedad	9.810 m/s²	32.185 ft/s²
T_{fund} =	0.514	seg
S_{xs}	2.511	----
Ec 8-4 ASCE/SEI 41-17, G_0	156.491 MPa	3268.4 kip/ft²
Tabla 8-2 ASCE/SEI 41-17, G/G_0	0.10000	----
n	0.31623	----
Vs	65.941 m/s	216.341 ft/s
G	15.649 MPa	326.8 kip/ft²

Fuente: Elaboración propia.

Para encontrar el valor de la relación G/G0 se debe interpolar si lo amerita, pero en nuestro caso de análisis el valor de S_{XS}/2.5= 1.004 este valor es mayor al minimo considerado en el estandar por tanto se toma el valor de 0.10.

Tabla 4.11 Aceleración efectiva pico.

Clase tipo	*Aceleración efectiva pico, Sxs/2.5a*			
	S_{xs}/2.5 = 0	**S_{xs}/2.5 = 0.1**	**S_{xs}/2.5 = 0.4**	**S_{xs}/2.5 = 0.8**
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	b
F	b	b	b	b

Fuente: Elaboración propia.

hay que tener muy en claro es que las normas inglesas trabajan con su sistema de unidades por tanto algunos cálculos se estarán dando con ambas unidades tanto inglesas como MKS.

Al tener el factor de reducción de módulo de corte se tiene que el módulo de corte efectivo es:

$$G = G_0 \times {}^{G}/_{G_0}$$

$$G = 156.491MPa \times 0.10 = 15.649MPa$$

Ahora para el cálculo de la velocidad de onda de corte efectiva se hace uso de las fórmulas que se presenta en la sección 8.5 del ASCE/SEI 41-17 de efectos interacción suelo estructura por tanto se tiene:

$$n = \sqrt{{}^{G}/_{G_0}}$$

Donde n es el factor de reducción de la velocidad de onda de corte.

$$V_s = n \times V_{s0} = 0.31623 \times 208.523 \frac{m}{s} = 65.941\,{}^{m}/_{S}$$

Los cálculos de velocidad efectiva solamente corresponden hasta el nivel de desplante de la cimentación posteriormente se hace análisis por debajo de la cimentación para ver si es tan necesario la aplicación de ISE, esta condición no se encuentra contemplada explícitamente en el ASCE/SEI, pero una actualización

acerca de una guía práctica para la aplicación de suelo estructura capítulo 3 del FEMA P-2091, retoma dicha condición que anteriormente fue publicada en la NIST 2012. Pero la estandarización ASCE/SEI no permite un límite cuando aplicar dichos efectos así que siempre se aplicara la interacción suelo-estructura.

Cálculo de velocidad de onda de corte por debajo de la cimentación e Histéresis de suelo.

La normativa ASCE/SEI establece parámetros directos de aceleración espectral como es el S_{DS} , y esta es una respuesta espectral que ofrece un péndulo invertido con una masa cualquiera en un medio de campo libre en el terreno, pero la mayoría de las normativas latinoamericanas trabajan con aceleración pico de terreno, PGA, y con esto debemos tener claro que el concepto de PGA no es el mismo concepto de aceleración espectral, ya que el PGA representa la aceleración máxima en la superficie de suelo a campo libre y S_{DS} representa la respuesta de una masa ubicada en un sistema de péndulo invertido, y ahora para hacer relaciones entre la normativa del RNC-07 y el ASCE/SEI 7-16, Se debe de convertir valores de PGA a valores de respuesta espectrales según lo permitidos por el ASCE/SEI.

Para el uso de PGA en Managua se usó 0.31/g que es el valor de isoaceleración que se muestra en el RNC-07 , existe estudio directamente ligado a algunos sectores de la ciudad de Managua que dan aproximadamente a 0.27/g pero en este caso se usó lo que establece el reglamento, sin embargo hacer una correlación bien clara con este valor da algunos problemas ya que por ejemplo en el reglamento no da períodos de retorno iguales al del ASCE/SEI y este es un parámetro que se debe de tener en cuenta para hacer relación con estándar, En la nueva actualización que ha habido en el reglamento se establece que el valor de 0.31/g tiene un periodo de retorno de 475 años, y si hacemos cálculos previos con la siguiente formula nos damos cuenta que la probabilidad de excedencia es del 10% en 50 años.

$$Período\ de\ retorno = \frac{Años}{LN(1-\%)}\ (Según\ la\ NTE\ E.030-2016)$$

Ahora para hacer las correlaciones que solicita el estándar del ASCE/SEI 7-16, se hizo uso de una tabla de valores de normativa internacional, con la cual tiene mucha similitud con el RNC-07, esta tabla se usa para hacer equivalencias entre valores de

PGA y valores de aceleraciones que especifica la estandarización del ASCE/SEI además se debe aclarar que la probabilidad de excedencia del estandar es del 2% en 2475 años y nuestra normativa equivale a 10% en 475 años, se debe de aclarar que estos valores se establecen de acuerdo a las fórmulas planteadas por el autor lubkowski que propone pasar valores de PGA a Ss y S1, sin embargo los valores con que se deben de trabajar es en base a valores de amenaza según lo establecido en el estandar del ASCE/SEI, también en la publicación de dicho autor establece que al pasar valor de PGA a Ss y S1 con un periodo de retorno de 475 años se pueden pasar a 2475 años multiplicando por 2 dichos valores.

$$PGA_{Managua} = 0.31g$$

Los cálculos para el sismo máximo probable de 2475 años con 2% de excedencia de 50 años.

Tabla 4.12 Valores de aceleración espectral.

Zona Sísmica Asignada	NTE E.030-2016			ASCE/SEI 7-16		
	TR=475 años			TR=2475 años		
	PGA	S_s	S_1	PGA	S_s	S_1
4	0.45	1.099	0.419	0.855	1.980	0.810
3	0.350	0.807	0.326	0.665	1.540	0.630
2	0.250	0.548	0.233	0.475	1.100	0.450
1	0.100	0.205	0.093	0.190	0.440	0.180
	Probabilidad de Excedencia		10% 50 años	Probabilidad de Excedencia		2% 50 años

Fuente: Elaboración propia.

De dicha tabla se hacen interpolaciones de acuerdo a nuestro PGA y se obtienen los siguientes datos:

	PGA	Ss	S1	PGA		
Managua	0.3100	0.7034	0.2888	0.589	1.364	0.558

Posteriormente se encuentran parametros según la ASCE/SEI 7-16, para lo cual se hace uso de los valores calculados anteriormente como es el S_S que ha como se detalló anteriormente son aceleraciones espectrales, Ss y S_1 son valores de aceleraciones para periodos cortos y periodos largo.

Tabla 4.13 Coeficientes de sitio en edificio.

Tabla 11.4-1 Coeficiente de sitio, Fa, para período corto						
Clase tipo	**$S_S \leq 0.25$**	**$S_S = 0.5$**	**$S_S = 0.75$**	**$S_S = 1$**	**$S_S = 1.25$**	**$S_S \geq 1.5$**
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1	1
E	2.4	1.7	1.3	ver sección 11.4.8	ver sección 11.4.8	ver sección 11.4.8
F	ver sección 11.4.8	ver sección 11.4.8	ver sección 11.4.8	ver sección 11.4.8	ver sección 11.4.8	ver sección 11.4.8

Fuente: Elaboración propia.

Para un valor de Ss = 1.364.

Se debe interpolar para encontrar el valor Fa (coeficiente de sitio), obteniendo el valor de 1.

El cálculo del coeficiente de sitio se realiza de acuerdo a la tabla 11.4.1 del ASCE/SEI 7-16, la tabla anterior es una traducción de la tabla original.

Si queremos relacionar de una manera clara, el termino Fa en nuestra normativa Nicaragüense representa la terminación “S”.

Coeficientes del sitio y parámetros de sismo considerado máximo

Respuesta espectral de terremoto considerado, los parámetros de aceleración, sección 11.4.4 ecuación 11.4.1 y 11.4.2 del ASCE/SEI 7-16.

$$S_{MS} = F_a S_S = 1 * 1.364 = 1.364$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} * 1.634 = 0.91$$

Posteriormente, para encontrar el factor de reducción de velocidad de onda de corte por debajo de la cimentación se usa la tabla 8.5 del ASCE/SEI 41-17.

Tabla 4.14 Velocidad de onda de corte efectiva en edificio.

Tabla 8.5 velocidad de onda de corte efectiva (V_S/V_{S0})				
Clase tipo	**aceleración efectiva pico, $S_{DS}/2.5$**			
	$S_{DS}/2.5 = 0$	**$S_{DS}/2.5 = 0.1$**	**$S_{DS}/2.5 = 0.4$**	**$S_{DS}/2.5 \geq 0.8$**
A	1	1	1	1
B	1	1	0.97	0.95
C	1	0.97	0.87	0.77
D	1	0.95	0.71	0.32
E	1	0.77	0.22	b
F	b	b	b	b

Fuente: Elaboración propia.

Para encontrar el valor de la velocidad de onda de corte efectiva (V_S/V_{S0}) se debe interpolar para un tipo de suelo D según lo establecido anteriormente para una relación S_{DS} /2 .5 = 0.36.

Obteniendo un valor V_S/V_{S0} = 0.74

Ahora como este factor afecta la velocidad por debajo de la cimentación se debe de tomar en cuenta toda la velocidad calculada con la ecuación del RNC-07 el cual daba a 294.081 m/s ahora por tanto la velocidad de corte efectiva es:

$$V_s = {}^{V_s}/_{V_{s0}} \times V_{s0} = 294.081 \frac{m}{s} \times 0.74 \approx 217.330 \, {}^{m}/_{s}$$

Con este dato de velocidad de corte efectiva se hace la comprobación si es necesario aplicar interacción suelo estructura en el edificio, lo cual se hace con aplicación de formula según la NEHRP.

Para la relación histéretica del suelo con las configuraciones y la respuesta de aceleración pico de suelo se puede saber con exactitud el porcentaje de respuesta que tendría el suelo ante dicha solicitación con lo cual se basa en la tabla 8-6 del ASCE/SEI 41-17.

Tabla 4.15 Relación histerética del suelo.

Tabla 8-6 relación histerética del suelo, βs				
Clase tipo	**aceleración efectiva pico, $S_{DS}/2.5$**			
	$S_{DS}/2.5 = 0$	**$S_{DS}/2.5 = 0.1$**	**$S_{DS}/2.5 = 0.4$**	**$S_{DS}/2.5 \geq 0.8$**
C	0.01	0.01	0.03	0.015
D	0.01	0.02	0.07	0.15
E	0.01	0.05	0.2	[b]
F	[b]	[b]	[b]	[b]

Fuente: Elaboración propia.

Para encontrar el valor de la relación histérica del suelo (βs) se debe interpolar para un tipo de suelo D según el ASCE 41-16 para una relación S_{DS} /2 .5 = 0.36 obteniendo el siguiente valor.

$$\beta_s = 0.06 \text{ ó } 6\%$$

Cálculo del período según el ASCE/SEI 7-16

Este cálculo se hace para ver la variación que nos da el valor del periodo en la estructura tanto manual y computacional para posteriormente aplicar la condición si es necesario o no la aplicación de interacción suelo estructura en dicho análisis, aunque esta condición no la establece el estándar del ASCE solamente lo establece la NIST.

El ASCE/SEI 7-16 en su sección 12.8.2.1 permite evaluar el periodo fundamental de la estructura en función de T_a el cual según esta normativa es el periodo fundamental aproximado de la edificación y el periodo máximo $T_{máx}$. el cuál es el producto de Ta por C_u, en donde C_u es el Coeficiente para el límite superior en el período.

Estos cálculos se hacen para ver y comparar que el periodo real de la estructura obtenido del software ETABS este dentro de dichos parámetros según dicha normativa.

Cálculo del período según el ASCE 7-16.

De acuerdo al inciso 12.8.2.1 el perrído fundamental (Ta), en segundos, se determinará a partir de la siguiente ecuación:

$Ta = Ct\ {h_n}^x\ (Ecuación\ 12.8 - 7\ del\ ASCE\ 7 - 16)$

Table 12.8-2 Values of Approximate Period Parameters C_t and x

Structure Type	C_t	x
Moment-resisting frame systems in which the frames resist 100% of the required seismic force and are not enclosed or adjoined by components that are more rigid and will prevent the frames from deflecting where subjected to seismic forces:		
Steel moment-resisting frames	0.028 (0.0724)[a]	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466)[a]	0.9
Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1 lines B1 or D1	0.03 (0.0731)[a]	0.75
Steel buckling-restrained braced frames	0.03 (0.0731)[a]	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488)[a]	0.75

[a]Metric equivalents are shown in parentheses.

Donde:

hn es la altura estructural definida en la sección 11.2 y los coeficientes Ct y x se determinan a partir de la tabla 12.8-2.

El análisis que se esta realizando corresponde “Para todos los demás sistemas estructurales”, que es el último inciso de la tabla anterior. Así que los valores de los parámetros Ct y x son los siguientes:

$C_t = 0.0488$ $H_n = 26.19m$

$x = 0.75$ $Cu = 1.5$

Período real de la estructura calculado en Etabs.

$$T = 0.514\ s$$

$$Ta = 0.0488\ s\ \times 26.19m^{0.75} = 0.565\ s$$

Cálculo del periodo máximo de la estructura $T_{máx}$.

El periodo máximo es calculado con la siguiente ecuación:

$$T_{máx} = C_u \times T_a$$

En donde:

Cu: Es el Coeficiente para el límite superior en el período calculado y se extrae de acuerdo a la tabla 12.8.1 del ASCE/SEI 7-16

Tabla 4.16 Coeficientes de límite superior en el período calculado.

Table 12.8-1 Coefficient for Upper Limit on Calculated Period

Design Spectral Response Acceleration Parameter at 1 s, S_{D1}	Coefficient C_u
≥0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤0.1	1.7

Fuente: ASCE/SEI 7-16.

El parámetro SD_1 es la aceleración espectral en términos de g del espectro de diseño al valor correspondiente en las abscisas de 1.0 segundo. Utilizando el espectro de diseño de este trabajo el valor de la aceleración espectral en un segundo es de 1.51g.

Utilizando la tabla 12.8.1 del ASCE 7-16 el valor de Cu es de 1.4, resultado:

$$T_{máx} = 1.4 \times 0.565\ s = 0.791\ s$$

En el capítulo III y V del presente documento se muestran los períodos del edificio calculados en el software Etabs, dando como resultado que el período fundamental en el software es menor al período máximo calculado de manera manual de acuerdo al ASCE/SEI 7-16.

Verificación si se puede aplicar ISE en el edificio

Cálculo de la relación de rigidez estructura-suelo.

$h' = 0.7h_n$

Altura efectiva de la estructura tomada como distancia vertical desde la base hasta el centroide de la primera forma de modo para estructuras de varios pisos. Alternativamente, h * puede aproximarse como el 70% de la altura total de la estructura para estructuras de varios pisos o como la altura completa de la estructura para estructuras de un piso según el inciso 8.5.2.1 del ASCE 41-17, la altura total de la edificación es de 26.19m ya considerando la superestructura.

$h' = 0.7(26.19m) = 18.333m\ (60.148ft)$

$T_{fund} = 0.514s\ (en\ dirección\ X)$

Velocidad efectiva por debajo de la cimentación.

$V_s = 217.330\ {}^{m}/_{S} \approx 713.025\ {}^{ft}/_{S}$

${h'}/_{V_sT} = {60.148ft}/{(713.025 \times 0.514s)} = 0.16 > 0.10$

Por lo anterior se debe considerar los efectos ISE.

La profundidad de perfil efectiva según la Ecuación 2-18c de NIST (2012a) es la parámetro, zp, determinado a partir del ancho y largo de la zapata con ayuda de la siguiente ecuación.

$Z_p = (B^3L)^{0.25}$

$Z_p = ((16.8m)^3 \times 73.439m)^{0.25} = 24.292m \approx 79.698ft$

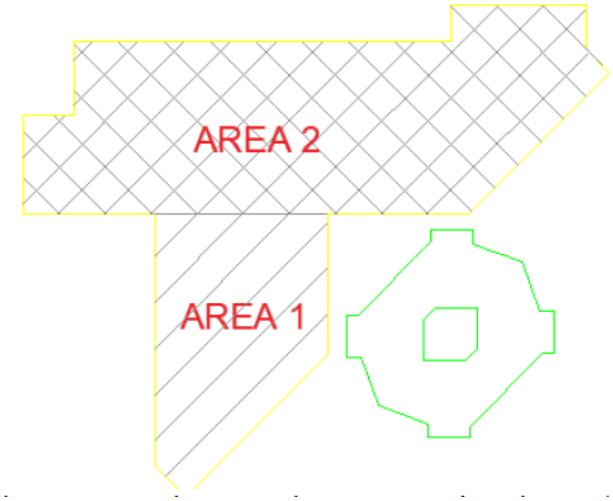
Determinación de la profundidad efectiva para la rotación de la base.

$r = e + zp$

$r = 4.46m + 24.292m = 28.752m \approx 94.331ft$

Para la aplicación de interacción suelo-estructura se debe de determinar un ancho y largo efectivo ya que en el estándar especifica que dicha equivalencia debe de ser de manera rectangular y ah como se verá en planos y figura 17 la losa no tiene una forma rectangular por tanto se debe de hacer dicha transformación equivalente: está se hizo de acuerdo a criterios, el área total de la losa es de 1233m^2 y si se mide el ancho de ambas áreas mostradas es de 16.8m por tanto al saber el ancho predominante en ambas áreas solamente se divide el área total entre dicho ancho para determinar de esa manera el largo efectivo, dicho procedimiento se hace similar para la losa de la escalera pero en esta losa se saca un ancho de 16m

Figura 4.4 Losa de fundación de edificio y de la escalera.



Fuente: Elaboración propia .

Tabla 4.17 Resumen de datos obtenidos para ISE en edificio.

Definición	MKS	INGLESA
Altura de sótano, D	4.460 m	14.633 ft
Longitud de cimentación, L	73.439 m	240.941 ft
Ancho de la cimentación, B	16.800 m	55.118 ft
Altura de perfil efectivo, Z_p	24.292 m	79.698 ft
Altura efectiva de rotación de la cimentación, r	28.752 m	94.331 ft
Altura efectiva del edificio, h^*	18.333 m	60.148 ft
Período fundamental, T	0.5140 seg	
Velocidad de onda de corte efectiva total, V_s	217.330 m/s	713.025 ft/s

Fuente: Elaboración propia.

Efectos cinemáticos de interacción suelo-estructura.

Para la aplicación de dicho efecto a como se mencionó anteriormente se subdivide en 2 efectos más que son el promediado de losa base y el efecto por profundidad tales efectos se desarrollan a continuación:

- Cálculo de efecto por losa base.

Determinación del tamaño efectivo de la base.

El parámetro clave necesario para aplicar los efectos ISE promediados de la losa base es el tamaño efectivo de la cimentación, be. ASCE / SEI 7-16 no proporciona ninguna orientación sobre este parámetro más que definirlo como la raíz cuadrada del área de la base de la estructura. El tamaño efectivo de los cimientos es entonces simplemente el ancho equivalente del área de la base del edificio.

A partir de los planos proporcionados para el edificio se puede obtener un área de 1233.772 m^2 y se debe de convertir a partir de aquí a unidades inglesas ya que la normativa solamente proporciona parámetros que se relacionan con dichas unidades como se verá posteriormente.

$A_{base} = 1233.772m^2 \approx 13280.213ft^2$

La siguiente ecuación es la ecuación 8-18 del ASCE/SEI 41-17 donde el be debe ser igual o menor a 260 ft.

$b_e = \sqrt{A_{base}} \leq 260ft$

$b_e = \sqrt{13280.213ft^2} = 115.240ft$

$b_e = 115.240ft < 260ft, cumple$

Velocidad de onda de corte a los 4.46m que es la profundidad de cimentación, ver tabla 4.10.

$$V_{4.46m} = 65.491\,{}^{m}/_{s} \approx 216.341\frac{ft}{s}$$

Tabla 4.18 Resumen de parámetros de efectos de losa base y empotramiento.

Datos a utilizar		
Definición	***MKS***	***INGLESAS***
A_{base}	1233.772 m²	13280.213 ft²
b_e	35.125 m	115.240 ft
e	4.460 m	14.633 ft
V_s	65.941 m/s	216.341 ft/s

Fuente: Elaboración propia.

Cálculos de interacción cinemática para modificación del espectro

- **Cálculos por efecto de promediado de losa.**

Las reducciones del espectro de respuesta dependen del período y se calculan más fácilmente en una hoja de cálculo. Los siguientes cálculos corresponden al período mínimo permitido para ser considerado, 0.2 s, de acuerdo con ASCE / SEI 7-16 ecuación 19.4-3.

Según el ASCE 41-17.

$b_0 = 0.0001 * \left(\frac{2\pi b_e}{T}\right)$ $(Ecuación\ 8.17\ el\ ASCE\ 41-17).$

El procedimiento de cálculo se va a explicar para un valor de T = 0.2s.

$$b_0 = 0.0001 \times \left(\frac{2\pi \times 115.240 ft}{0.2 s}\right) = 0.362$$

Factor B_{bsa} según la ecuación 8-16 del ASCE 41-17.

$Si\ b_0 \leq 1\ se\ utiliza\ la\ siguiente\ ecuación$:

$$B_{bsa} = 1 + {b_0}^2 + {b_0}^4 + \frac{{b_0}^6}{2} + \frac{{b_0}^8}{4} + \frac{{b_0}^{10}}{12}$$

$Si\ b_0 > 1\ se\ realiza\ de\ la\ siguiente\ manera$:

$$B_{bsa} = exp\left(2{b_0}^2\right)\left[\frac{1}{\sqrt{\pi b_0}}\left(1 - \frac{1}{16{b_0}^2}\right)\right]$$

Para un valor de $b_0 \leq 1$ se ocupa la siguiente ecuación:

$$B_{bsa} = 1 + {b_0}^2 + {b_0}^4 + \frac{{b_0}^6}{2} + \frac{{b_0}^8}{4} + \frac{{b_0}^{10}}{12}$$

$$B_{bsa\_0s} = 1 + (0.362)^2 + (0.362)^4 + \frac{(0.362)^6}{2} + \frac{(0.362)^8}{4} + \frac{(0.362)^{10}}{12}$$

$$B_{bsa\_0s} = 1.149$$

El factor para promediar la losa base, RRSbsa, se determinará utilizando la Ec. (8-15) del ASCE 41-17 para cada período de interés. RRSbsa no se considerará inferior al valor calculado cuando T = 0,2 s. Cuando se usa el promedio de la losa base con el LSP o LDP, además de un modelo con una condición base flexible, se supondrá que el período efectivo usado para calcular RRSbsa es 1.5 veces el obtenido del modelo base flexible.

Se permitirán reducciones para el promediado de la losa de base cuando se apliquen todas las condiciones siguientes:

1. Ubicado en un sitio con condiciones de suelo caracterizadas como Clase de Sitio C, D o E;

2. Edificios que tienen mantos estructurales o elementos de cimentación interconectados con losas estructurales o que están conectados de manera continua con vigas de rasante u otros elementos de cimentación de suficiente rigidez lateral para no caracterizarse como diafragma flexible con respecto a los elementos verticales del lateral.

3. Los elementos de cimentación son más fuertes que los elementos verticales del sistema de resistencia a la fuerza lateral.

Ecuación 8-15 del ASCE/SEI 41-17.

$$RRS_{bsa} = 0.25 + 0.75 \times \left\{ \frac{1}{{b_0}^2} \left[1 - exp\left(-2{b_0}^2\right) \times B_{bsa} \right] \right\}^{1/2}$$

$$RRS_{bsa\_0.2s} = 0.25 + 0.75 \times \left\{ \frac{1}{(0.362)^2} [1 - exp(-2(0.362)^2) \times 1.149] \right\}^{1/2} = 0.954$$

De acuerdo al ASCE 41-17 sección 8.5.1.2: Cálculos por efecto de empotramiento (profundidad de cimentación).

El factor RRS para empotramiento, RRSe, se determinará utilizando la Ecuación 8-19 del ASC/SEI 41-17 para cada período de interés, siempre que un mínimo del 75% de la huella de la cimentación esté presente en la profundidad de empotramiento. El empotramiento de los cimientos para edificios ubicados en sitios inclinados debe ser el empotramiento más superficial. RRSe no se considerará inferior al valor calculado cuando T = 0,2 s. RRSe no se tomará como menos.

La profundidad máxima para aplicar los efectos de empotramiento debe ser de 20 pies (6,1 m). Cuando se utilizan efectos de empotramiento con LSP y LDP, además de un modelo con una condición base flexible, se supondrá que el período efectivo utilizado para calcular RRSe es 1,5 veces el obtenido a partir del modelo base flexible.

Se permitirán reducciones por empotramiento para edificios con las siguientes características:

1. Ubicado en un sitio con condiciones de suelo caracterizadas como Sitio Clase C, D o E;

2. Estructuras que tienen esteras estructurales o elementos de cimentación interconectados con losas de hormigón o que están continuamente conectados con vigas de rasante u otros elementos de cimentación de suficiente rigidez lateral para no caracterizarse como diafragma flexible con respecto a los elementos verticales.

3. Los elementos de cimentación son más fuertes que los elementos verticales del sistema de resistencia a la fuerza lateral.

$$RRS_e = 0.25 + 0.75 \times cos\left(\frac{2\pi e}{Tv_s}\right) \geq 0.5 \; (Ecuación\ 8.19\ del\ ASCE\ 41-17)$$

Donde:

e= Profundidad del empotramiento de la base

T= Período fundamental efectivo del edificio, en s

V_s= Velocidad de onda de corte efectiva para las condiciones del suelo del sitio, tomada como valor promedio de velocidad sobre la profundidad de empotramiento de la cimentación.

V_{s0}= Velocidad de la onda de corte para las condiciones del suelo del sitio a tensiones bajas, tomada como valor promedio de la velocidad sobre la profundidad de empotramiento de la cimentación.

$$RRS_{e\_0.2s} = 0.25 + 0.75 \times cos\left(\frac{2\pi \times 14.633ft}{0.2s \times 216.341\,{}^{ft}/_{s}}\right) = 0.999$$

El producto de $\boldsymbol{RRS_{bsa} \times RRS_e}$ no podrá ser menor que 0.7 según la sección 8.5.1 del ASCE/SEI 41-17 y según la sección 19.4 del ASCE 7-16 este producto no debe ser menor que 0.5, este último valor es el que se tomó en consideración en este procedimiento de cálculo.

$$RRS_{bsa\_0s} \times RRS_{e\_0s} = 0.954 \times 0.999 = 0.954$$

$$RRS_{bsa\_0s} \times RRS_{e\_0s} = 0.954 > 0.7 \;\; \therefore utilizar\ el\ valor\ calculado.$$

Ahora este producto de factores se le debe de incluir al espectro reducido, que se muestra posteriormente para tener apreciación la reducción de dicho espectro, teniendo en cuenta que la afectación de dicho efecto solo será muy apreciativa de acuerdo a las dimensiones de la cimentación y a la profundidad de desplante.

Tabla 4.19 Modificación del espectro con ISE en edificio.

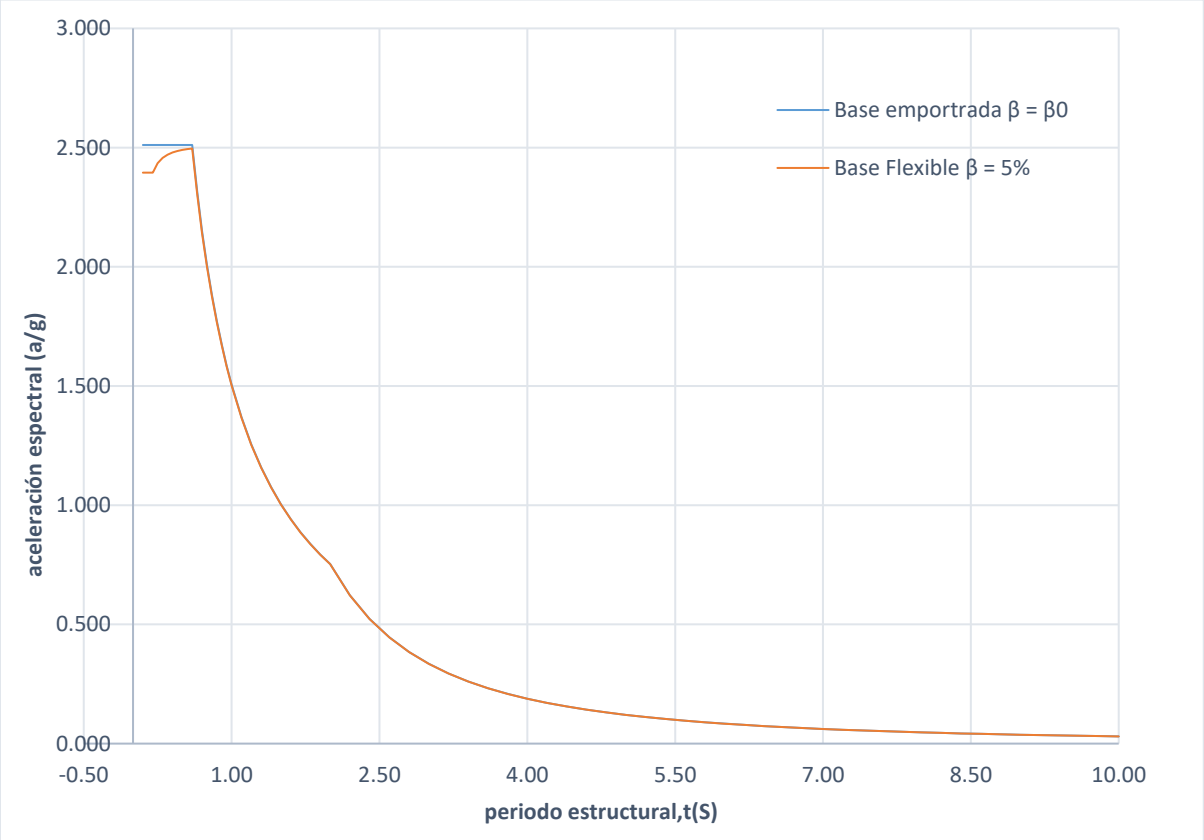
		Efecto losa base y profundidad					
T(seg)	***Espectro de diseño***	***b_0***	***B_{bsa}***	***RRS_{bsa}***	***RRS_e***	***RRS_{ba}*RRS_e***	***Espectro modificado***
0.00	0.930	0.3620	1.149	0.954	0.999	0.954	0.887
0.02	1.246	0.3620	1.149	0.954	0.999	0.954	1.189
0.04	1.562	0.3620	1.149	0.954	0.999	0.954	1.490
0.06	1.879	0.3620	1.149	0.954	0.999	0.954	1.792
0.08	2.195	0.3620	1.149	0.954	0.999	0.954	2.094
0.10	2.511	0.3620	1.149	0.954	0.999	0.954	2.395
0.12	2.511	0.3620	1.149	0.954	0.999	0.954	2.395
0.14	2.511	0.3620	1.149	0.954	0.999	0.954	2.395

T(seg)	*Espectro de diseño*	b_0	B_{bsa}	RRS_{bsa}	RRS_e	$RRS_{ba}*RRS_e$	*Espectro modificado*
0.16	2.511	0.3620	1.149	0.954	0.999	0.954	2.395
0.18	2.511	0.3620	1.149	0.954	0.999	0.954	2.395
0.20	2.511	0.3620	1.149	0.954	0.999	0.954	2.395
0.25	2.511	0.2896	1.091	0.970	0.999	0.970	2.434
0.30	2.511	0.2414	1.062	0.979	0.999	0.978	2.457
0.35	2.511	0.2069	1.045	0.984	0.999	0.984	2.470
0.40	2.511	0.1810	1.034	0.988	0.999	0.987	2.479
0.45	2.511	0.1609	1.027	0.990	0.999	0.990	2.486
0.50	2.511	0.1448	1.021	0.992	0.999	0.992	2.490
0.55	2.511	0.1316	1.018	0.994	0.999	0.993	2.494
0.60	2.511	0.1207	1.015	0.995	0.999	0.994	2.496
0.65	2.318	0.1114	1.013	0.995	0.999	0.995	2.306
0.70	2.152	0.1034	1.011	0.996	0.999	0.995	2.143
0.75	2.009	0.0965	1.009	0.997	0.999	0.996	2.001
0.80	1.883	0.0905	1.008	0.997	0.999	0.996	1.877
0.85	1.772	0.0852	1.007	0.997	0.999	0.997	1.767
0.90	1.674	0.0805	1.007	0.998	0.999	0.997	1.669
0.95	1.586	0.0762	1.006	0.998	0.999	0.997	1.582
1.00	1.507	0.0724	1.005	0.998	0.999	0.998	1.503
1.10	1.370	0.0658	1.004	0.998	0.999	0.998	1.367
1.20	1.256	0.0603	1.004	0.999	0.999	0.998	1.253
1.30	1.159	0.0557	1.003	0.999	0.999	0.998	1.157
1.40	1.076	0.0517	1.003	0.999	0.999	0.998	1.075
1.50	1.004	0.0483	1.002	0.999	0.999	0.999	1.003
1.60	0.942	0.0453	1.002	0.999	0.999	0.999	0.940
1.70	0.886	0.0426	1.002	0.999	0.999	0.999	0.885
1.80	0.837	0.0402	1.002	0.999	0.999	0.999	0.836
1.90	0.793	0.0381	1.001	0.999	0.999	0.999	0.792
2.00	0.753	0.0362	1.001	1.000	0.999	0.999	0.753
2.20	0.623	0.0329	1.001	1.000	0.999	0.999	0.622
2.40	0.523	0.0302	1.001	1.000	0.999	0.999	0.523
2.60	0.446	0.0278	1.001	1.000	0.999	0.999	0.445
2.80	0.384	0.0259	1.001	1.000	0.999	0.999	0.384
3.00	0.335	0.0241	1.001	1.000	0.999	0.999	0.335
3.20	0.294	0.0226	1.001	1.000	0.999	0.999	0.294
3.40	0.261	0.0213	1.000	1.000	0.999	0.999	0.260
3.60	0.233	0.0201	1.000	1.000	0.999	0.999	0.232
3.80	0.209	0.0191	1.000	1.000	0.999	0.999	0.209
4.00	0.188	0.0181	1.000	1.000	0.999	0.999	0.188
4.20	0.171	0.0172	1.000	1.000	0.999	0.999	0.171

T(seg)	*Espectro de diseño*	b_0	B_{bsa}	RRS_{bsa}	RRS_e	$RRS_{ba}*RRS_e$	*Espectro modificado*
4.40	0.156	0.0165	1.000	1.000	0.999	0.999	0.156
4.60	0.142	0.0157	1.000	1.000	0.999	0.999	0.142
4.80	0.131	0.0151	1.000	1.000	0.999	0.999	0.131
5.00	0.121	0.0145	1.000	1.000	0.999	0.999	0.120
5.20	0.111	0.0139	1.000	1.000	0.999	0.999	0.111
5.40	0.103	0.0134	1.000	1.000	0.999	0.999	0.103
5.60	0.096	0.0129	1.000	1.000	0.999	0.999	0.096
5.80	0.090	0.0125	1.000	1.000	0.999	0.999	0.090
6.00	0.084	0.0121	1.000	1.000	0.999	0.999	0.084
6.20	0.078	0.0117	1.000	1.000	0.999	0.999	0.078
6.40	0.074	0.0113	1.000	1.000	0.999	0.999	0.074
6.60	0.069	0.0110	1.000	1.000	0.999	0.999	0.069
6.80	0.065	0.0106	1.000	1.000	0.999	0.999	0.065
7.00	0.061	0.0103	1.000	1.000	0.999	0.999	0.061
7.20	0.058	0.0101	1.000	1.000	0.999	0.999	0.058
7.40	0.055	0.0098	1.000	1.000	0.999	0.999	0.055
7.60	0.052	0.0095	1.000	1.000	0.999	0.999	0.052
7.80	0.050	0.0093	1.000	1.000	0.999	0.999	0.049
8.00	0.047	0.0091	1.000	1.000	0.999	0.999	0.047
8.20	0.045	0.0088	1.000	1.000	0.999	0.999	0.045
8.40	0.043	0.0086	1.000	1.000	0.999	0.999	0.043
8.60	0.041	0.0084	1.000	1.000	0.999	0.999	0.041
8.80	0.039	0.0082	1.000	1.000	0.999	0.999	0.039
9.00	0.037	0.0080	1.000	1.000	0.999	0.999	0.037
9.20	0.036	0.0079	1.000	1.000	0.999	0.999	0.036
9.40	0.034	0.0077	1.000	1.000	0.999	0.999	0.034
9.60	0.033	0.0075	1.000	1.000	0.999	0.999	0.033
9.80	0.031	0.0074	1.000	1.000	0.999	0.999	0.031
10.00	0.030	0.0072	1.000	1.000	0.999	0.999	0.030

Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.5 Espectro con ISE con 5% de amortiguamiento en edificio.



Fuente: Elaboración propia.

En dicha gráfica solamente se observa la modificación del espectro con un amortiguamiento convencional del 5% sin embargo el espectro será realmente modificado una vez que se ha encontrado el factor de amortiguamiento para modificación del espectro una vez que la estructura se haya sometido a la aplicación de resortes en el software ETABS.

4.3.2 Calculo para el efecto inercial en el edificio

Para la modelación de parámetros del suelo en la estructura se usa el primer método que plantea el ASCE/SEI 41-17, que es fundación rígida y suelo flexible dicho método define resortes puntuales, modelando cada grado de libertad en la base de una cimentación con un resorte desacoplado. Este método se recomienda para cimentaciones consideradas rígidas en relación con el suelo. Las ecuaciones en el ASCE / SEI 41-17 incluyen los seis grados de libertad y se toman del NIST, pero con los parámetros de longitud y ancho de la base definidos de manera diferente, en dicho análisis también se considerará el método 3 “Fundación flexible y suelo flexible lineal” que define los resortes distribuidos que representan el soporte del suelo como un medio continúo discretizado, con un valor uniforme para los resortes a lo largo de la zapata.

Este método se utiliza mejor cuando la flexibilidad de los elementos estructurales de la base se modela explícitamente. La ecuación 8-11 del ASCE/SEI 41-17, proporciona un coeficiente de resorte de subrasante unitario recomendado (módulo de balasto vertical), este último método se toma para corregir las configuraciones geométricas de la losa de cimentación y las propiedades de sus materiales, así como también se usa para validar si se debe de usar el primer método planteado por el ASCE/SEI 41-17.

Tabla 4.20 Parámetros para el cálculo del efecto inercial en edificio.

Definición	MKS	INGLESAS
Módulo de corte efectivo, G	15.649 MPa	326.8 kip/ft²
Profundidad de cimentación	4.460 m	14.633 ft
Longitud de cimentación, L	73.439 m	240.941 ft
Ancho de la cimentación, B	16.800 m	55.118 ft
Relación de poisson, v	0.35	
altura de losa de cimentación, d	0.500 m	1.640 ft
altura efectiva de cimentación, h	4.210 m	13.812 ft
Resistencia del concreto, f'c	210.000 kg/cm²	3000Psi
Módulo de elasticidad, E	218820 kg/cm²	448178 kip/ft²

Fuente: Elaboración propia.

Calculo para verificación de flexibilidad de la cimentación.

Haciendo uso de la normativa ASCE/SEI 41-13 en el capítulo 8, sección C8.4.2.1 da parámetros tanto para la verificación de flexibilidad para vigas de cimentación y para plateas o losas de cimentación, en la estructura del edificio se tiene la implementación de losa y por tanto se usa la siguiente ecuación:

$$4k_{sv}\sum_{m=1}^{5}\sum_{n=1}^{5}\frac{\sin^2\left(\frac{m\cdot\pi}{2}\right)\sin^2\left(\frac{n\cdot\pi}{2}\right)}{\left[\pi^4 D\left(\frac{m^2}{L^2}+\frac{n^2}{B^2}\right)^2\right]+k_{sv}}<0.03$$

Donde:

$$D=\frac{Et^3}{12(1-\nu)^2}$$

Partiendo de la tabla de datos para la aplicación de funciones de impedancia se calcula el módulo de balasto (método 3 del ASCE/SEI 41-17) y posteriormente se sustituye valores para las ecuaciones anteriores:

$$K_{sv}=\frac{1.3G}{B(1-v)}=\frac{1.3\times 326.8\,{}^{kip}/_{ft^2}}{55.118ft(1-0.35)}=11.8595\,{}^{kip}/_{ft^3}$$

$$D=\frac{Et^3}{12(1-v)^2}=\frac{448178\,{}^{kip}/_{ft^2}\times(1.640ft)^3}{12\times(1-0.35)^2}=390218.5\;kip-ft$$

Para ver la aplicación de la formula anterior se debe de hacer una tabla, la cual especifica Timoshenko y Woinowsky-krieger, dicha tabla se encuentra en hoja de cálculo, que es la misma fórmula que se plantea en el ASCE/SEI 41-13.

Tabla 4.21 Cálculo del valor de C.

Cálculo de C:

	m = 1	m = 2	m = 3	m = 4	m = 5
n = 1	3.43867E-08	0.000167953	2.44166E-07	3.49363E-07	4.15085E-07
n = 2	2.90256E-08	5.31422E-37	2.15225E-07	3.32391E-07	4.38463E-07
n = 3	1.4681E-08	8.31634E-06	1.19473E-07	1.96976E-07	2.80384E-07
n = 4	8.44171E-09	1.6484E-37	7.15938E-08	1.21641E-07	1.79553E-07
n = 5	5.42615E-09	1.14236E-06	4.69597E-08	8.10012E-08	1.21817E-07

Fuente: Elaboración propia.

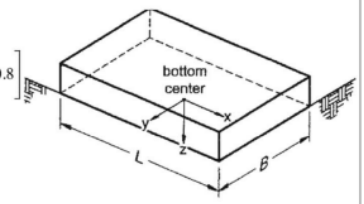
$$C = 0.000127333 \times 4 \times 20.0738 \, {}^{kip}/_{ft^3} = 0.01 < 0.03$$

Al sumar los elementos de la tabla y hacer producto con 4*KSV se tiene que el resultado da 0.01 por tanto al cumplir la condición que debe de ser menor de 0.03 se concluye que se trata de una cimentación rígida y es aplicable el primer método del ASCE/SEI 41-17, por tanto, se puede analizar como tal.

Rigidez de la cimentación en la superficie.

Esto se realiza sustituyendo los valores de las ecuaciones de la sección 8.4.2.3 del ASCE 41-17 implementando con esto el primer método que especifica el ASCE/SEI.

Tabla 4.22 Rígidez de la cimentación en la superficie.

Degree of Freedom	Stiffness of Foundation at Surface	Note
Translation along x-axis	$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-\nu}\left[3.4\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 1.2\right]$	
Translation along y-axis	$K_{y,sur} = \frac{GB}{2-\nu}\left[3.4\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 0.4\frac{L}{B} + 0.8\right]$	
Translation along z-axis	$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu}\left[1.55\left(\frac{L}{B}\right)^{0.75} + 0.8\right]$	
Rocking about x-axis	$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu}\left[0.4\left(\frac{L}{B}\right) + 0.1\right]$	
Rocking about y-axis	$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu}\left[0.47\left(\frac{L}{B}\right)^{2.4} + 0.034\right]$	
Torsion about z-axis	$K_{zz,sur} = GB^3\left[0.53\left(\frac{L}{B}\right)^{2.45} + 0.51\right]$	Orient axes such that $L > B$. If $L = B$, use x-axis equations for both x-axis and y-axis.

Fuente: Sección 8.4.2.3 del ASCE 41-17.

Al sustituir valores en las ecuaciones que plantea el ASCE/SEI se tiene.

Tabla 4.23 Rigidez superficial de la cimentación en el edificio.

Rigideces de la cimentación			
Rigidez traslacional a lo largo del eje X	$K_{x,sur}$ =	109934.3 kip/ft	163600.3 ton/m
Rigidez Traslacional a lo largo del eje Y	$K_{y,sur}$ =	124657.7 kip/ft	185511.1 ton/m
Rigidez Traslacional a lo largo del eje Z	$K_{z,sur}$ =	152041.4 kip/ft	226262.6 ton/m
Rigidez rotacional alrededor del eje X	$K_{xx,sur}$ =	155643687.8 kip-ft/rad	21518511 ton-m/rad
Rigidez rotacional alrededor del eje Y	$K_{yy,sur}$ =	1367066130.7 kip-ft/rad	189003666 ton-m/rad
Rigidez rotacional alrededor del eje Z	$K_{zz,sur}$ =	1104380118.8 kip-ft/rad	152686023 ton-m/rad

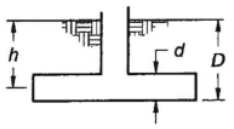
Fuente: Elaboración propia.

Factores de corrección por profundidad.

Esto se realiza sustituyendo los valores de las ecuaciones de la sección 8.4.2.3 del ASCE 41-17, con la finalidad de capturar la profundidad que tiene dicha estructura.

Tabla 4.24 Factores de corrección por profundidad.

Degree of Freedom	Correction Factor for Embedment
Translation along *x*-axis	$\beta_x = \left(1+0.21\sqrt{\frac{D}{B}}\right)\cdot\left[1+1.6\left(\frac{hd(B+L)}{BL^2}\right)^{0.4}\right]$
Translation along *y*-axis	$\beta_y = \left(1+0.21\sqrt{\frac{D}{L}}\right)\cdot\left[1+1.6\left(\frac{hd(B+L)}{LB^2}\right)^{0.4}\right]$
Translation along *z*-axis	$\beta_z = \left[1+\frac{1}{21}\frac{D}{B}\left(2+2.6\frac{B}{L}\right)\right]\cdot\left[1+0.32\left(\frac{d(B+L)}{BL}\right)^{2/3}\right]$
Rocking about *x*-axis	$\beta_{xx} = 1+2.5\frac{d}{B}\left[1+\frac{2d}{B}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.2}\sqrt{\frac{B}{L}}\right]$
Rocking about *y*-axis	$\beta_{yy} = 1+1.4\left(\frac{d}{L}\right)^{0.6}\left[1.5+3.7\left(\frac{d}{L}\right)^{1.9}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.6}\right]$
Torsion about *z*-axis	$\beta_{zz} = 1+2.6\left(1+\frac{B}{L}\right)\left(\frac{d}{B}\right)^{0.9}$



d = height of effective sidewall contact (may be less than total foundation height)

Fuente: Sección 8.4.2.3 del ASCE 41-17.

Al sustituir valores se obtiene los diferentes resultados:

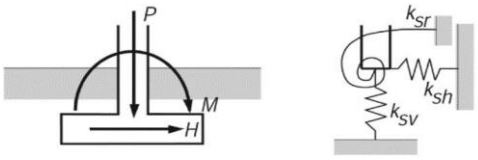
Tabla 4.25 Corrección por profundidad en el edificio.

Corrección por profundidad		
Traslación a lo largo del eje X	β_x	1.259
Traslación a lo largo del eje Y	β_y	1.309
Traslación a lo largo del eje Z	β_z	1.069
Rotación alrededor del eje X	β_{xx}	1.078
Rotación alrededor del eje Y	β_{yy}	1.105
Rotación alrededor del eje Z	β_{zz}	1.135

Fuente: Elaboración propia.

Rigidez efectiva de la cimentación.

Figura 4.6: **Rigidez efectiva de la cimentación**



Fuente: Imagen 8.1 (a) del ASCE 41-17.

La rigidez efectiva de la cimentación no es más que el producto de la rigidez de la cimentación en la superficie y los factores de corrección por profundidad, pero estos parámetros deben de estar afectada por el número de apoyos que hayan generado en el análisis computacional, si en dado caso existiera una estructura con base aislada y sin presencia de muros en su primer nivel se puede crear el criterio de hacer distribución de rigideces por el método de áreas tributarias, en el caso de nuestra estructura se presenta la presencia de muros y con losa de cimentación por tanto el criterio usado es por el método de números de apoyos, dando en nuestro particular de 282 apoyos de esta manera se obtiene los siguientes valores:

Tabla 4.26 Rigidez efectiva para cada apoyo en edificio.

Rigidez traslacional a lo largo del eje X	$K_{x,sur}$ =	490.7 kip/ft	730.2 ton/m
Rigidez Traslacional a lo largo del eje Y	$K_{y,sur}$ =	578.8 kip/ft	861.3 ton/m
Rigidez Traslacional a lo largo del eje Z	$K_{z,sur}$ =	576.5 kip/ft	857.9 ton/m
Rigidez rotacional alrededor del eje X	$K_{xx,sur}$ =	594805.1 kip-ft/rad	82235 ton-m/rad
Rigidez rotacional alrededor del eje Y	$K_{yy,sur}$ =	5358128.2 kip-ft/rad	740788 ton-m/rad
Rigidez rotacional alrededor del eje Z	$K_{zz,sur}$ =	4445423.7 kip-ft/rad	614602 ton-m/rad

Fuente: Elaboración propia.

Para este punto se hizo las conversiones de unidades inglesas al sistema internacional, aunque en el software ETABS es permitido ingresar los datos en las unidades que se desee, otro punto importante en este paso es checar bien la orientación que debe de tener la posición de los resortes helicoidales con esto se refiere al sistema coordenado que ofrece el ASCE/SEI.

Cálculo de amortiguamiento para modificación del espectro de diseño en el edificio.

A como se mostró y comento en la gráfica de efecto cinemático la reducción que sufre el espectro estaba afectado solamente con un amortiguamiento del 5 % sin embargo en dicho punto no se había incluido el factor de amortiguamiento real de dicho análisis, por tanto, una vez que se ha modelado la estructura con la flexibilidad del suelo (resortes helicoidales) se obtiene el factor de Newmark que afectara al espectro. Este amortiguamiento efectivo, se debe de efectuar en la dirección de análisis que preferiblemente sea la dirección donde se obtenga la mayor masa participativa, en dicho análisis el periodo fundamental será encontrado en la dirección E-O que es donde se obtiene mayor masa en comparación a la otra dirección.

Para ello se debe de ejecutar los análisis dinámico no lineales con ISE (modelamiento de resortes helicoidales) y sin ISE para saber sus respectivos periodos y su masa participativa (ver tablas 5.2 y 5.3), se debe de aclarar que el porcentaje de masa participativa se obtiene del análisis con implementación de resortes, como lo propone el ASCE/SEI, a continuación, se presenta la tabla de datos a implementar:

Tabla 4.27 Parámetros para encontrar amortiguamiento real en edificio.

Definición	MKS	INGLESAS
Período fundamental sin ISE, T	0.514 seg	0.514 seg
Período fundamental con ISE,	0.638 seg	0.638 seg
Peso sísmico efectivo, W* $\tilde{T}$	4811.4 ton	10607.300 kip
aceleración de la gravedad	9.81 m/s^2	32.17 ft/s^2
PPMM	55.55%	55.55%
Masa sísmica efectiva, M*	272.5 ton-s^2/m	183.14 kip-s^2/ft
Altura efectiva, h*	18.333 m	60.148 ft
Longitud de cimentación, L	73.439 m	240.941 ft
Ancho de la cimentación, B	16.800 m	55.118 ft
Relación de poisson, v	0.350	
Módulo de corte efectivo, G	15.649 GPa	326.8 kip/ft²
velocidad de onda de corte efectiva, Vs	65.941 m/s	216.341 ft/s
demanda esperada de ductilidad, μ (R)	6.00	
amortiguación convencional, β	0.05	
relación histerética del suelo, βs	0.06	

Fuente: Elaboración propia.

Relación de alargamiento del período efectivo definida en ecuación 8.22 del ASCE/SEI 41-17.

$$\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)_{eff} = \left\{1 + \frac{1}{\mu}\left(\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2 - 1\right)\right\}^{0.5} = \left\{1 + \frac{1}{6}\left(\left(\frac{0.638s}{0.514s}\right)^2 - 1\right)\right\}^{0.5} = 1.044$$

Rigidez de traslación K_y, ecuación 8.26 del ASCE/SEI 41-17.

$$K_y = \frac{GB}{2-v}\left[6.8\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 0.8\left(\frac{L}{B}\right) + 1.6\right]$$

$$K_y = \frac{326.8\,{}^{kip}/_{ft^2}\,(55.118ft)}{2-0.35}\left[6.8\left(\frac{240.941ft}{55.118ft}\right)^{0.65} + 0.8\left(\frac{240.941ft}{55.118ft}\right) + 1.6\right] = 249315.4\ kip/ft$$

Rigidez de rotación K_{xx}, ecuación 8.27 del ASCE 41-17.

$$K_x = \frac{GB^3}{1-v}\left[3.2\left(\frac{L}{B}\right) + 0.8\right] = \frac{326.8\,{}^{kip}/_{ft^2}\,(55.118ft)^3}{1-0.35}\left[3.2\left(\frac{240.941ft}{55.118ft}\right) + 0.8\right]$$

$$K_{xx} = 1245149502.4\ {}^{(kip*ft)}/_{rad}$$

Cálculo de la frecuencia adimensional a_0 según la ecuación 8.29 del ASCE/SEI41-17.

$$a_0 = \frac{2\pi B}{\tilde{T}v_s} = \frac{2\pi(55.118ft)}{0.638s\left(216.341\,{}^{ft}/_{seg}\right)} = 2.509$$

Cálculo del factor adimensional Ψ, ecuación 8.31 del ASCE/SEI 41-17.

$$\Psi = \sqrt{\frac{2(1-v)}{(1-2v)}} \leq 2.5$$

$$\Psi = \sqrt{\frac{2(1-v)}{(1-2v)}} = \sqrt{\frac{2(1-0.35)}{(1-2\times 0.35)}} = 2.082$$

Factor adimensional α_{xx} según la ecuación 8.32 del ASCE/SEI 41-17.

$$\alpha_{xx} = 1.0 - \left[\frac{\left(0.55 + 0.01\sqrt{(L/B)-1}\right){a_0}^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3}\right) + {a_0}^2}\right]$$

$$\alpha_{xx} = 1.0 - \left[\frac{\left(0.55 + 0.01\sqrt{(240.941ft/55.118ft) - 1}\right)(2.509)^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{(240.941ft/55.118ft)^3}\right) + (2.509)^2}\right]$$

$$\alpha_{xx} = 0.588$$

Período traslacional T_y, ecuación 8.24 el ASCE/SEI 41-17.

$$T_y = 2\pi\sqrt{\frac{M^*}{K_y}} = 2\pi\sqrt{\frac{183.14\ \text{kip} - \text{s2/ft}}{421998.8\ {}^{kip}/_{ft}}} = 0.865seg$$

Período fundamental rotacional T_{xx}, ecuación 8.25 del ASCE/SEI 41-17.

$$T_{xx} = 2\pi\sqrt{\frac{M^*(h^*)^2}{\alpha_{xx}K_{xx}}} = 2\pi\sqrt{\frac{183.14\ \text{kip} - \text{s2/ft}\ *(60.148\ \text{ft})^2}{0.588 \times 1245149502.4\ {}^{(kip*ft)}/_{rad}}} = 0.189seg$$

Coeficiente de amortiguamiento traslacional de la cimentación β_y según la ecuación 8.28 del ASCE/SEI 41-17.

$$\beta_y = \left[\frac{4({}^{L}/_{B})}{({}^{K_y}/_{GB})}\right]\left[\frac{a_0}{2}\right] = \left[\frac{4(240.941ft/55.118ft)}{\left(249315.4\ {}^{kip}/_{ft}\Big/ 326.8\ \text{kip/ft}^2(55.118ft)\right)}\right]\left[\frac{2.509}{2}\right]$$

$$\beta_y = 1.585$$

Coeficiente de amortiguamiento rotacional de la cimentación β_{xx}, ecuación 8.30 del ASCE/SEI 41-17.

$$\beta_{xx} = \left[\frac{({}^{4\Psi}/_{3})({}^{L}/_{B}){a_0}^2}{\left(\frac{K_{xx}}{GB^3}\right)\left[\left(2.2 - \frac{0.4}{(L/B)^3}\right) + {a_0}^2\right]}\right]\left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}}\right]$$

$$\beta_{xx} = \left[\frac{\left(4 \times 2.082/3\right)(240.941ft/55.118ft)(0.703)^2}{\left(\frac{2107577412.7\ (kip*ft)/rad}{553.2\ kip/ft^2\,(55.118ft)^3}\right)\left[\left(2.2 - \frac{0.4}{(240.941ft/55.118ft)^3}\right) + (0.703)^2\right]}\right]\left[\frac{0.703}{2 \times 0.903}\right]$$

$$\beta_{xx} = 0.843$$

Amortiguamiento de radiación para cimentación β_{rd} según la ecuación 8.23 del ASCE/SEI 41-17.

$$\beta_{rd} = \frac{1}{\left(\tilde{T}/T_y\right)^2_Y}\beta_y + \frac{1}{\left(\tilde{T}/T_{xx}\right)^2}\beta_{xx}$$

$$\beta_{rd} = \frac{1}{\left(0.638seg/0.865seg\right)^2} * 1.585 + \frac{1}{\left(0.638seg/0.189seg\right)^2} \times 0.843 = 0.187$$

Amortiguamiento de la cimentación β_f, ecuación 8.21 del ASCE/SEI 41-17.

$$\beta_f = \left[\frac{\left(\tilde{T}/T\right)^2 - 1}{\left(\tilde{T}/T\right)^2}\right]\beta_s + \beta_{rd} = \left[\frac{\left(0.638seg/0.514\right)^2 - 1}{\left(0.638seg/0.514seg\right)^2}\right] \times 0.06 + 0.187 = 0.209$$

Cálculo de la relación de amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura, ecuación 8.20 del ASCE/SEI 41-17.

$$\beta_{SSI} = \beta_f + \frac{\beta}{\left(\tilde{T}/T\right)^2_{eff}} \leq 0.20$$

$$\beta_{SSI} = 0.209 + \frac{0.05}{(1.044)^2_{eff}} = 0.255$$

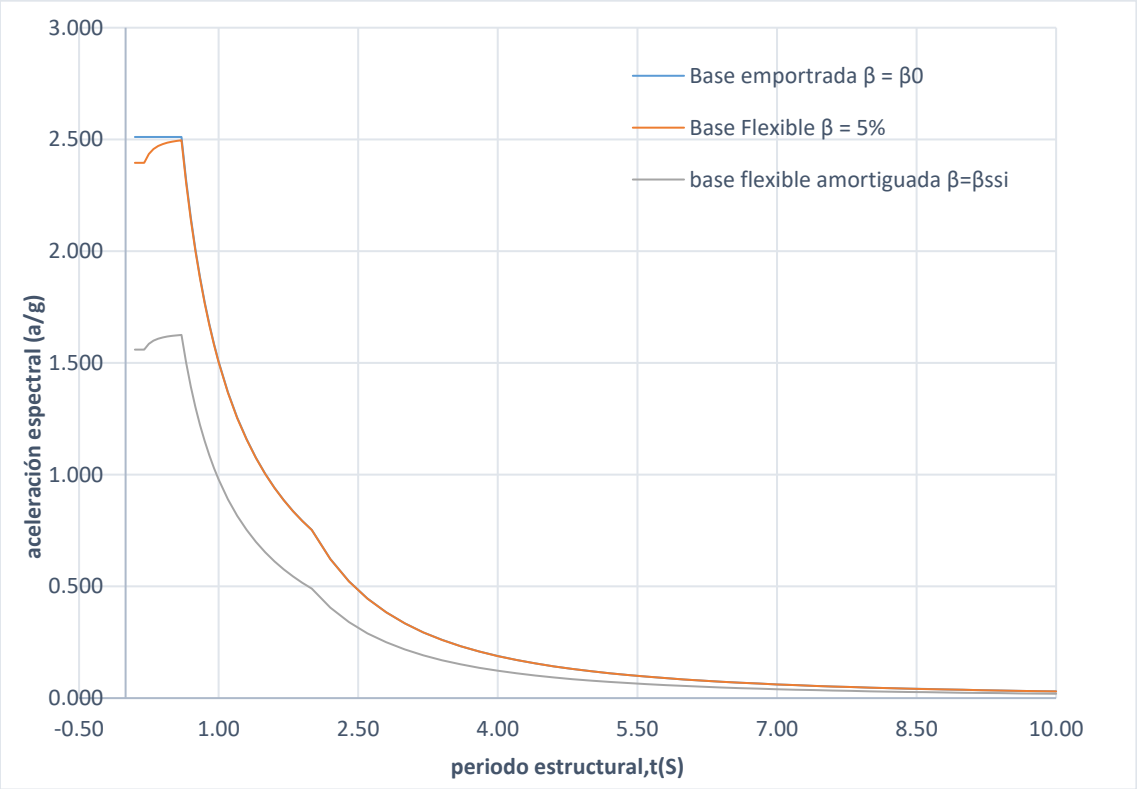
Este factor de amplificación que lo minimo que especifica el estandar por tanto se elige el valor de 0.2 y con este se encuentra el factor de ajuste de Newmark.

Factor para ajustar el espectro de respuesta de diseño, β_1 según la ecuación 2.3 del ASCE/SEI 41-17.

$$\beta_1 = {}^{4}/_{[5.6 - \ln(100\beta)]} = {}^{4}/_{[5.6 - \ln(100 \times 0.2)]} = 1.54$$

En la sección 2.4.1.7.1 del ASCE 41-17 , se especifica que el espectro de respuesta horizontal debe de ser afectado por el factor de Newmark, este espectro debe ser el que se modifico con la interacción cinemática sin haberse calculado el amortiguamiento real de la estructura en estudio.

Figura 4.7 Espectro con ISE y con amortiguamiento real calculado en edificio.



Fuente: Elaboración propia.

4.3.3 Cálculo para el efecto cinemático en la escalera.

El valor del primer modo de vibración ejecutando el análisis no lineal time-history dio en el modelo 1.506seg con una masa participativa de 29.8% (ver tabla 5.3) por tanto al revisar el espectro de diseño del RNC-07. Se obtiene un valor de S_{XS} de 1.002g.

Tabla 4.28 Valor de SXS en escalera.

0.85	1.772
0.90	1.674
0.95	1.586
1.00	1.507
1.10	1.370
1.200	1.256
1.284	1.173
1.40	1.076
1.50	1.004
1.504	1.002

El Valor de la aceleración espectral (S_{XS}) para dicho modo de vibración se debe de interpolar o sustituir en la hoja programable que se tiene.

Fuente: Propia.

A continuación, se muestra la tabla de resumen de dicho análisis dicha obtención de parámetros es igual a como se hizo con los cálculos del edificio.

Tabla 4.29 Parámetros para el cálculo de los efectos ISE en la escalera.

Clase de suelo, ASCE/SEI 7-16	Clase D	
Ec 20.4-1 ASCE/SEI 7-16, V_{S0}	208.523 m/s	684.132 ft/s
aceleración de la gravedad	9.810 m/s²	32.185 ft/s²
T_{fund}	1.506	seg
S_{xs}	1.002	
Ec 8-4 ASCE/SEI 41-17, G_0	156.491 MPa	3268.4 kip/ft²
Tabla 8-2 ASCE/SEI 41-17, G/G0	0.49920	
n	0.70654	
Vs	147.330 m/s	483.367 ft/s
G	78.120 MPa	1631.6 kip/ft²

Fuente: Elaboración propia.

Para cálculos de velocidad de onda de corte efectiva, histéresis del suelo se hace el mismo procedimiento que se siguió para los cálculos en el edificio con uso de tablas del ASCE/SEI e interpolando valores, por ejemplo:

Tabla 4.30 Valor de la aceleración efectiva de pico.

Clase tipo	*Aceleración efectiva pico, Sxs/2.5a*			
	S_{xs}/2.5 = 0	**S_{xs}/2.5 = 0.1**	**S_{xs}/2.5 = 0.4**	**S_{xs}/2.5 = 0.8**
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	b
F	b	b	b	b

Fuente: Propia.

El valor de SXS/2.5 = 1.002/2.5 = 0.401 y al hacer interpolación se obtiene un valor de 0.4992 por tanto se modifica el módulo de corte y velocidad de corte efectiva correspondiente.

Cálculo del período según el ASCE 7-16.

De acuerdo al inciso 12.8.2.1 el perrído fundamental (Ta), en segundos, se determinará a partir de la siguiente ecuación:

$Ta = Ct\ {h_n}^x$ $(Ecuación\ 12.8 - 7\ del\ ASCE\ 7 - 16)$.

Tabla 4.31 Cálculo de período aproximado según el ASCE/SEI 7-16.

Table 12.8-2 Values of Approximate Period Parameters C_t and x

Structure Type	C_t	x
Moment-resisting frame systems in which the frames resist 100% of the required seismic force and are not enclosed or adjoined by components that are more rigid and will prevent the frames from deflecting where subjected to seismic forces:		
Steel moment-resisting frames	0.028 (0.0724)[a]	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466)[a]	0.9
Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1 lines B1 or D1	0.03 (0.0731)[a]	0.75
Steel buckling-restrained braced frames	0.03 (0.0731)[a]	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488)[a]	0.75

[a]Metric equivalents are shown in parentheses.

Fuente: Tabla 12.8.2 del ASCE/SEI 7-16.

Donde:

hn es la altura estructural definida en la sección 11.2 y los coeficientes Ct y x se determinan a partir de la tabla 12.8-2.

El análisis que se esta realizando corresponde “Para todos los demás sistemas estructurales”, que es el último inciso de la tabla anterior. Así que los valores de los parámetros Ct y x son los siguientes:

$C_t = 0.0488$ $H_n = 26.19m$

$x = 0.75$ $Cu = 1.5$

Período real de la estructura calculado en Etabs.

$$T = 1.506\ s$$

$$Ta = 0.0488\ s\ \times 26.19m^{0.75} = 0.565\ s$$

Cálculo del periodo máximo de la estructura $T_{máx}$.

El periodo máximo es calculado con la siguiente ecuación:

$$T_{máx} = C_u \times T_a$$

En donde:

Cu: Es el Coeficiente para el límite superior en el período calculado y se extrae de acuerdo a la tabla 12.8.1 del ASCE/SEI 7-16.

Tabla 4.32 Coeficiente de límite superior en el período calculado.

Table 12.8-1 Coefficient for Upper Limit on Calculated Period

Design Spectral Response Acceleration Parameter at 1 s, S_{D1}	Coefficient C_u
≥0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤0.1	1.7

Fuente: Tabla 12.8.1 del ASCE/SEI 7-16.

El parámetro SD1 es la aceleración espectral en términos de g del espectro de diseño al valor correspondiente en las abscisas de 1.0 segundo. Utilizando el espectro de diseño de este trabajo el valor de la aceleración espectral en un segundo es de 1.51g

Utilizando la tabla 12.8.1 del ASCE 7-16 el valor de Cu es de 1.5, resultado:

$$T_{máx} = 1.4 \times 0.565\ s = 0.791\ s$$

Se hace la evaluacion de periodo fundamental para ver si según la normativa ASCE/SEI 7-16 nuestro periodo real de la estructura no es mayor que dichos calculos, ahora bien esto se hace según la aplicación de procedimientos de cálculo para aplicación de ISE, y por tanto se obtiene que el periodo que plantea la ASCE/SEI es menor que el obtenido por el análisis computacional y esto es en gran medida debido a la configuración geometrica que presenta la estructura y por que es una estructura no estructural como tambien lo define el ASCE/SEI.

Verificación si se puede aplicar ISE en escaleras.

Cálculo de la relación de rigidez estructura-suelo.

$h' = 0.7h_n$

Altura efectiva de la estructura tomada como distancia vertical desde la base hasta el centroide de la primera forma de modo para estructuras de varios pisos. Alternativamente, h * puede aproximarse como el 70% de la altura total de la estructura para estructuras de varios pisos o como la altura completa de la estructura para estructuras de un piso según el inciso 8.5.2.1 del ASCE 41-17.

$h' = 0.7(26.19m) = 18.333m\ (60.148ft)$

$T_{fund} = 1.506s\ (en\ dirección\ X)$

Velocidad efectiva por debajo de la cimentación.

$V_s = 217.330\ {}^{m}/_{s} \approx 713.025\ {}^{ft}/_{s}$

$h'/_{V_sT} = {}^{60.148ft}/_{(713.025 \times 1.506s)} = 0.06 < 0.10$

Por lo anterior no se debe considerar los efectos ISE, pero ha como se ha mencionado anteriormente está es una condición que se establece en la NEHRP, pero en el ASCE/SEI que es el estándar que se está usando para el desarrollo de ISE no establece una condición debido a ello siempre se considerara el desarrollo de la NEHRP.

La profundidad de perfil efectiva según la Ecuación 2-18c de NIST (2012a) es la parámetro, zp, determinado a partir del ancho y largo de la zapata con ayuda de la siguiente ecuación.

$$Z_p = (B^3 L)^{0.25}$$

$$Z_p = ((16m)^3 \times 19.212m)^{0.25} = 16.749m \approx 54.950ft$$

Determinación de la profundidad efectiva para la rotación de la base.

$$r = e + zp$$

$$r = 4.46m + 16.749m = 21.209m \approx 69.583ft$$

Los cálculo anteriores los podemos reducir en la siguiente tabla.

Tabla 4.33 Resumen de datos obtenidos para el efecto ISE en escaleras.

Nomenclatura	MKS	INGLESA
Altura de sótano, D	4.460 m	14.633 ft
Longitud de cimentación, L	19.212 m	63.031 ft
Ancho de la cimentación, B	16.000 m	52.493 ft
Altura de perfil efectivo, Z_p	16.749 m	54.950 ft
Altura efectiva de rotación de la cimentación, r	21.209 m	69.583 ft
Altura efectiva del edificio, h^*	18.333 m	60.148 ft
Período fundamental, T	1.506 seg	
Velocidad de onda de corte efectiva total, Vs	217.330 m/s	713.025 ft/s

Fuente: Elaboración propia.

Cálculos de interacción cinemática para modificación del espectro.

En este se ejecutan el mismo procedimiento de cálculo explicado en la ISE del edificio por tanto se tiene la siguiente tabla de datos y posteriormente la modificación del espectro de diseño con 5% de amortiguamiento.

Tabla 4.34 Resumen de parámetros de efecto de losa base y empotramiento.

Datos a utilizar		
Nomenclatura	***MKS***	***INGLESAS***
A_{base}	307.390 m²	3308.718 ft²
b_e	17.533 m	57.521 ft
e	4.460 m	14.633 ft
V_s	147.330 m/s	483.367 ft/s

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.35 Modificación del espectro con ISE en escaleras.

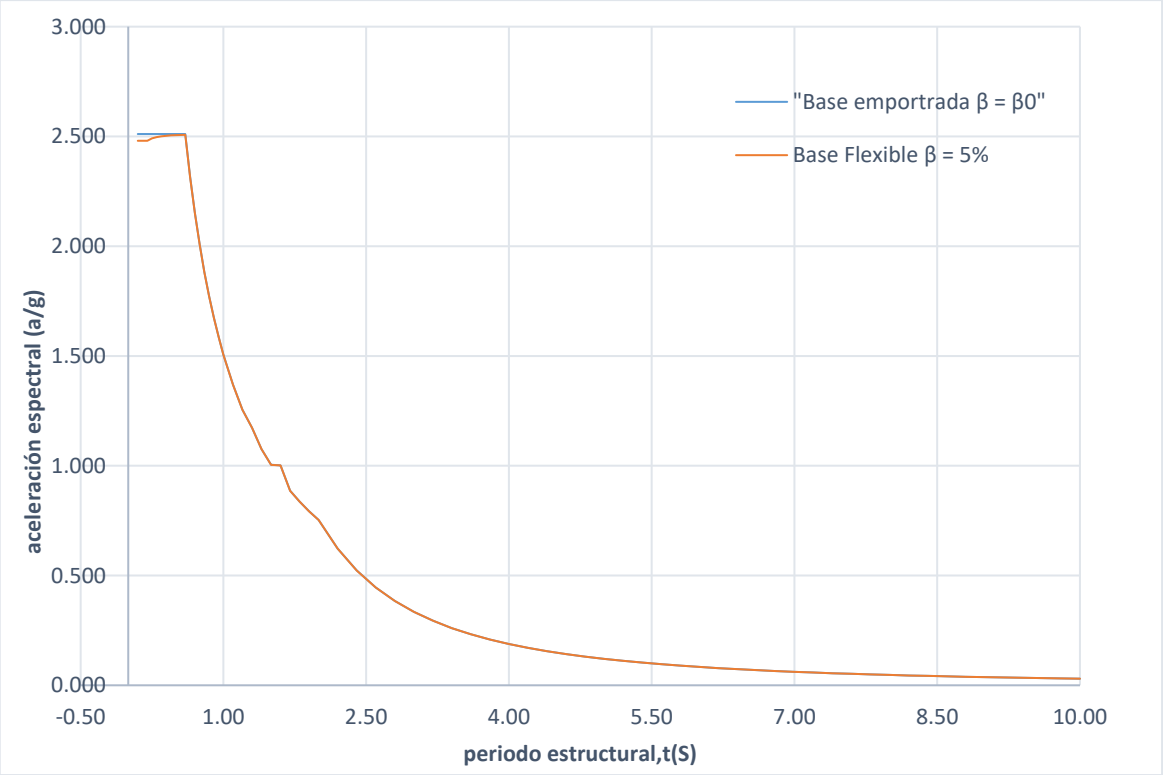
		Efecto losa base y profundidad					
T(seg)	***Espectro de diseño***	***b_0***	***B_{bsa}***	***RRS_{bsa}***	***RRS_e***	***RRS_{ba}*RRS_e***	***Espectro modificado***
0.00	0.930	0.181	1.034	0.988	1.000	0.988	0.919
0.02	1.246	0.1807	1.034	0.988	1.000	0.988	1.231
0.04	1.562	0.1807	1.034	0.988	1.000	0.988	1.543
0.06	1.879	0.1807	1.034	0.988	1.000	0.988	1.856
0.08	2.195	0.1807	1.034	0.988	1.000	0.988	2.168
0.10	2.511	0.1807	1.034	0.988	1.000	0.988	2.481
0.12	2.511	0.1807	1.034	0.988	1.000	0.988	2.481
0.14	2.511	0.1807	1.034	0.988	1.000	0.988	2.481
0.16	2.511	0.1807	1.034	0.988	1.000	0.988	2.481
0.18	2.511	0.1807	1.034	0.988	1.000	0.988	2.481
0.20	2.511	0.1807	1.034	0.988	1.000	0.988	2.481
0.25	2.511	0.1446	1.021	0.992	1.000	0.992	2.491
0.30	2.511	0.1205	1.015	0.995	1.000	0.995	2.497
0.35	2.511	0.1033	1.011	0.996	1.000	0.996	2.501
0.40	2.511	0.0904	1.008	0.997	1.000	0.997	2.503
0.45	2.511	0.0803	1.006	0.998	1.000	0.997	2.505
0.50	2.511	0.0723	1.005	0.998	1.000	0.998	2.506
0.55	2.511	0.0657	1.004	0.998	1.000	0.998	2.507
0.60	2.511	0.0602	1.004	0.999	1.000	0.999	2.507
0.65	2.318	0.0556	1.003	0.999	1.000	0.999	2.315
0.70	2.152	0.0516	1.003	0.999	1.000	0.999	2.150
0.75	2.009	0.0482	1.002	0.999	1.000	0.999	2.007

T(seg)	*Espectro de diseño*	b_0	B_{bsa}	RRS_{bsa}	RRS_e	$RRS_{ba}*RRS_e$	*Espectro modificado*
0.80	1.883	0.0452	1.002	0.999	1.000	0.999	1.882
0.85	1.772	0.0425	1.002	0.999	1.000	0.999	1.771
0.90	1.674	0.0402	1.002	0.999	1.000	0.999	1.673
0.95	1.586	0.0380	1.001	0.999	1.000	0.999	1.585
1.00	1.507	0.0361	1.001	1.000	1.000	0.999	1.506
1.10	1.370	0.0329	1.001	1.000	1.000	0.999	1.369
1.20	1.256	0.0301	1.001	1.000	1.000	1.000	1.255
1.30	1.173	0.0278	1.001	1.000	1.000	1.000	1.173
1.40	1.076	0.0258	1.001	1.000	1.000	1.000	1.076
1.50	1.004	0.0241	1.001	1.000	1.000	1.000	1.004
1.60	1.002	0.0226	1.001	1.000	1.000	1.000	1.001
1.70	0.886	0.0213	1.000	1.000	1.000	1.000	0.886
1.80	0.837	0.0201	1.000	1.000	1.000	1.000	0.837
1.90	0.793	0.0190	1.000	1.000	1.000	1.000	0.793
2.00	0.753	0.0181	1.000	1.000	1.000	1.000	0.753
2.20	0.623	0.0164	1.000	1.000	1.000	1.000	0.622
2.40	0.523	0.0151	1.000	1.000	1.000	1.000	0.523
2.60	0.446	0.0139	1.000	1.000	1.000	1.000	0.446
2.80	0.384	0.0129	1.000	1.000	1.000	1.000	0.384
3.00	0.335	0.0120	1.000	1.000	1.000	1.000	0.335
3.20	0.294	0.0113	1.000	1.000	1.000	1.000	0.294
3.40	0.261	0.0106	1.000	1.000	1.000	1.000	0.261
3.60	0.233	0.0100	1.000	1.000	1.000	1.000	0.232
3.80	0.209	0.0095	1.000	1.000	1.000	1.000	0.209
4.00	0.188	0.0090	1.000	1.000	1.000	1.000	0.188
4.20	0.171	0.0086	1.000	1.000	1.000	1.000	0.171
4.40	0.156	0.0082	1.000	1.000	1.000	1.000	0.156
4.60	0.142	0.0079	1.000	1.000	1.000	1.000	0.142
4.80	0.131	0.0075	1.000	1.000	1.000	1.000	0.131
5.00	0.121	0.0072	1.000	1.000	1.000	1.000	0.121
5.20	0.111	0.0070	1.000	1.000	1.000	1.000	0.111
5.40	0.103	0.0067	1.000	1.000	1.000	1.000	0.103
5.60	0.096	0.0065	1.000	1.000	1.000	1.000	0.096
5.80	0.090	0.0062	1.000	1.000	1.000	1.000	0.090
6.00	0.084	0.0060	1.000	1.000	1.000	1.000	0.084
6.20	0.078	0.0058	1.000	1.000	1.000	1.000	0.078
6.40	0.074	0.0056	1.000	1.000	1.000	1.000	0.074
6.60	0.069	0.0055	1.000	1.000	1.000	1.000	0.069
6.80	0.065	0.0053	1.000	1.000	1.000	1.000	0.065
7.00	0.061	0.0052	1.000	1.000	1.000	1.000	0.061

T(seg)	Espectro de diseño	b_0	B_{bsa}	RRS_{bsa}	RRS_e	$RRS_{ba}*RRS_e$	Espectro modificado
7.20	0.058	0.0050	1.000	1.000	1.000	1.000	0.058
7.40	0.055	0.0049	1.000	1.000	1.000	1.000	0.055
7.60	0.052	0.0048	1.000	1.000	1.000	1.000	0.052
7.80	0.050	0.0046	1.000	1.000	1.000	1.000	0.050
8.00	0.047	0.0045	1.000	1.000	1.000	1.000	0.047
8.20	0.045	0.0044	1.000	1.000	1.000	1.000	0.045
8.40	0.043	0.0043	1.000	1.000	1.000	1.000	0.043
8.60	0.041	0.0042	1.000	1.000	1.000	1.000	0.041
8.80	0.039	0.0041	1.000	1.000	1.000	1.000	0.039
9.00	0.037	0.0040	1.000	1.000	1.000	1.000	0.037
9.20	0.036	0.0039	1.000	1.000	1.000	1.000	0.036
9.40	0.034	0.0038	1.000	1.000	1.000	1.000	0.034
9.60	0.033	0.0038	1.000	1.000	1.000	1.000	0.033
9.80	0.031	0.0037	1.000	1.000	1.000	1.000	0.031
10.00	0.030	0.0036	1.000	1.000	1.000	1.000	0.030

Fuente: Elaboración propia.

Figura 4.8 Espectro con ISE con 5% de amortiguamiento en escalera.



Fuente: Propia.

4.3.4 Cálculo para el efecto inercial en la escalera.

Tabla 4.36 Datos para el cálculo de efecto inercial en la escalera.

Definición	MKS	INGLESAS
Módulo de corte efectivo, G	78.120 MPa	1631.6 kip/ft²
Profundidad de cimentación, D	4.460 m	14.633 ft
Longitud de cimentación, L	19.212 m	63.031 ft
Ancho de la cimentación, B	16.000 m	52.493 ft
Relación de poisson, v	0.35	
altura de losa de cimentación, d	0.500 m	1.640 ft
altura efectiva de cimentación, h	4.210 m	13.812 ft
Resistencia del concreto, f'c	210.000 kg/cm²	3000Psi
Módulo de elasticidad, E	218820 kg/cm²	448178 Kip/ft²

Fuente: Elaboración propia.

Calculo para verificación de flexibilidad de la cimentación.

Haciendo uso de la normativa ASCE/SEI 41-13 en el capítulo 8, sección C8.4.2.1 da parámetros tanto para la verificación de flexibilidad para vigas de cimentación y para plateas o losas de cimentación.

$$4k_{sv}\sum_{m=1}^{5}\sum_{n=1}^{5}\frac{\sin^2\left(\frac{m\cdot\pi}{2}\right)\sin^2\left(\frac{n\cdot\pi}{2}\right)}{\left[\pi^4 D\left(\frac{m^2}{L^2}+\frac{n^2}{B^2}\right)^2\right]+k_{sv}}<0.03$$

Donde:

$$D=\frac{Et^3}{12(1-v)^2}$$

Partiendo de la tabla de datos para la aplicación de funciones de impedancia se calcula el módulo de balasto (método 3 del ASCE/SEI 41-17) y posteriormente se sustituye valores para las ecuaciones anteriores:

$$K_{sv}=\frac{1.3G}{B(1-v)}=\frac{1.3\times 1631.6\,{}^{kip}/_{ft^2}}{52.493ft(1-0.35)}=62.1630\,{}^{kip}/_{ft^3}$$

$$D = \frac{Et^3}{12(1-v)^2} = \frac{448178\,{}^{kip}/_{ft^2} \times (1.640ft)^3}{12 \times (1-0.35)^2} = 390218.5\ kip - ft$$

Para ver la aplicación de la formula anterior se debe de hacer una tabla, la cual especifica Timoshenko y Woinowsky-krieger, dicha tabla se encuentra en hoja de cálculo.

Tabla 4.37 Cálculo del valor de C.

	m = 1	m = 2	m = 3	m = 4	m = 5
n = 1	7.37886E-09	1.69083E-08	1.56179E-08	1.13245E-08	8.0368E-09
n = 2	1.58645E-08	3.09038E-08	3.45152E-08	2.98994E-08	2.39489E-08
n = 3	1.08449E-08	2.68077E-08	3.71804E-08	3.87894E-08	3.56499E-08
n = 4	6.69823E-09	1.96942E-08	3.18433E-08	3.83814E-08	3.97513E-08
n = 5	4.39731E-09	1.42929E-08	2.54687E-08	3.39647E-08	3.85874E-08

Fuente: Propia.

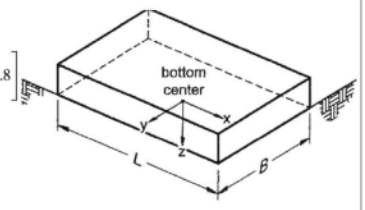
$$C = 0.0001484 < 0.03$$

Al sumar los elementos de la tabla y hacer producto con 4*KSV se tiene que el resultado da 0.0001 por tanto al cumplir la condición que debe de ser menor de 0.03 se concluye que se trata de una cimentación rígida y es aplicable el primer método del ASCE/SEI 41-17, por tanto, se puede analizar como tal.

Rigidez de la cimentación en la superficie.

Esto se realiza sustituyendo los valores de las ecuaciones de la sección 8.4.2.3 del ASCE 41-17.

Tabla 4.38 Rigidez de la cimentación en la superficie.

Degree of Freedom	Stiffness of Foundation at Surface	Note
Translation along x-axis	$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-\nu}\left[3.4\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 1.2\right]$	 Orient axes such that $L > B$. If $L = B$, use x-axis equations for both x-axis and y-axis.
Translation along y-axis	$K_{y,sur} = \frac{GB}{2-\nu}\left[3.4\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 0.4\frac{L}{B} + 0.8\right]$	
Translation along z-axis	$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu}\left[1.55\left(\frac{L}{B}\right)^{0.75} + 0.8\right]$	
Rocking about x-axis	$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu}\left[0.4\left(\frac{L}{B}\right) + 0.1\right]$	
Rocking about y-axis	$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu}\left[0.47\left(\frac{L}{B}\right)^{2.4} + 0.034\right]$	
Torsion about z-axis	$K_{zz,sur} = GB^3\left[0.53\left(\frac{L}{B}\right)^{2.45} + 0.51\right]$	

Fuente: Sección 8.4.2.3 del ASCE 41-17.

Al sustituir valores se tiene:

Tabla 4.39 Resultados de la rigidez de la cimentación en escaleras.

Rigideces de la cimentación			
Rigidez traslacional a lo largo del eje X	$K_{x,sur}$ =	261057.9 kip/ft	388497.0 ton/m
Rigidez Traslacional a lo largo del eje Y	$K_{y,sur}$ =	265225.9 kip/ft	394699.7 ton/m
Rigidez Traslacional a lo largo del eje Z	$K_{z,sur}$ =	339682.1 kip/ft	505502.6 ton/m
Rigidez rotacional alrededor del eje X	$K_{xx,sur}$ =	210697207.6 kip-ft/rad	29129932.8 ton-m/rad
Rigidez rotacional alrededor del eje Y	$K_{yy,sur}$ =	277064347.7 kip-ft/rad	38305518.8 ton-m/rad
Rigidez rotacional alrededor del eje Z	$K_{zz,sur}$ =	316179436.4 kip-ft/rad	43713373.6 ton-m/rad

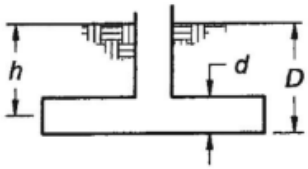
Fuente: Elaboración propia.

Factores de corrección por profundidad.

Esto se realiza sustituyendo los valores de las ecuaciones de la sección 8.4.2.3 del ASCE 41-17.

Tabla 4.40 Factores de corrección por profundidad.

Degree of Freedom	Correction Factor for Embedment
Translation along x-axis	$\beta_x = \left(1+0.21\sqrt{\frac{D}{B}}\right)\cdot\left[1+1.6\left(\frac{hd(B+L)}{BL^2}\right)^{0.4}\right]$
Translation along y-axis	$\beta_y = \left(1+0.21\sqrt{\frac{D}{L}}\right)\cdot\left[1+1.6\left(\frac{hd(B+L)}{LB^2}\right)^{0.4}\right]$
Translation along z-axis	$\beta_z = \left[1+\frac{1}{21}\frac{D}{B}\left(2+2.6\frac{B}{L}\right)\right]\cdot\left[1+0.32\left(\frac{d(B+L)}{BL}\right)^{2/3}\right]$
Rocking about x-axis	$\beta_{xx} = 1+2.5\frac{d}{B}\left[1+\frac{2d}{B}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.2}\sqrt{\frac{B}{L}}\right]$
Rocking about y-axis	$\beta_{yy} = 1+1.4\left(\frac{d}{L}\right)^{0.6}\left[1.5+3.7\left(\frac{d}{L}\right)^{1.9}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.5}\right]$
Torsion about z-axis	$\beta_{zz} = 1+2.6\left(1+\frac{B}{L}\right)\left(\frac{d}{B}\right)^{0.9}$



d = height of effective sidewall contact (may be less than total foundation height)

Fuente: Sección 8.4.2.3 del ASCE 41-17.

Sustituyendo valores se tienen los siguientes valores.

Tabla 4.41 Corrección por profundidad en escaleras.

Corrección por profundidad		
Translación a lo largo del eje X	β_x	1.419
Translación a lo largo del eje Y	β_y	1.430
Translación a lo largo del eje Z	β_z	1.105
Rotación alrededor del eje X	β_{xx}	1.085
Rotación alrededor del eje Y	β_{yy}	1.237
Rotación alrededor del eje Z	β_{zz}	1.211

Fuente: Elaboración propia.

Rígidez efectiva de la cimentación.

La rigidez efectiva de la cimentación no es más que el producto de la rigidez de la cimentación en la superficie y los factores de corrección por profundidad, pero estos parámetros deben de estar afectada por el número de apoyos que hayan generado en el análisis computacional, si en dado caso existiera una estructura con base aislada y sin presencia de muros en su primer nivel se puede crear el criterio de hacer distribución de rigideces por el método de áreas tributarias, en el caso de nuestra

estructura se presenta la presencia de muros y con losa de cimentación por tanto el criterio usado es por el método de números de apoyos, dando en nuestro particular de 51 apoyos de esta manera se obtiene los siguientes valores:

Tabla 4.42 Rigidez efectiva de la cimentación en escaleras.

Rigidez traslacional a lo largo del eje X	$K_{x,sur}$ =	7265.5 kip/ft	10812.2 ton/m
Rigidez Traslacional a lo largo del eje Y	$K_{y,sur}$ =	7437.8 kip/ft	11068.7 ton/m
Rigidez Traslacional a lo largo del eje Z	$K_{z,sur}$ =	7362.9 kip/ft	10957.2 ton/m
Rigidez rotacional alrededor del eje X	$K_{xx,sur}$ =	4482594.2 kip-ft/rad	619740.9 ton-m/rad
Rigidez rotacional alrededor del eje Y	$K_{yy,sur}$ =	6721885.3 kip-ft/rad	929333.9 ton-m/rad
Rigidez rotacional alrededor del eje Z	$K_{zz,sur}$ =	7505230.1 kip-ft/rad	1037635.2 ton-m/rad

Fuente: Elaboración propia.

Cálculo de amortiguamiento para modificación del espectro de diseño en la escalera.

Tabla 4.43 Parámetros para cálculo de amortiguamiento real en la escalera.

Definición	MKS	INGLESAS
periodo fundamental sin ISE, T_{fund}	1.506 seg	1.506 seg
periodo fundamental con ISE, T_{ISE}	1.520 seg	1.520 seg
Peso sísmico efectivo, W*	1049.491 ton	2313.728 kip
aceleración de la gravedad	9.807 m/s²	32.174 ft/s²
PPMM	28.03%	28.03%
Masa sísmica efectiva, M*	30.00 ton-s²/m	20.157 kip-s²/ft
Altura efectiva, h*	18.333 m	60.148 ft
Longitud de cimentación, L	19.212 m	63.031 ft
Ancho de la cimentación, B	16.000 m	52.493 ft
Relación de poisson, v	0.350	
Módulo de corte efectivo, G	78.120 GPa	1631.6 kip/ft²
velocidad de onda de corte efectiva, Vs	147.330 m/s	483.367 ft/s
demanda esperada de ductilidad, μ (R)	6.00	
amortiguación convencional, β	0.05	
relación histerética del suelo, βs	0.06	

Fuente: Elaboración propia.

Relación de alargamiento del período efectivo definida en ecuación 8.22 del ASCE/SEI 41-17.

$$\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)_{eff} = \left\{1 + \frac{1}{\mu}\left(\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2 - 1\right)\right\}^{0.5} = \left\{1 + \frac{1}{6}\left(\left(\frac{1.506s}{1.520s}\right)^2 - 1\right)\right\}^{0.5} = 1.002$$

Rigidez de traslación K_y, ecuación 8.26 del ASCE/SEI 41-17.

$$K_y = \frac{GB}{2 - v}\left[6.8\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 0.8\left(\frac{L}{B}\right) + 1.6\right]$$

$$K_y = \frac{1631.6\,{}^{kip}/_{ft^2} * (52.493ft)}{2 - 0.35}\left[6.8\left(\frac{63.031ft}{52.493ft}\right)^{0.65} + 0.8\left(\frac{63.031ft}{52.493ft}\right) + 1.6\right]$$

$$K_y = 530451.8\ {}^{kip}/_{ft}$$

Rigidez de rotación K_{xx}, ecuación 8.27 del ASCE 41-17.

$$K_{xx} = \frac{GB^3}{1 - v}\left[3.2\left(\frac{L}{B}\right) + 0.8\right] = \frac{1631.6\,{}^{kip}/_{ft^2} * (52.493ft)^3}{1 - 0.35}\left[3.2\left(\frac{63.031ft}{52.493ft}\right) + 0.8\right]$$

$$K_{xx} = 1685577661.1\ {}^{(kip * ft)}/_{rad}$$

Cálculo de la frecuencia adimensional a_0 según la ecuación 8.29 del ASCE/SEI 41-17.

$$a_0 = \frac{2\pi B}{\tilde{T} v_s} = \frac{2\pi(55.118ft)}{1.520s\left(483.367\,{}^{ft}/_{seg}\right)} = 0.449$$

Cálculo del factor adimensional Ψ, ecuación 8.31 del ASCE/SEI 41-17.

$$\Psi = \sqrt{\frac{2(1 - v)}{(1 - 2v)}} \leq 2.5$$

$$\Psi = \sqrt{\frac{2(1 - v)}{(1 - 2v)}} = \sqrt{\frac{2(1 - 0.35)}{(1 - 2 \times 0.35)}} = 2.082$$

Factor adimensional α_{xx} según la ecuación 8.32 del ASCE/SEI 41-17.

$$\alpha_{xx} = 1.0 - \left[\frac{\left(0.55 + 0.01\sqrt{(L/B) - 1}\right){a_0}^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3}\right) + {a_0}^2}\right]$$

$$\alpha_{xx} = 1.0 - \left[\frac{\left(0.55 + 0.01\sqrt{(63.031ft/52.493ft) - 1}\right)(0.449)^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{(63.031ft/52.493ft)^3}\right) + (0.449)^2}\right]$$

$$\alpha_{xx} = 0.953$$

Período traslacional T_y, ecuación 8.24 el ASCE/SEI 41-17.

$$T_y = 2\pi\sqrt{\frac{M^*}{K_y}} = 2\pi\sqrt{\frac{20.157\ \text{kip} - \text{s}^2/\text{ft}}{530451.8\ {}^{kip}/_{ft}}} = 0.005seg$$

Período fundamental rotacional T_{xx}, ecuación 8.25 del ASCE/SEI 41-17.

$$T_{xx} = 2\pi\sqrt{\frac{M^*(h^*)^2}{\alpha_{xx}K_{xx}}} = 2\pi\sqrt{\frac{20.157\ \text{kip} - \text{s}^2/\text{ft}\ * (60.148\ \text{ft})^2}{0.953 \times 1685577661.1\ {}^{(kip*ft)}/_{rad}}} = 0.005seg$$

Coeficiente de amortiguamiento traslacional de la cimentación β_y según la ecuación 8.28 del ASCE/SEI 41-17.

$$\beta_y = \left[\frac{4({}^{L}/_{B})}{\left({}^{K_y}/_{GB}\right)}\right]\left[\frac{a_0}{2}\right] = \left[\frac{4(63.031ft/52.493ft)}{\left(530451.8\ {}^{kip}/_{ft}\Big/ 1631.6\ \text{kip/ft}^2(52.493ft)\right)}\right]\left[\frac{0.449}{2}\right]$$

$$\beta_y = 0.1741$$

Coeficiente de amortiguamiento rotacional de la cimentación β_{xx}, ecuación 8.30 del ASCE/SEI 41-17.

$$\beta_{xx} = \left[\frac{({}^{4\Psi}/_{3})({}^{L}/_{B}){a_0}^2}{\left(\frac{K_{xx}}{GB^3}\right)\left[\left(2.2 - \frac{0.4}{(L/B)^3}\right) + {a_0}^2\right]}\right]\left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}}\right]$$

$$\beta_{xx} = \left[\frac{\left({}^{4\times 2.082}/_{3}\right)(63.031ft/52.493ft)(0.449)^2}{\left(\frac{1685577661.1\ {}^{(kip*ft)}/_{rad}}{1631.6\ {}^{kip}/_{ft^2}(52.493ft)^3}\right)\left[\left(2.2-\frac{0.4}{(63.031ft/52.493ft)^3}\right)+(0.449)^2\right]}\right]\left[\frac{0.449}{2\times 0.953}\right]$$

$$\beta_{xx} = 0.010$$

Amortiguamiento de radiación para cimentación β_{rd} según la ecuación 8.23 del ASCE/SEI 41-17.

$$\beta_{rd} = \frac{1}{\left(\tilde{T}/T_y\right)^2_Y}\beta_y + \frac{1}{\left(\tilde{T}/T_{xx}\right)^2}\beta_{xx}$$

$$\beta_{rd} = \frac{1}{\left({}^{1.52seg}/_{0.005seg}\right)^2} * 0.1741 + \frac{1}{\left({}^{1.52seg}/_{0.005seg}\right)^2} \times 0.010 = 0.000$$

Amortiguamiento de la cimentación β_f, ecuación 8.21 del ASCE/SEI 41-17.

$$\beta_f = \left[\frac{\left(\tilde{T}/T\right)^2 - 1}{\left(\tilde{T}/T\right)^2}\right]\beta_s + \beta_{rd} = \left[\frac{\left({}^{1.52seg}/_{1.50}\right)^2 - 1}{\left({}^{1.52seg}/_{1.50seg}\right)^2}\right] \times 0.06 + 0.000 = 0.001$$

Cálculo de la relación de amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura, ecuación 8.20 del ASCE/SEI 41-17.

$$\beta_{SSI} = \beta_f + \frac{\beta}{\left(\tilde{T}/T\right)^2_{eff}} \leq 0.20$$

$$\beta_{SSI} = 0.001 + \frac{0.05}{(1.002)^2_{eff}} = 0.051$$

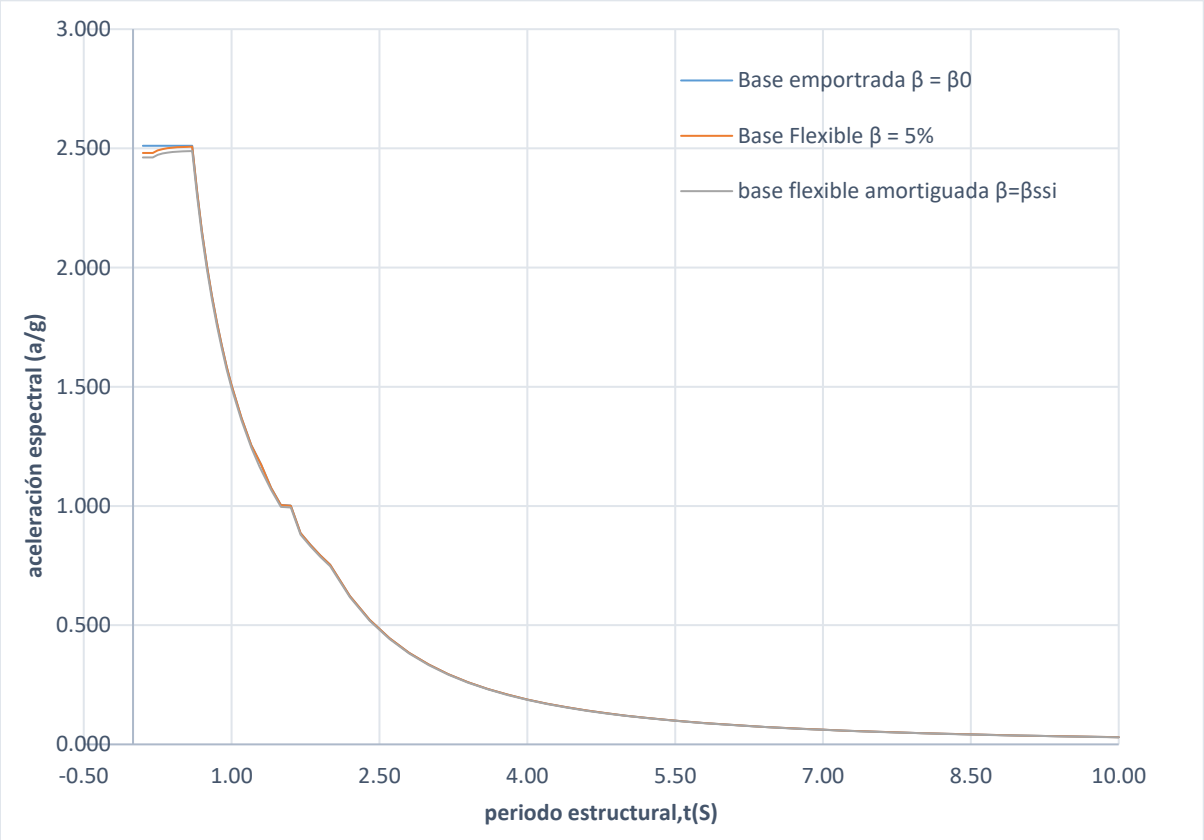
Cumple lo establecido en la estandarización

Factor para ajustar el espectro de respuesta de diseño, β_1 según la ecuación 2.3 del ASCE/SEI 41-17.

$$\beta_1 = {}^{4}/_{[5.6 - \ln(100\beta)]} = {}^{4}/_{[5.6 - \ln(100 \times 0.051)]} = 1.01$$

Se usa el mismo procedimiento que para el edificio para la modificación del espectro.

Figura 4.9 Espectro con ISE y con amortiguamiento real calculado en escalera.



Fuente: Propia.

Dichos espectros se deben de usar para la implementación de análisis no lineal con interacción suelo-estructura, utilizándolo para emparejamiento espectral.

CAPITULO V. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL TIME HISTORY.

5.1 SELECCIÓN DE MOVIMIENTOS DE SUELO

La selección del Movimiento del terreno según el ASCE 7/16 sección 16.2.2 indica que un suite de no menos de 11 movimientos del terreno deberán seleccionarse por cada espectro objetivo. Los movimientos del terreno deberán consistir de pares de componentes horizontales ortogonales de movimientos del terreno y, cuando los efectos verticales del sismo sean considerados, una componente vertical del movimiento del terreno. Los movimientos del terreno deberán ser seleccionados a partir de eventos dentro del mismo régimen tectónico general y teniendo generalmente magnitudes y distancias a la falla consistentes ya que aquellos controlan el espectro objetivo y deberán tener similar forma espectral que el espectro objetivo.

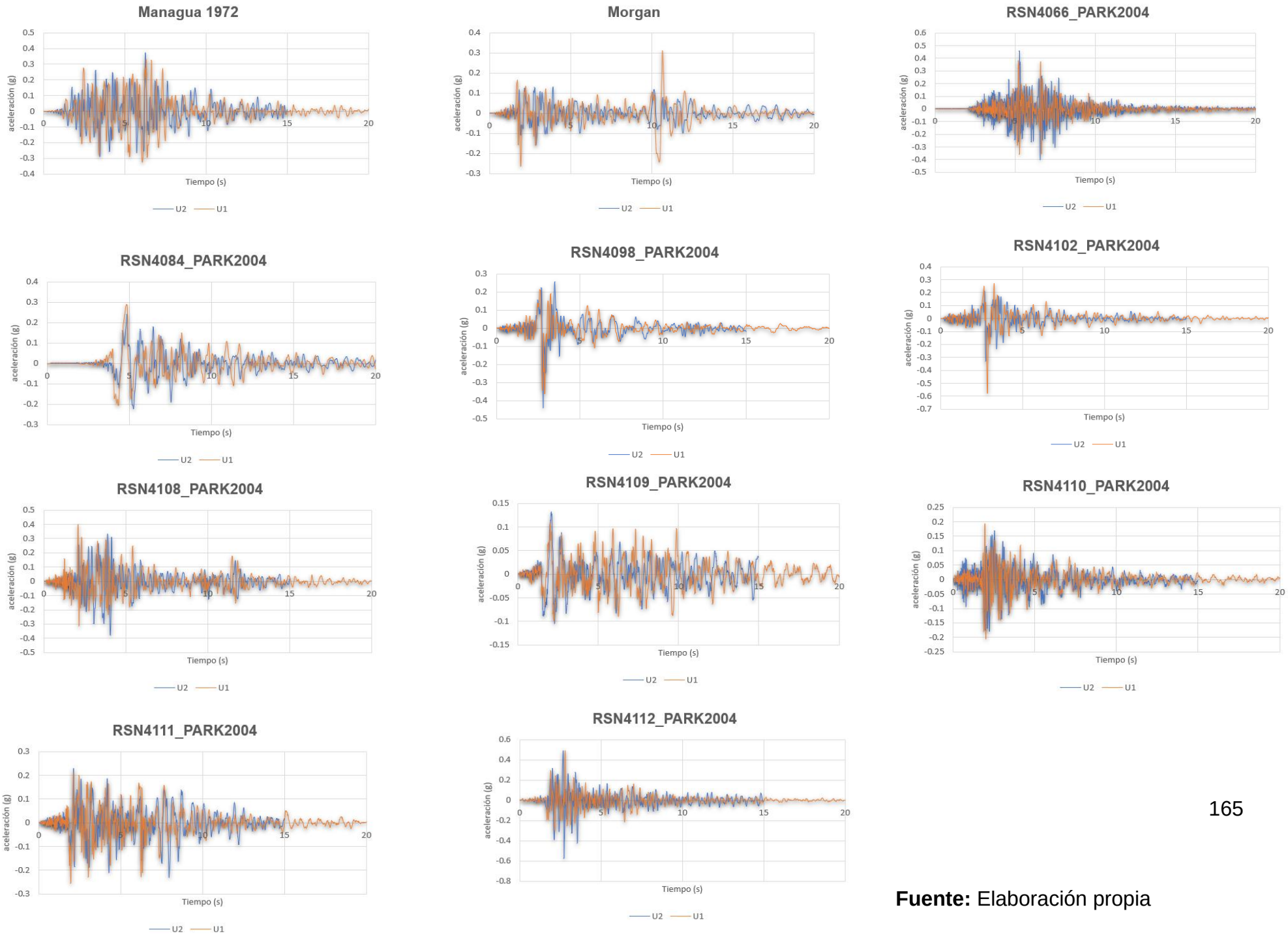
Los 11 registros de los movimientos de aceleraciones fueron descargados del PEER Ground Motion Database (https://ngawest2.berkeley.edu), y escalado al espectro de diseño tanto para la el edificio como para la escalera en el software Etabs con la opción de escalado por medio del dominio del tiempo y son los que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 5.1 Registros extraído del PEER Ground motions database.

	Evento	Estación	Año	Magnitud	Rrup (km)	Vs30 (m/s)	Tipo de falla
1	Managua, Nicaragua-01	Managua, ESSO	1972	6.24	4.06	288.77	Strike Slip
2	Morgan Hill	Halls valley	1984	6.19	3.48	281.61	Strike Slip
3	Parkfield-02, CA	Helena Fed Bldg	2004	6	3.19	226.63	Strike Slip
4	Parkfield-02, CA	Parkfield-1-Story school BLDG	2004	6	2.68	269.55	Strike Slip
5	Parkfield-02, CA	Parkfield-Cholame 1E	2004	6	3	326.64	Strike Slip
6	Parkfield-02, CA	Parkfield-Cholame 3W	2004	6	3.63	230.57	Strike Slip
7	Parkfield-02, CA	Parkfield-Fault Zone 3	2004	6	2.73	211.74	Strike Slip
8	Parkfield-02, CA	Parkfield-Fault Zone 4	2004	6	2.65	220.75	Strike Slip
9	Parkfield-02, CA	Parkfield-Fault Zone 6	2004	6	2.7	266.65	Strike Slip
10	Parkfield-02, CA	Parkfield-Fault Zone 7	2004	6	2.67	297.46	Strike Slip
11	Parkfield-02, CA	Parkfield-Fault Zone 8	2004	6	3.95	308.84	Strike Slip

Fuente: Elaboración propia (datos extraídos del PEER).

Figura 5.1 Gráficas de aceleración vs tiempo para los registros descargados del PEER (sin escalar).



Fuente: Elaboración propia

En *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4,* se exponen las 3 formas de ingresar registros sísmicos para la evaluación de edificios:

- Registros reales de pasados sismos del sitio.
- Sismos espectralmente emparejados (sprectrally *matched ground motions)*
- Registros simulados artificialmente creados manipulando el contenido frecuencial e intensidad al espectro.

Opiniones difieren en cuál de estas tres formas es la más adecuada, sin embargo, ASCE 7-10 (ASCE 7-16 también) recomiendan el emparejamiento espectral.

5.2 RANGO DEL PERIODO PARA EL ESCALADO ASCE/SEI 7-16

Un rango de periodo deberá determinarse, correspondiente a los periodos de vibración que significativamente contribuyen a la respuesta dinámica lateral del edificio. Este rango de periodo deberá tener un límite superior mayor o igual al doble del periodo del primer modo más largo en las direcciones principales de respuesta, a menos que un valor bajo, no menor que 1.5 veces del periodo del primer modo más largo, se justifique por un análisis dinámico bajo movimientos del terreno MCE_R. El límite inferior del periodo deberá establecerse tal que el rango del periodo incluya al menos el número de modos elásticos necesarios para alcanzar el 90% de participación de masa en cada dirección horizontal principal. El período inferior límite no deberá exceder el 20% del periodo del primer modo más corto para las dos direcciones horizontales principales de respuesta.

5.3 EMPAREJAMIENTO ESPECTRAL SEGÚN EL ASCE/SEI 7-16

Existen 3 formas de modificar un registro sísmico para ajustarlo a un espectro objetivo (ASCE 7-10 sección *16.2.3. Ground motion modification*):

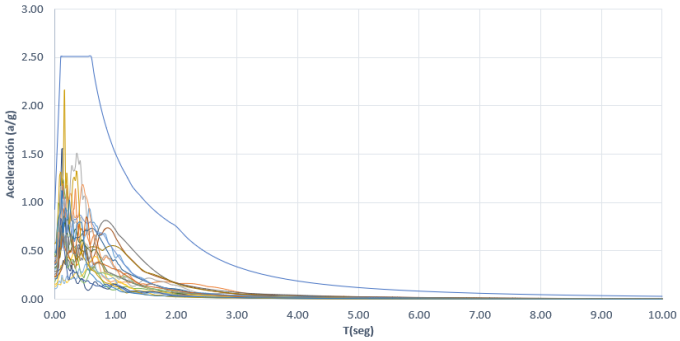
- Escalado lineal.
- Escalado en dominio de la frecuencia.
- Escalado en dominio del tiempo.

Para este trabajo se ha elegido la opción de **escalado en el dominio del tiempo** (*Spectral Matching in Time Domain)*, ya que este método generalmente se considera un mejor enfoque para la correspondencia espectral ya que los historiales de aceleración en el dominio del tiempo mediante la adición de wavelets. Una wavelet es una función matemática que define una forma de onda de duración efectivamente limitada que tiene un promedio de cero. (Vlaced Toledo,2020).

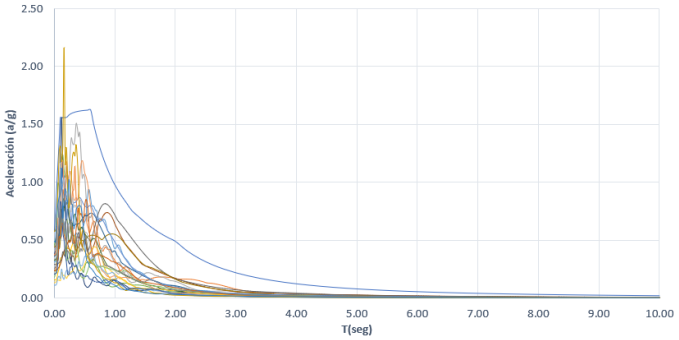
Este escalado se hizo para cada uno del registro mediante el uso de la función en Etabs llamada *Matched to Response Spectrum* para obtener así los 11 registros ya emparejados.

Figura 5.2 Espectros generados a partir de los 11 movimientos sin escalar.

- **Espectros de diseño para el edificio.**

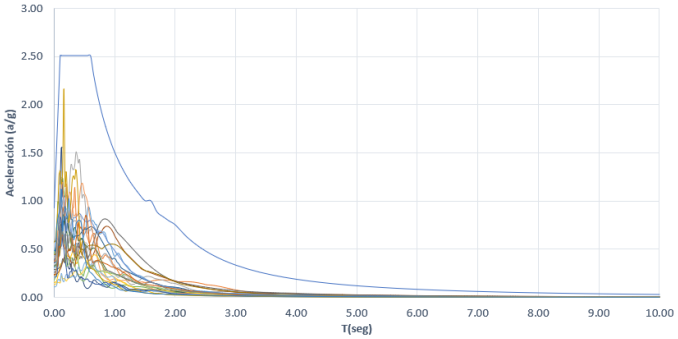


Sin interacción suelo-estructura

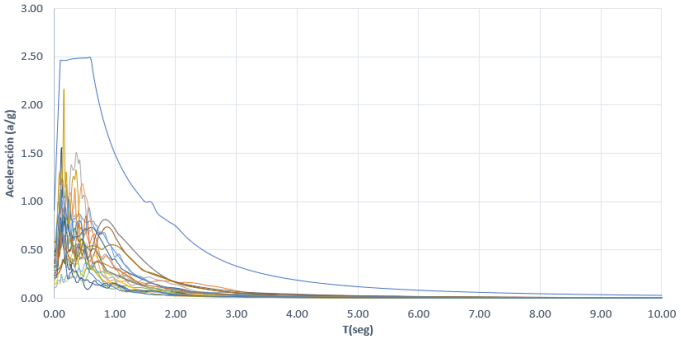


Con interacción suelo-estructura

- **Espectros de diseño para la escalera.**



Sin interacción suelo-estructura



Con interacción suelo-estructura

Fuente: Elaboración propia.

En dichas graficas mostradas anteriormente se puede contemplar el cambio de los espectros con la implementación suelo-estructura y el procedimiento para escalado es igual en ambos casos solo que con la implementación de espectro modificado con ISE el amortiguamiento cambiara y dichos cálculos quedaron contemplado en el capítulo IV.

5.4 CARGA GRAVITATORIA

Para el caso de cargas gravitatorias para procedimientos de análisis no lineal se considera la combinación:

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S$$

Donde:

Q_G: Carga gravitatoria en procedimientos no lineales. (*Ec. 7-3 de* ASCE/SEI 41-17).

Q_D: Acción de cargas muertas.

Q_L: Acción 25% de las cargas vivas no reducidas.

Q_S: Acción efectiva por carga de nieve.

5.5 RÓTULAS PLÁSTICAS

Las rótulas plásticas son secciones de los elementos estructurales en donde en situaciones críticas presentan un comportamiento plástico, según como se vayan formando en la estructura definen el mecanismo de colapso.

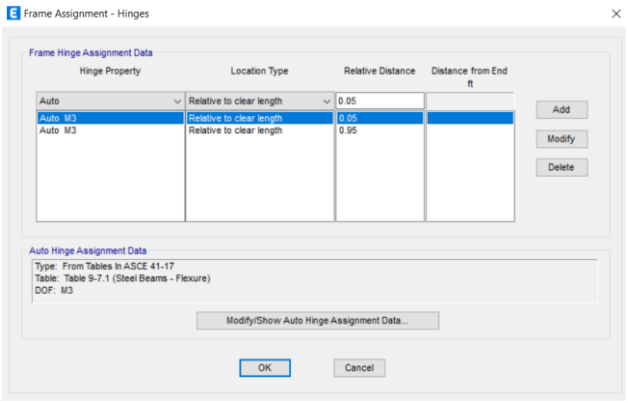
Para el modelo de análisis en ETABS las rótulas fueron automáticamente asignadas según la tabla 9-6. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedure - Structural Steel Components de ASCE 41-17, y para su ubicación se revisó una falta de consenso en los parámetros tomados. AISC recomienda la mitad del valor del peralte de las vigas desde la cara de la columna (Sabelli, 2018), algunas investigaciones como **Desempeño sísmico de edificaciones de acero de mediana y gran altura,** M.Sc. Marco Palma (2019), recursos audiovisuales como ***"ANALISIS PUSHOVER EN ETABS Y SAP2000"*** *por PhD. Nelson M. Lafontaine (2017)* oh **"Análisis sísmico de una edificación con sótano, considerando interacción suelo estructura, empleando los métodos**

modales espectral y respuesta en el tiempo, M.sc. Juan Carlos Mendoza (2019) reflejan parámetros para la ubicación de rótulas de edificios de acero entre 5% y 10% de los miembros. Se sabe que la ubicación de las rótulas plásticas tanto en columnas y en vigas depende de gran medida del tipo de sistema estructural y del tipo de conexión, el estudio y definición de este último no es objetivo y está fuera del alcance de esta investigación por tanto se utilizó el valor de 5% de la longitud de los miembros. Para columnas se asignaron rótulas plásticas con P-M2-M3 grados de libertad y para vigas M3 grado de libertad.

5.6 PROCEDIMIENTO NO LINEAL SIN ISE EN ETABS

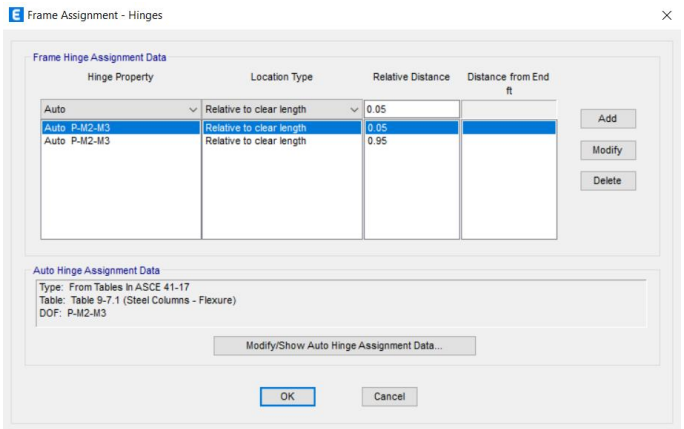
Para saber el estado de los miembros después de los eventos símicos propuestos y escalados se asignaron rótulas a columnas y vigas al 5% de cada uno de sus extremos y en el caso de arriostres al 50%.

Figura 5.3 Asignación de rótulas en vigas.



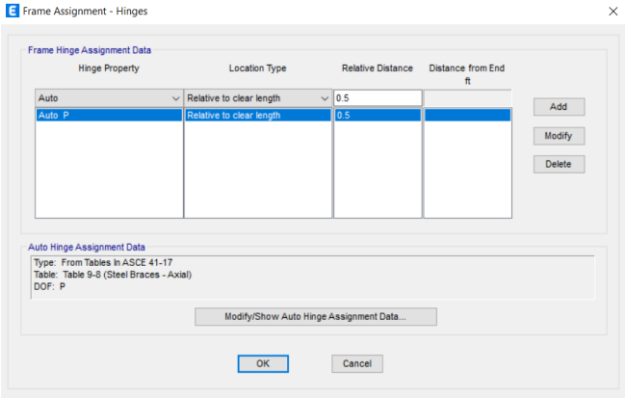
Fuente: Etabs.

Figura 5.4 Asignación de rótulas en columnas (acero y concreto).



Fuente: Etabs.

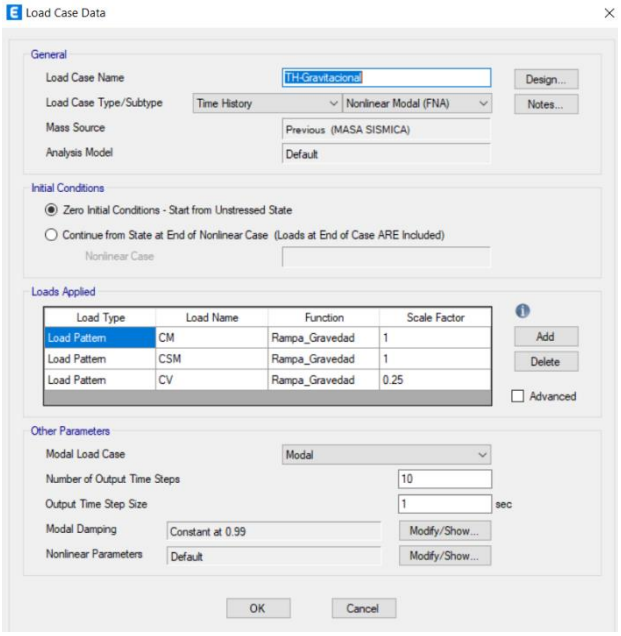
Figura 5.5 Asignación de rótulas en arriostres.



Fuente: Etabs.

El estado de la estructura al momento de iniciar el evento sísmico es igual al de las cargas gravitatorios, por tanto, se crean estos casos en donde serán dados por una función de rampa de valor unitario que a través del tiempo irá cargando la estructura con las cargas gravitatorias.

Figura 5.6 Introducción de carga gravitatoria.

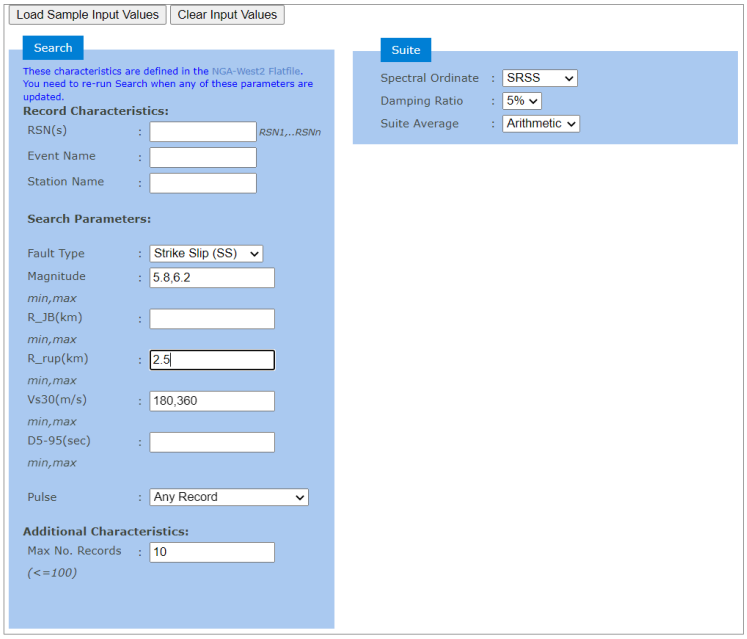


Fuente: Etabs.

Ajuste espectral (procedimiento para estructura sin ISE y con ISE).

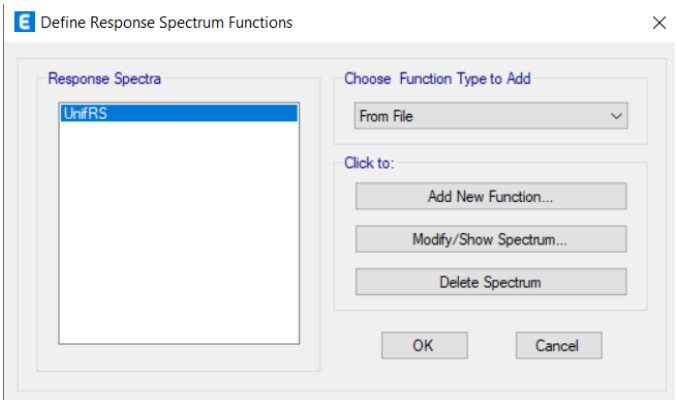
Búsqueda de los registros de acelerogramas en el PEER Ground Motion Database según algunas características:

Figura 5.7 Parámetros para la búsqueda de los registros de acelaciones.



Fuente: Datos introducidos en el PEER.

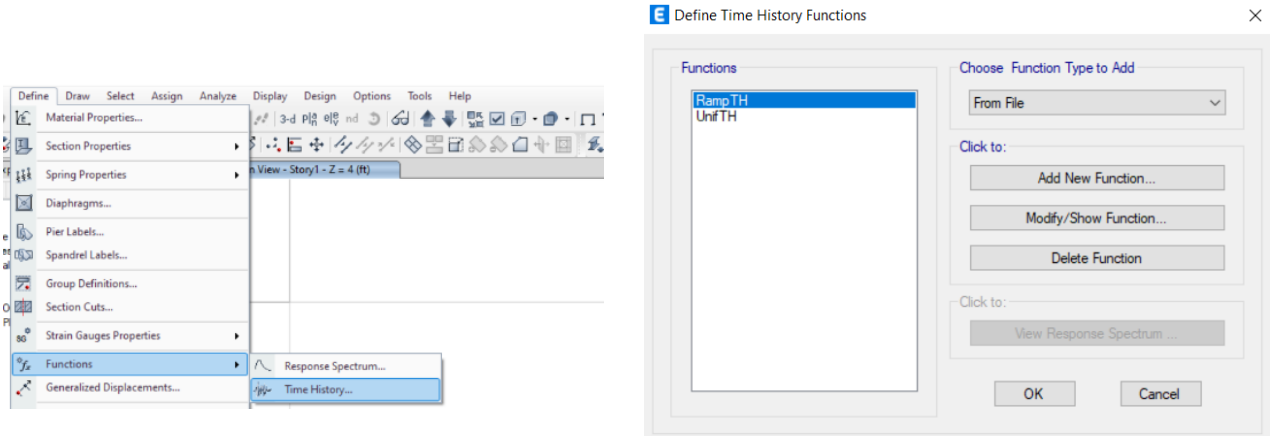
Figura 5.8 asignación del espectro de diseño en Etabs.



Fuente: Etabs.

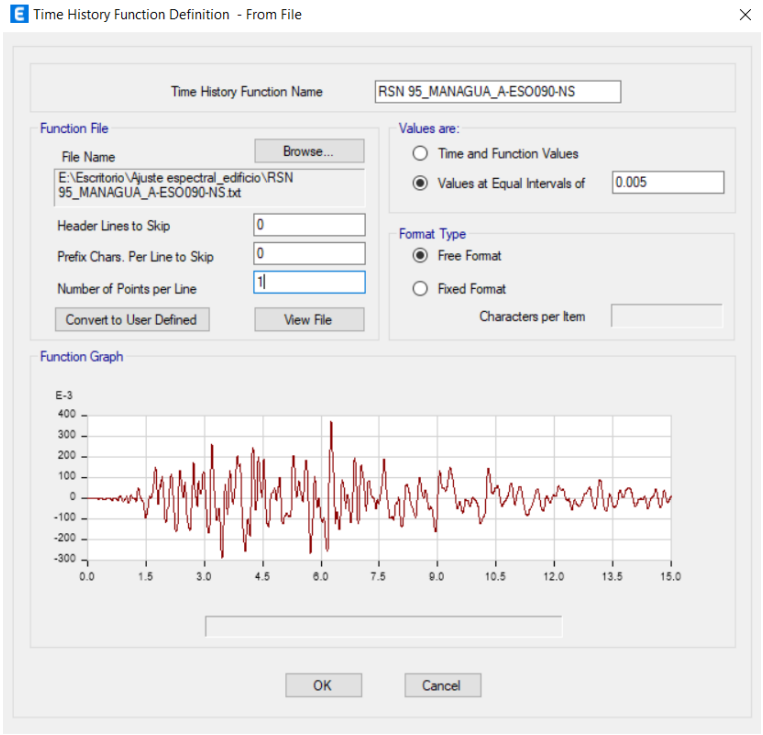
Ahora se insertan los registros de aceleraciones descargados en el Peer Ground Motion Database.

Figura 5.9 Introducción del registro de aceleración.



Fuente: Etabs.

Figura 5.10 Visualización del registro de aceleración insertado.

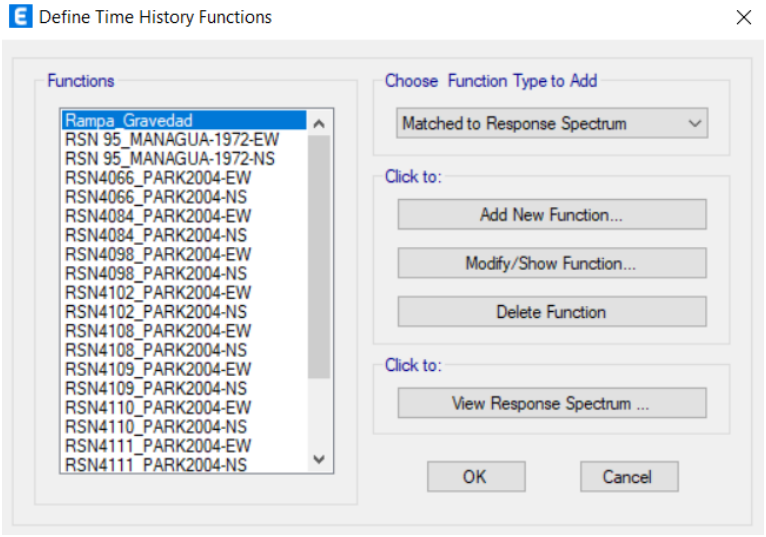


Fuente: Etabs.

Realización del escalado.

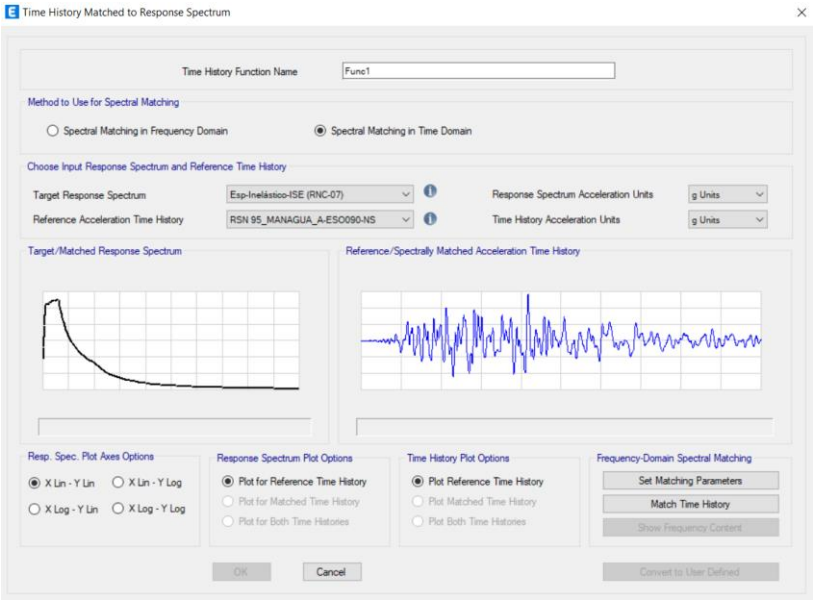
En Choose Funtion type to Add se elige la opción “Mathced to Response Spectrum” y luego en Click to dar click en agregar una nueva función.

Figura 5.11 Tipo de función a usar para la realización del escalado.



Fuente: Etabs.

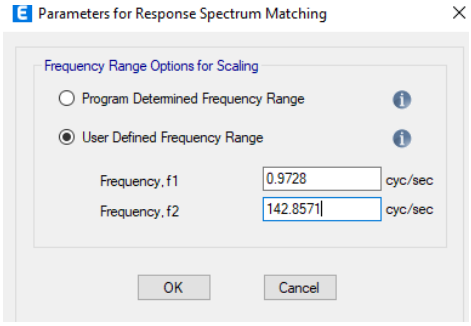
Figura 5.12 Introducción de espectro y registro de aceleración para escalado.



Fuente: Etabs.

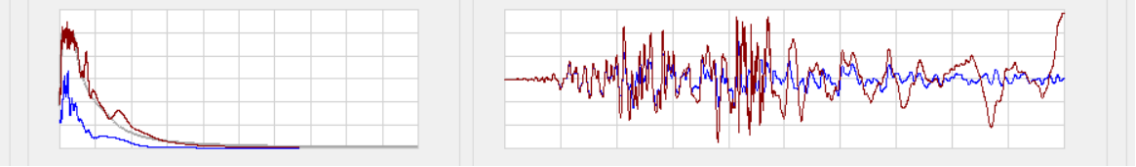
Tupper es el valor de la frecuencia que se obtiene al multiplicar el valor del periodo fundamental de la estructura por 2 y Tlower corresponde a la frecuencia del periodo cuando la estructura alcanza el 90% de la masa participativa, los valores de los periodos se obtienen una vez que se haya hecho una corrida del modelo con implementación de rótulas

Figura 5.13 Introducción de los valores de la frecuencia para el escalado.



Fuente: Etabs.

Figura 5.14 Visualización gráfica del escalado.

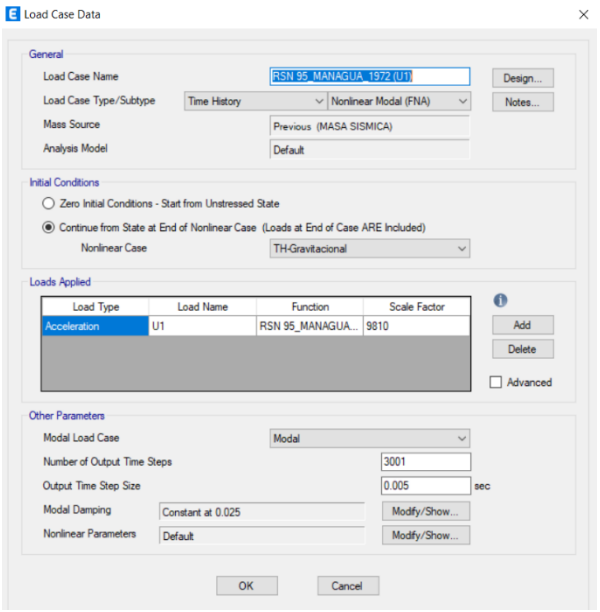


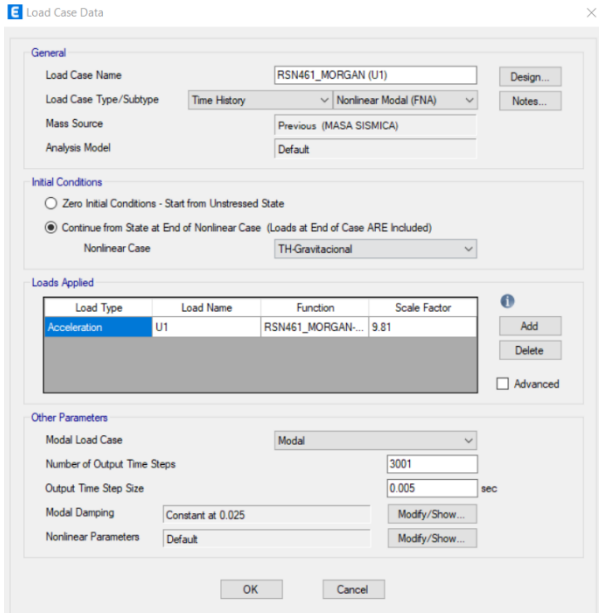
Fuente: Resultados del escalado en el software Etabs.

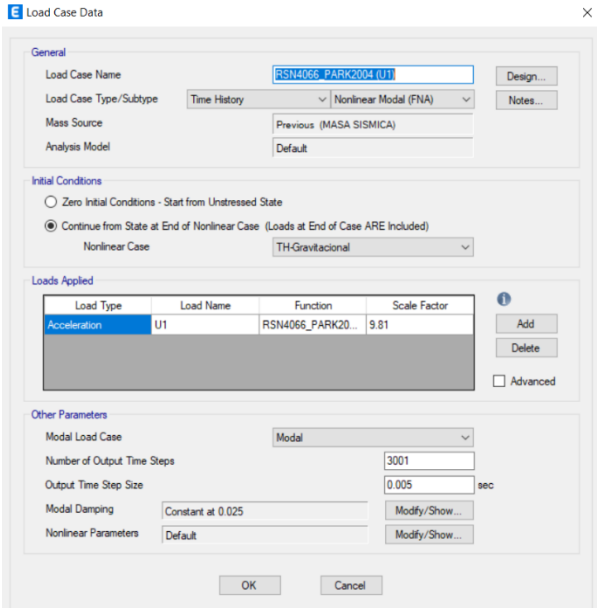
Nota: Considerar que el espectro de diseño a usar en el escalado no va a ser igual sin ISE y con ISE, ya que este último se va a ver afectado por los parámetros correspondientes al suelo cuyo procedimiento se aprecia de manera detallada en el capítulo IV del presente documento, pero su procedimiento sigue el mismo procedimiento

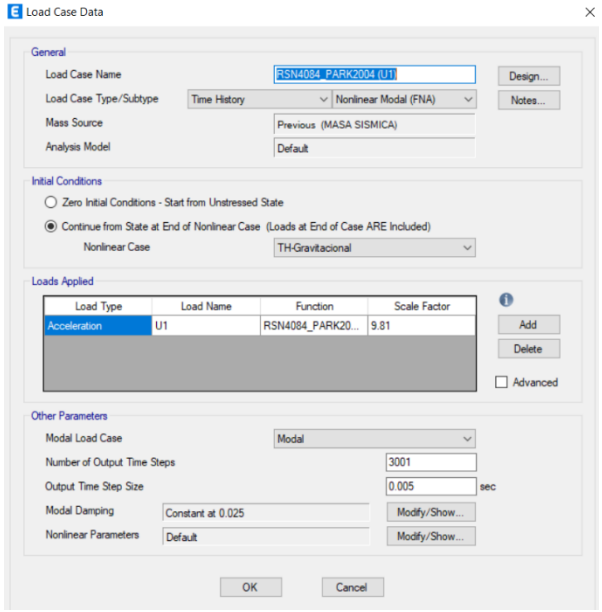
Se usará la función gravitatoria definida anteriormente para caso de carga en la dirección U1 (x) y U2 (y), para cada registro sísmico escalado.

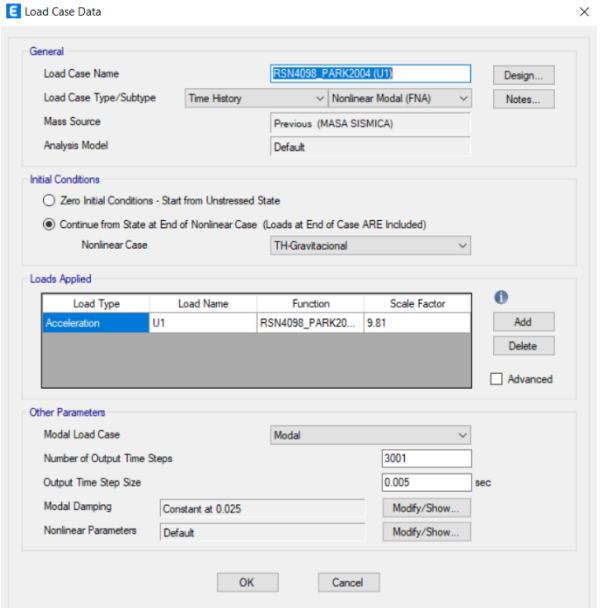
Figura 5.15 Introducción de los registros de aceleración en dirección x.

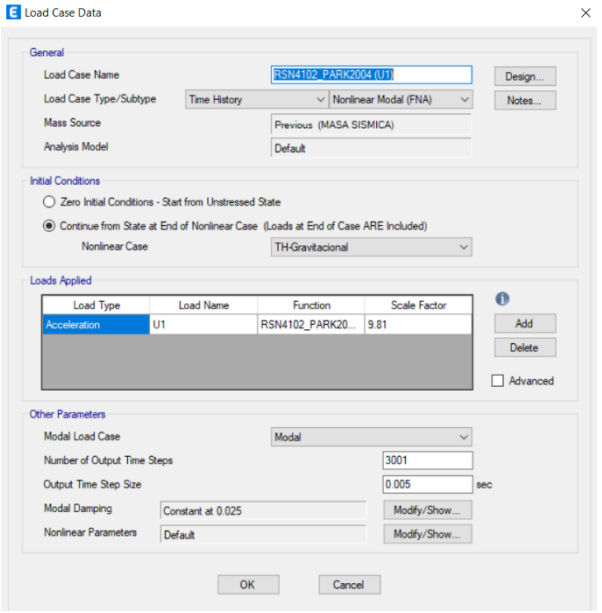


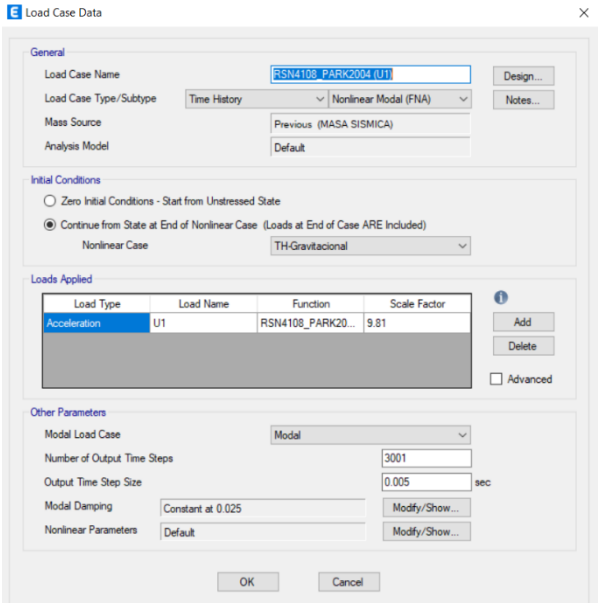


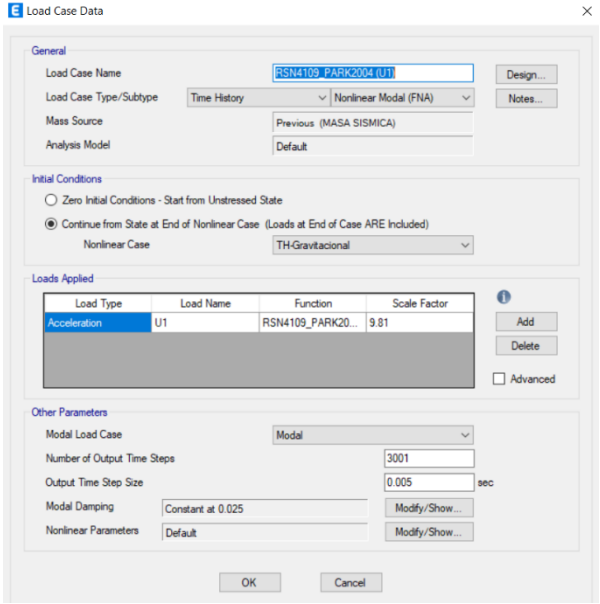


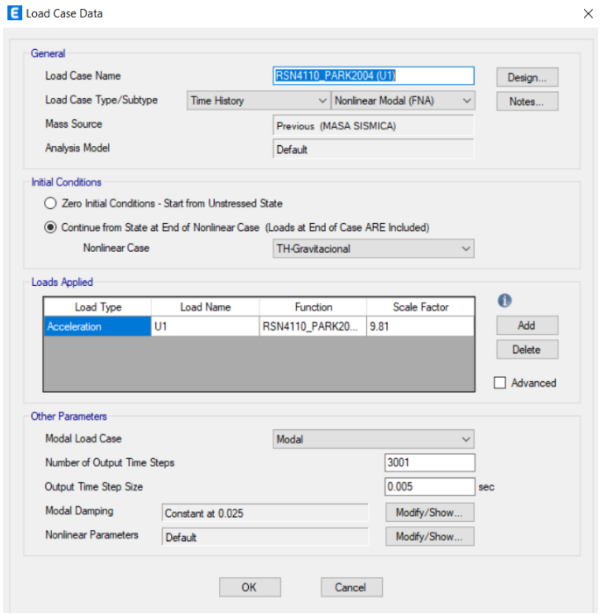


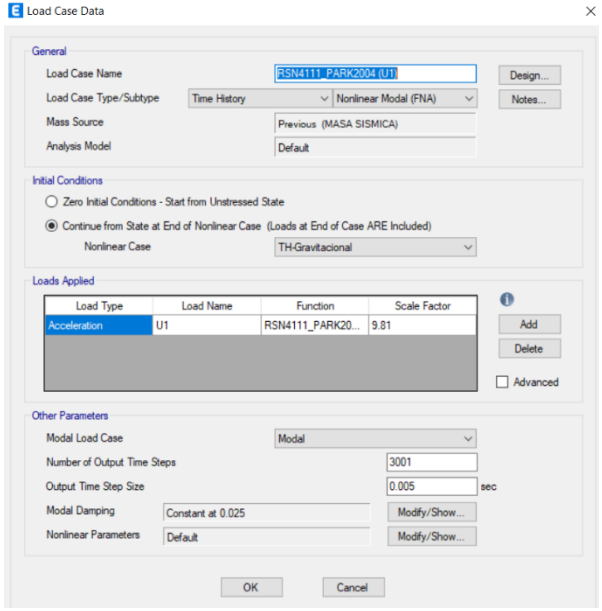


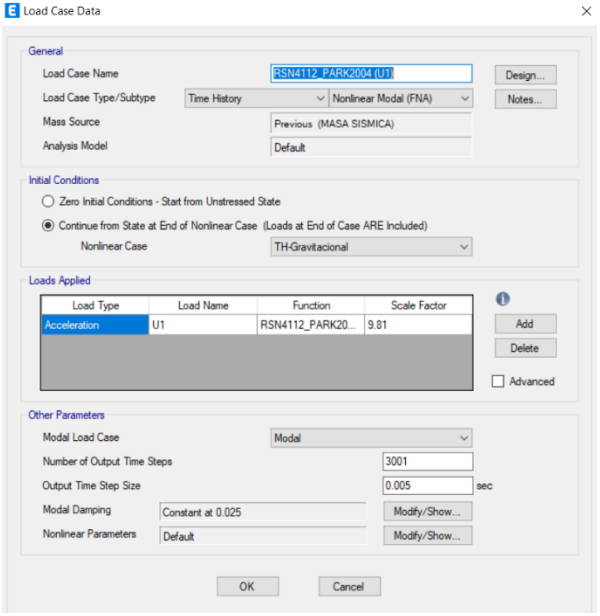






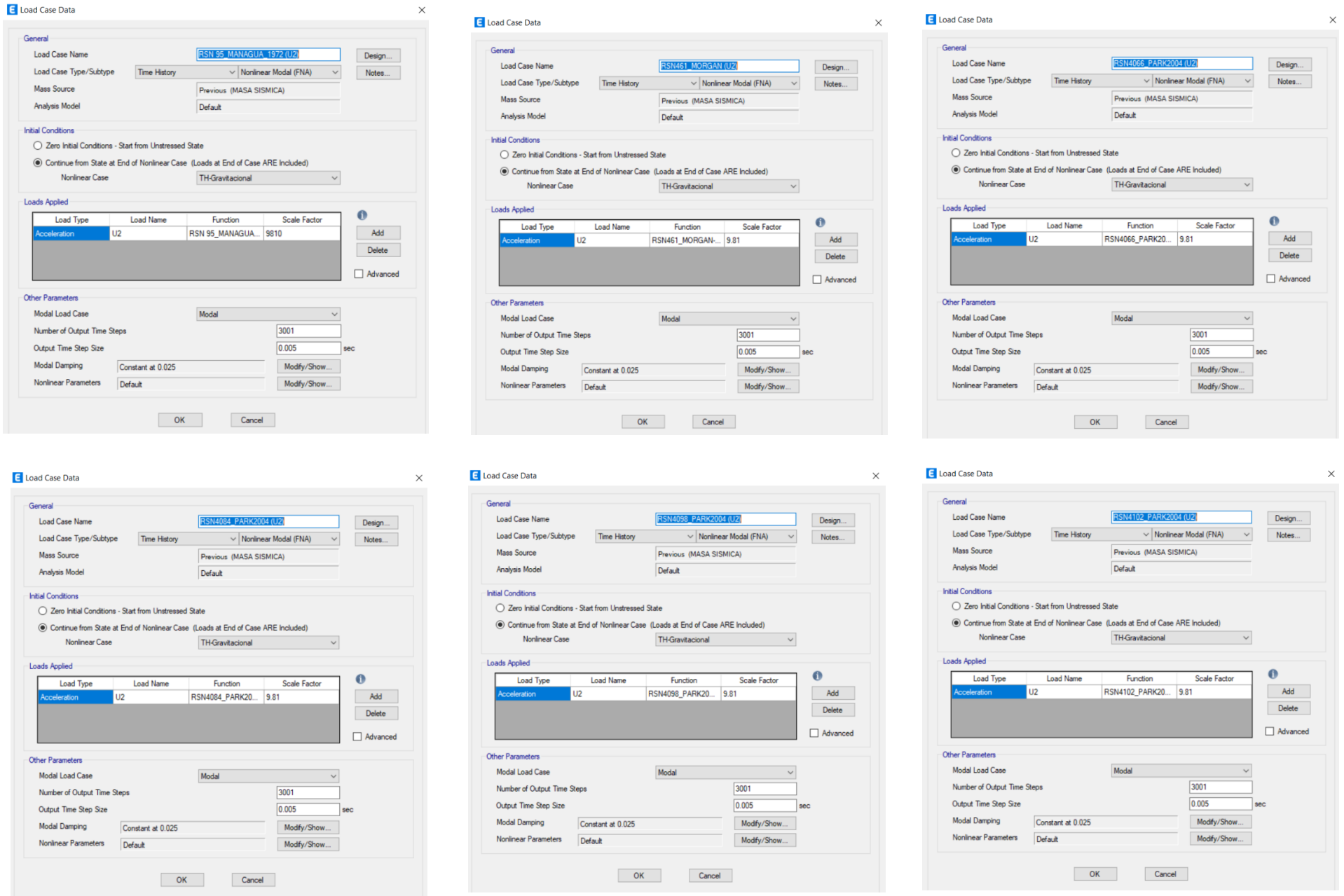


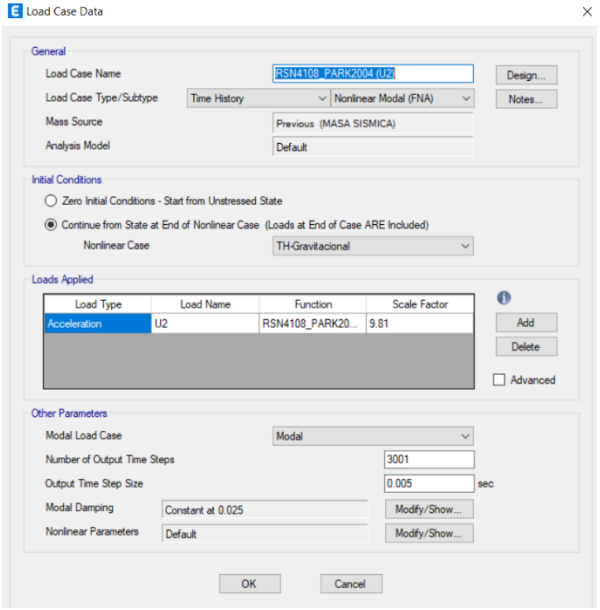


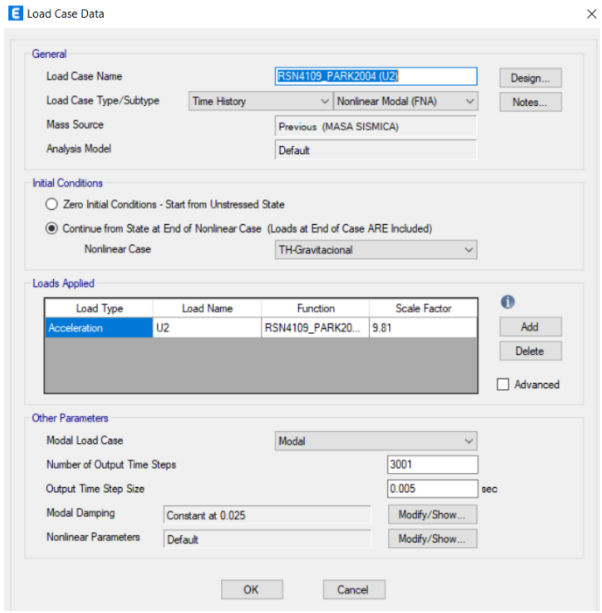


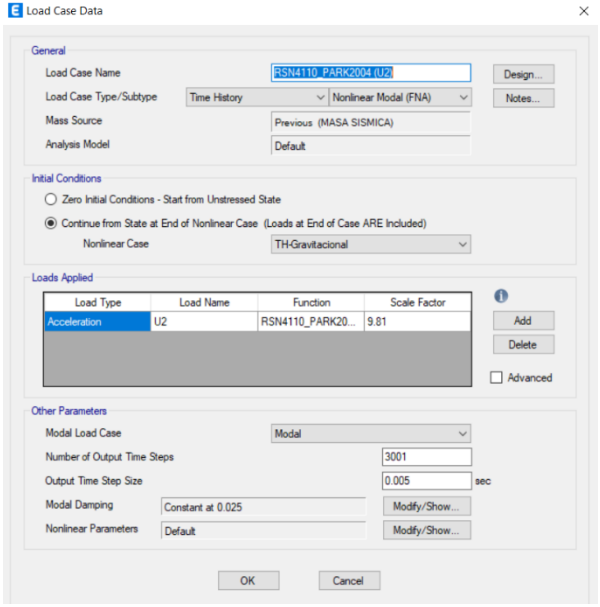
Fuente: Etabs.

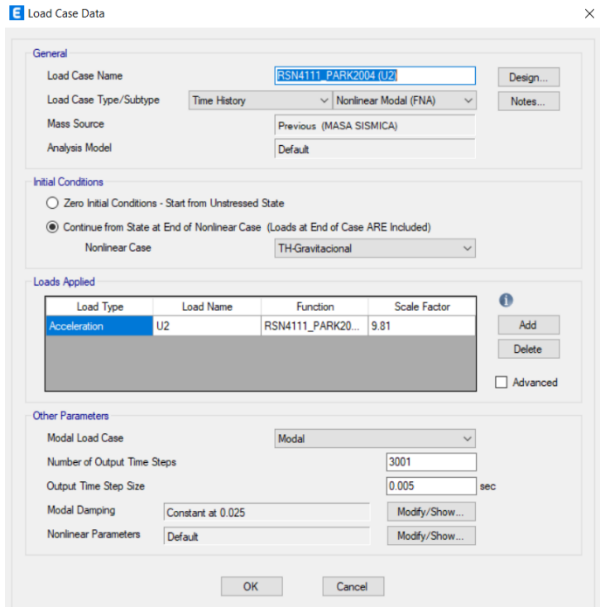
Figura 5.16 Introducción de los registros de aceleración en dirección y.

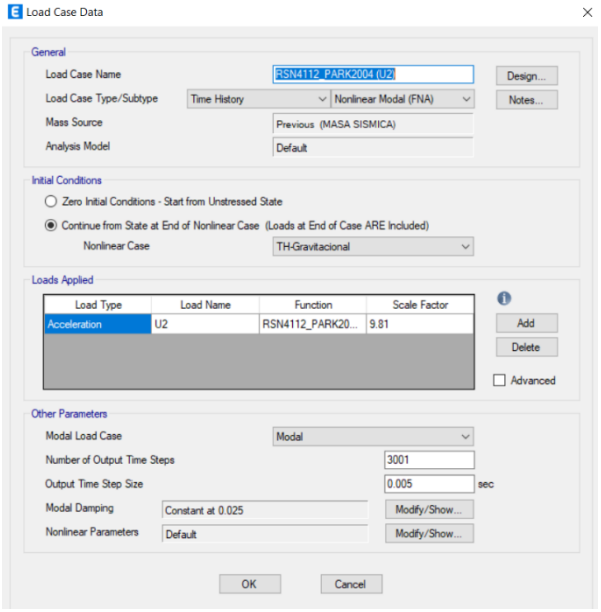












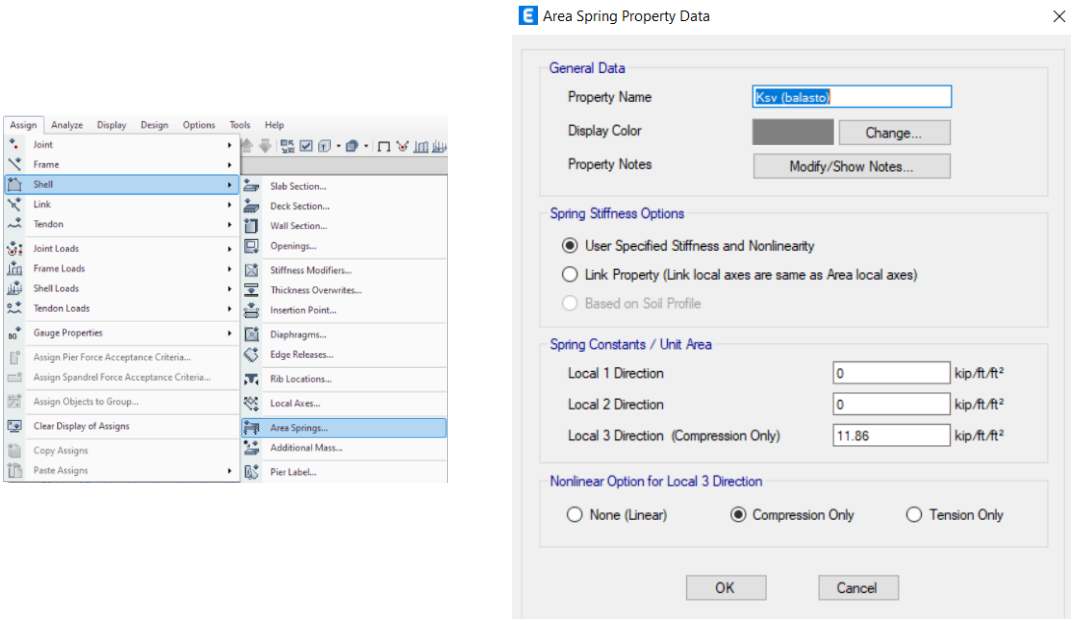
Fuente: Etabs.

5.7 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL CON ISE EN ETABS

Del procedimiento anterior lo único que variara es la asignación de resortes helicoidales en el software Etabs ya que el resto de pasos es como se mostró anteriormente.

Asignación del módulo de balasto en el sótano: Sirve para saber las compresiones del suelo con respecto a la geometría de la losa, para su asignación primero se selecciona la losa de cimentación y luego hay que dirigirse a Shell / Area springs e ingresar su valor a como se muestra en las siguientes imágenes.

Figura 5.17 Asignación del coeficiente de balasto.

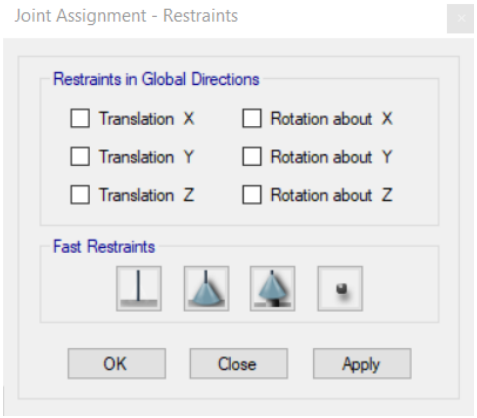


Fuente: Etabs.

Introducción de los valores de los resortes helicoidales

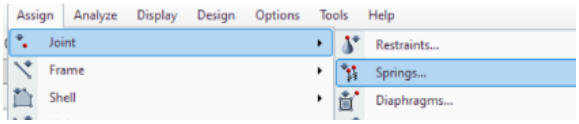
Primero se selecciona los apoyos de cada una de las columnas que llegan a la losa y se procede a eliminar las restricciones.

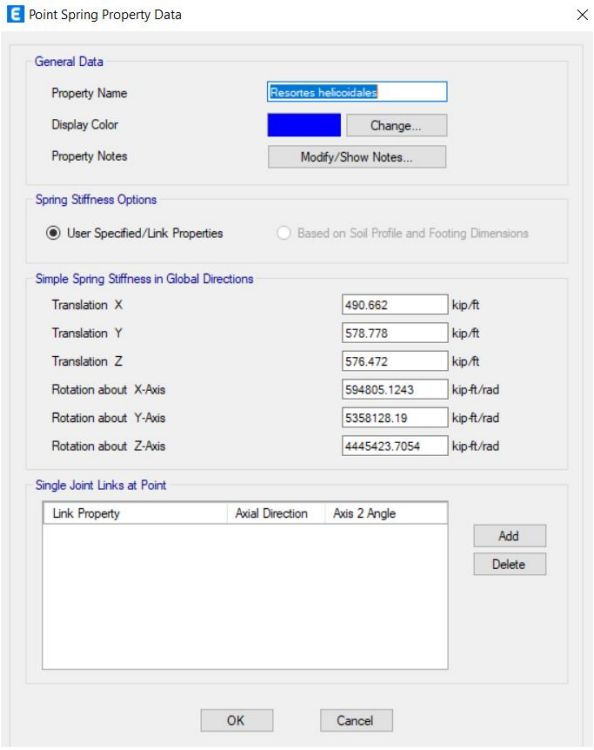
Figura 5.18 Eliminación de las restricciones a la losa de cimentación.



Fuente: Etabs.

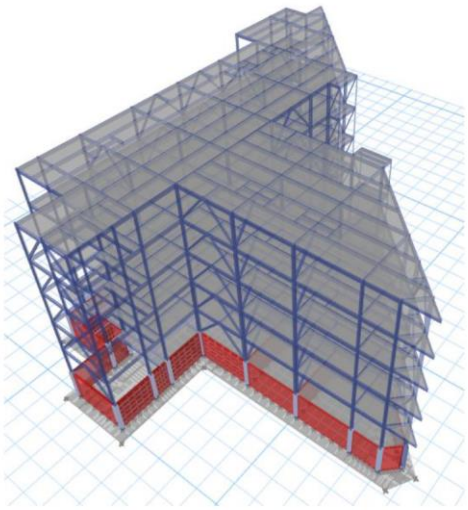
Figura 5.19 Asignación de los valores de resortes helicoidales.

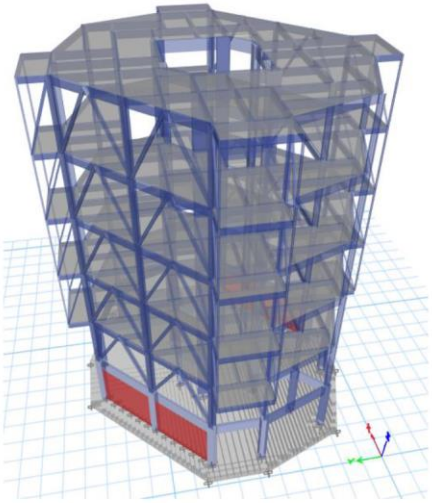




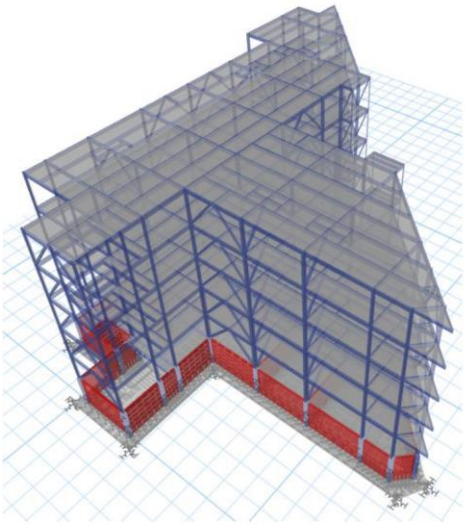
Fuente: Etabs.

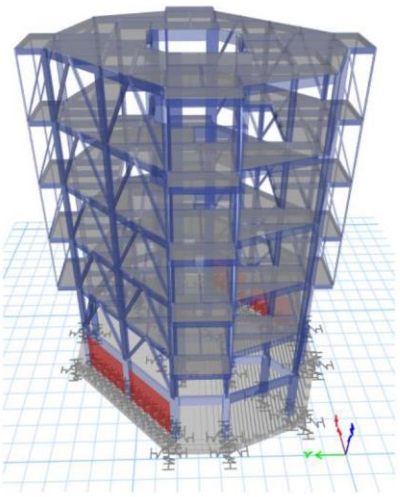
Figura 5.20 Edificio y escalera sin ISE y considerando ISE.





Sin emplear interacción suelo-estructura.





Empleando interacción suelo-estructura.

Fuente: Etabs.

Luego ejecutamos el análisis y obtenemos el PPMM, se obtiene el período fundamental con ISE, esto nos ayudará a obtener el amortiguamiento real de la estructura, también hay que considerar que se debe hacer el escalado espectral una vez que se haya encontrado el espectro con amortiguamiento modificado como se observó en el capítulo 4 con estos valores se hace el corrido en el software.

5.8 REVISIÓN USANDO FNA TIME HISTORY

5.8.1 Participación modal

Para la revisión de resultados se debe de tener en cuenta que se ejecutaron 4 análisis no lineales los cuales fueron 2 con base empotrada y 2 con base flexible y para comparación de resultados se toma los resultados máximos de los 11 movimientos sísmicos, el porcentaje de masas participativas es importante para los cálculos respectivos de amortiguamiento para afectación del espectro que dicta el RNC-07 una vez ya modificado por la interacción cinemática, en dichas tablas se observa de manera significativa como aumenta su periodo fundamental al implementar la interacción suelo-estructura.

Tabla 5.2 Participación modal en el edificio.

EDIFICIO =	Con base empotrada					Con base flexible				
Modo	Periodo (seg)	UX	UY	SumUX	SumUY	Periodo (seg)	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.514	0.421	0.0562	0.421	0.0562	0.683	0.0813	0.5278	0.0813	0.5278
2	0.51	0.0693	0.422	0.4903	0.4782	0.638	0.5555	0.0696	0.6368	0.5974
3	0.433	0.0069	0.0136	0.4972	0.4918	0.509	0.0093	0.0146	0.6462	0.612
4	0.171	0.0971	0.0083	0.5943	0.5001	0.261	0.3321	0.0005	0.9782	0.6125
5	0.164	0.0102	0.1041	0.6044	0.6042	0.247	0.0004	0.358	0.9787	0.9704
6	0.141	0.0003	0.0061	0.6047	0.6103	0.191	0.0001	0.001	0.9787	0.9714
7	0.1	0.0279	0.004	0.6327	0.6143	0.15	0.0189	0.002	0.9976	0.9734
8	0.093	0.0056	0.0329	0.6382	0.6472	0.144	0.001	0.024	0.9986	0.9974
9	0.08	0.0012	0.0034	0.6395	0.6506	0.123	0.00001122	0.0006	0.9986	0.998
10	0.075	0.0101	0.0016	0.6496	0.6522	0.098	0.0009	0.0003	0.9995	0.9983
11	0.068	0.0013	0.013	0.6509	0.6652	0.09	0.0002	0.0011	0.9997	0.9994
12	0.066	0.0081	0.0011	0.659	0.6663	0.078	0.00001952	0.0001	0.9997	0.9995

Fuente: Etabs.

Tabla 5.3 Participación modal en escalera.

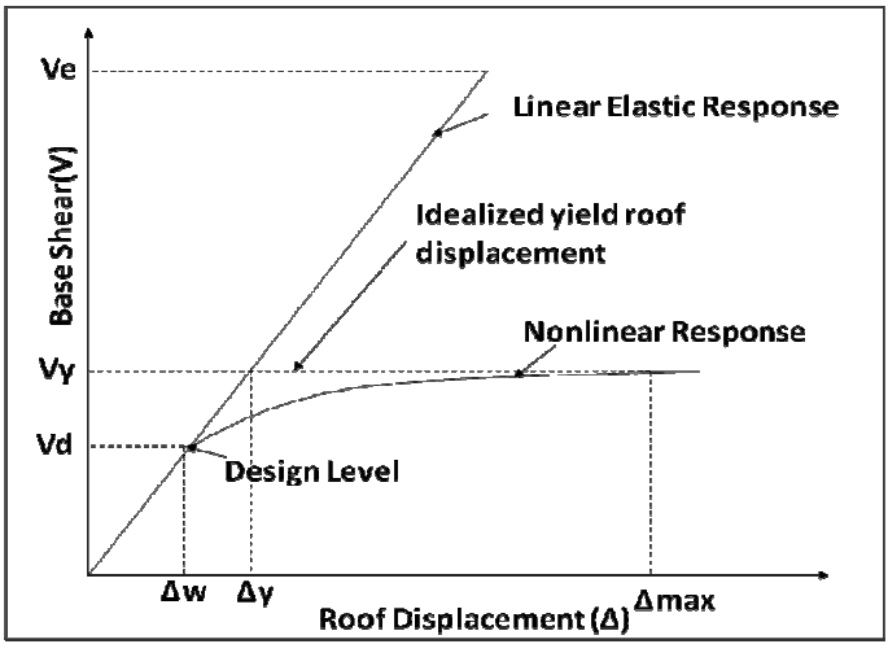
ESCALERA =	Con base empotrada					Con base flexible				
Modo	Periodo (seg)	UX	UY	SumUX	SumUY	Periodo (seg)	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1.506	0.2948	0.2945	0.2948	0.2945	1.52	0.2803	0.2801	0.2803	0.2801
2	0.433	0.0512	0.0526	0.346	0.3471	0.503	0.283	0.2843	0.5633	0.5644
3	0.389	0.2708	0.2698	0.6168	0.6169	0.467	0.0003	0.0003	0.5636	0.5647
4	0.366	0.002	0.002	0.6188	0.6189	0.436	0.0518	0.0506	0.6154	0.6153
5	0.207	0.0128	0.0127	0.6315	0.6316	0.207	0.014	0.0139	0.6294	0.6292
6	0.128	0.0069	0.0085	0.6384	0.64	0.13	0.0727	0.0775	0.7021	0.7067
7	0.122	0.0537	0.0528	0.6921	0.6928	0.129	0.0135	0.0088	0.7156	0.7155
8	0.118	0.011	0.0105	0.7031	0.7033	0.124	0.0087	0.0076	0.7243	0.7231
9	0.108	4.9E-05	0.0001	0.7032	0.7034	0.109	0.0002	0.0001	0.7245	0.7232
10	0.107	1.7E-05	1E-05	0.7032	0.7034	0.107	4.2E-05	1E-05	0.7245	0.7232
11	0.103	0.0008	0.0016	0.704	0.7051	0.104	0.0015	0.0029	0.7261	0.7261
12	0.101	0.0001	1.3E-05	0.7041	0.7051	0.101	0.0001	2E-05	0.7262	0.7262

Fuente: Etabs.

5.8.2 Factor R

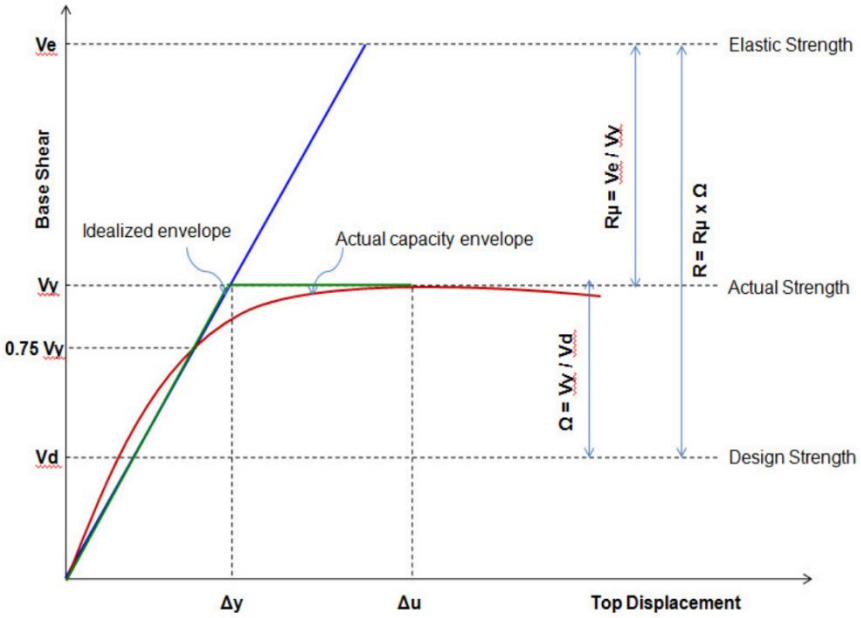
Para la ingeniería sísmica el objetivo es tener el control del tipo, localización y extensión de los daños. Debido al consumo computacional que requieren el tomar en cuenta la respuesta inelásticos de los miembros resistentes a fuerzas laterales se emplean el coeficiente de modificación de respuesta R para reducir las cargas a cortes y aumentar (arto. 34 RNC-07) sus deslazamientos para cálculo de derivas en estado límite de colapso ($\Delta * R$) para tratar de llegar a una respuesta inelástica de los miembros. Como se muestra en la figura 5.3 y 5.4 existe un Cortante elástico (Ve) que lleva la estructura más allá de su rango lineal produciendo daños en la estructura, un cortante de diseño (Vd) que mantiene la estructura en su rango lineal y un desplazamiento reducido sin dar certeza de la localización, tipo o extensión de los daños producidos por cargas laterales. El concepto de factor de R se interpreta más a fondo como “ factor con el propósito de incluir tanto la amortiguación y ductilidad propia en un sistema estructural en los desplazamientos suficientemente incrementados para acercarse al desplazamiento máximo producido por el sistema sometido a cargas laterales.” (Safar, 2009).

Figura 5.21 Respuesta a fuerzas en análisis elásticos e inelásticos.



Fuente: (Safar, 2009).

Figura 5.22 Factor R.



Fuente: (Safar, 2009).

5.8.3 Resultado de cortantes por FNA

En las siguientes tablas se mostrarán los cortantes máximos de los 11 movimientos sísmicos seleccionados, el ASCE/SEI 7-16 explica de la respuesta combinada de las fuerzas de diseño en su sección 12.9.2.6 el cual dicta que las cantidades de respuesta de fuerza de diseño se tomarán como la envolvente de las cantidades de respuesta de fuerza combinadas calculadas en ambas direcciones ortogonales y para todos los movimientos del suelo considerado.

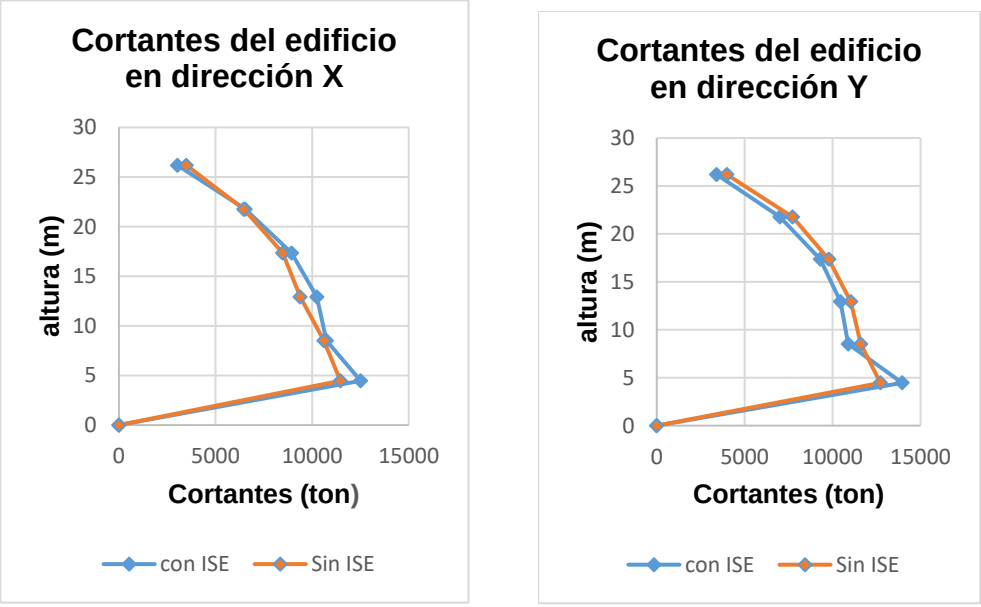
Por tanto, las tablas comparativas para las estructuras con base flexible y rígida se presentan a continuación.

Tabla 5.4 Cortantes máximos no lineales en el edificio.

Nivel	Elevación (m)	SIN INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA		CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA	
		X-Dir (Ton)	Y-Dir (Ton)	X-Dir (Ton)	Y-Dir (Ton)
Techo	26.19	3488.463	3988.6985	3025.9255	3404.0034
Piso 5	21.77	6457.6011	7721.3915	6531.9669	7003.0267
Piso 4	17.35	8472.9823	9787.3679	8935.28	9303.9692
Piso 3	12.93	9377.9768	11037.3428	10241.849	10447.1843
Piso 2	8.51	10607.6517	11602.6972	10740.28	10889.6607
Piso 1	4.46	11461.1277	12718.6241	12507.296	13959.1442
Sótano	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.23 Cortantes del edificio.



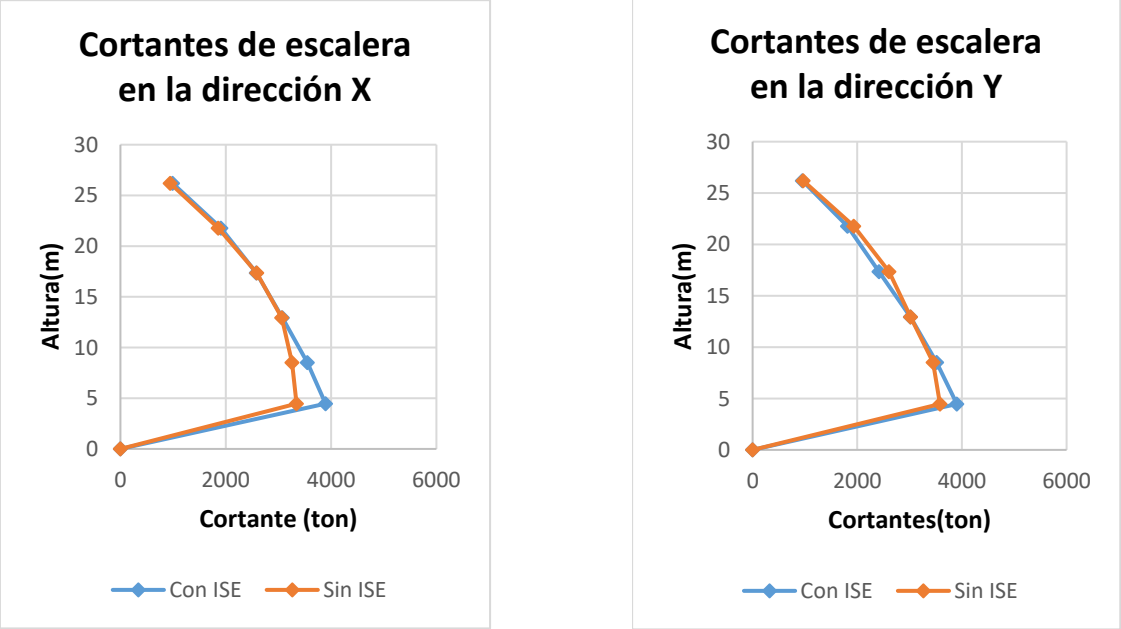
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.5 Cortantes máximos no lineales en la escalera

Nivel	Elevación (m)	SIN INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA		CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	
		X-Dir (Ton)	Y-Dir (Ton)	X-Dir (Ton)	Y-Dir (Ton)
Techo	26.19	946.1092	967.6289	992.0453	951.642
Piso 5	21.77	1856.7055	1933.582	1909.053	1812.0803
Piso 4	17.35	2587.6326	2606.0448	2580.402	2415.442
Piso 3	12.93	3064.6343	3019.7152	3076.261	3016.2562
Piso 2	8.51	3258.3693	3448.4377	3550.456	3516.6997
Piso 1	4.46	3343.7162	3580.228	3894.81	3903.4288
Sótano	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.24 Cortantes de la escalera



Fuente: Elaboración propia.

Los cortante mostrados en las Tablas 5.4 y 5.5 no se pueden comparar con los calculados por métodos lineales, sino más bien tiene que ser reducidos a como lo propone la Figura 5.4 en donde el cortante de diseño que se calcula en los métodos lineales será una aproximación del cortante estático dividido por el factor R. En la Tabla 5.6 se puede apreciar la diferencia que existe entre cortantes de diseño por métodos lineales dinámicos, así también por métodos no lineales (FNA – Time History).

Al hacer las comparaciones nos damos cuenta que tan preciso son los análisis lineales en comparación a respuestas más reales con la implementación de análisis dinámicos no lineal.

Tabla 5.6 Comparación de cortantes de diseño en edificio

Nivel	Elevación (m)	SIN INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA				CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA			
		V.D.DISEÑO		Ve/R		V.D.DISEÑO		Ve/R	
		X-Dir (Ton)	Y-Dir (Ton)	X-Dir (Ton)	Y-Dir (Ton)	X-Dir (Ton)	Y-Dir (Ton)	X-Dir (Ton)	Y-Dir (Ton)
Techo	26.19	425.772	426.227	581.411	664.783	450.453	434.878	504.321	567.334
Piso 5	21.77	879.407	870.983	1076.267	1286.899	957.986	904.934	1088.661	1167.171
Piso 4	17.35	1203.567	1184.603	1412.164	1631.228	1317.077	1225.665	1489.213	1550.662
Piso 3	12.93	1426.029	1399.947	1562.996	1839.557	1570.089	1453.943	1706.975	1741.197
Piso 2	8.51	1548.574	1519.166	1767.942	1933.783	1750.236	1624.424	1790.047	1814.943
Piso 1	4.46	1591.082	1564.124	1910.188	2119.771	1954.580	1829.526	2084.549	2326.524
Sótano	0.00	0.0000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.7 Comparación de cortantes de diseño en escalera

Nivel	Elevación (m)	SIN INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA				CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA			
		V.D.DISEÑO		Ve/R		V.D.DISEÑO		Ve/R	
		X-Dir (Ton)	Y-Dir (Ton)	X-Dir (Ton)	Y-Dir (Ton)	X-Dir (Ton)	Y-Dir (Ton)	X-Dir (Ton)	Y-Dir (Ton)
Techo	26.19	80.164	80.308	157.685	161.271	83.597	83.500	165.341	158.607
Piso 5	21.77	156.870	157.170	309.451	322.264	161.938	161.854	318.175	302.013
Piso 4	17.35	211.462	211.611	431.272	434.341	218.375	218.288	430.067	402.574
Piso 3	12.93	250.627	250.670	510.772	503.286	260.981	261.080	512.710	502.709
Piso 2	8.51	276.782	276.673	543.062	574.740	292.785	293.048	591.743	586.117
Piso 1	4.46	285.115	285.012	557.286	596.705	305.541	305.914	649.135	650.571
Sótano	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Fuente: Elaboración propia.

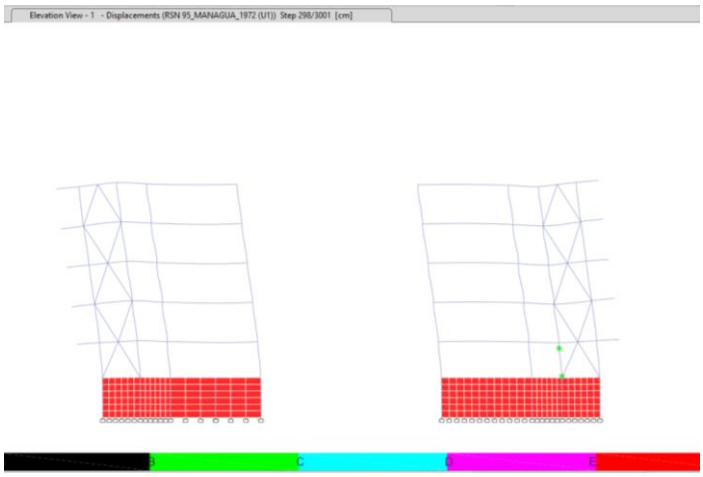
5.9 MECANISMOS DE COLAPSO

Como se discutió en la sección 5.5. del presente trabajo, la estructura se ha revisado en sus formas de incursionar en la plasticidad, Las figuras siguientes muestran el cómo desde el momento inicial, con deformaciones debido a cargas gravitacionales llega hasta las máximas deformaciones acumuladas debido a la

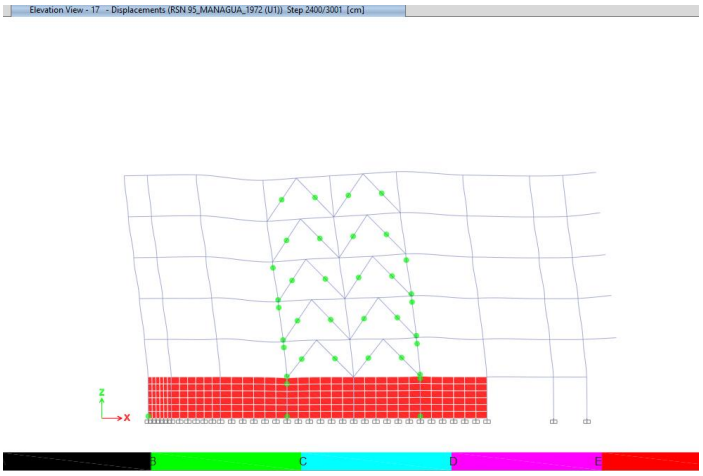
degradación de miembros por plastificación para uno de los registros sísmicos (Managua 1972, U1.

Figura 5.25 Mecanismos de colapso en el edificio sin ISE.

Mecanismo de colapso t=1.49seg



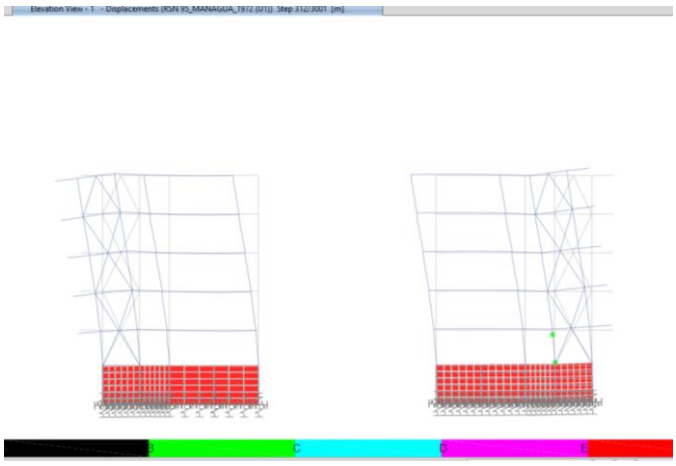
Mecanismo de colapso en t=12seg



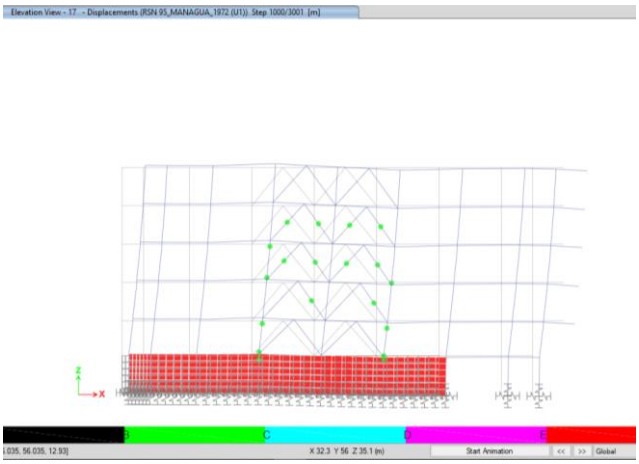
Fuente: Etabs.

Figura 5.26 Mecanismos de colapso en el edificio con ISE.

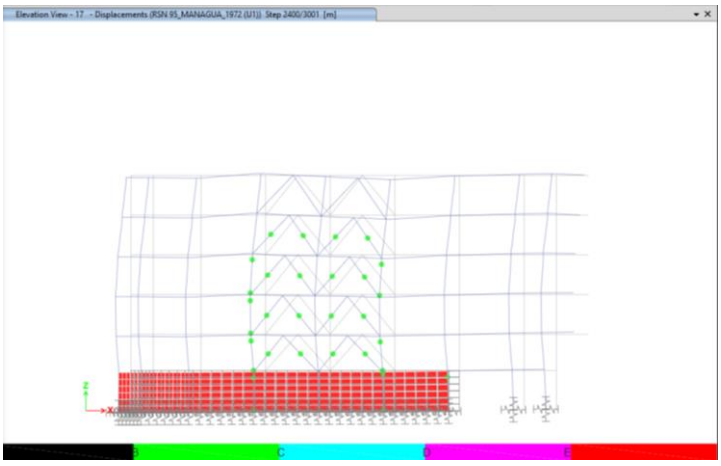
Mecanismo de colapso en t=1.56seg



Mecanismo de colapso en t=5seg



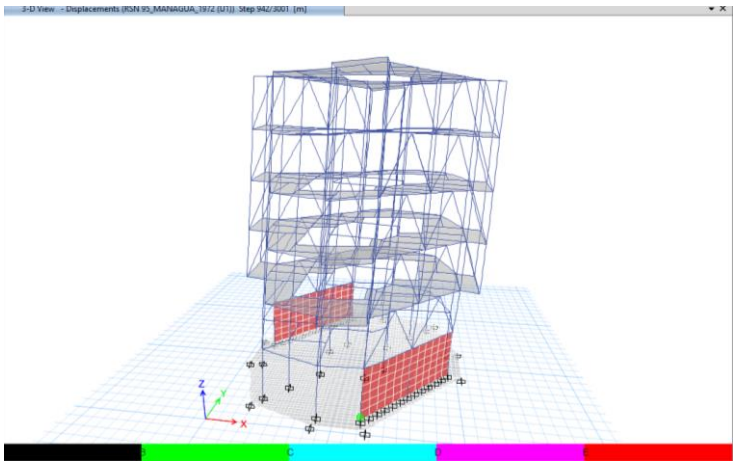
Mecanismo de colapso en t=12seg



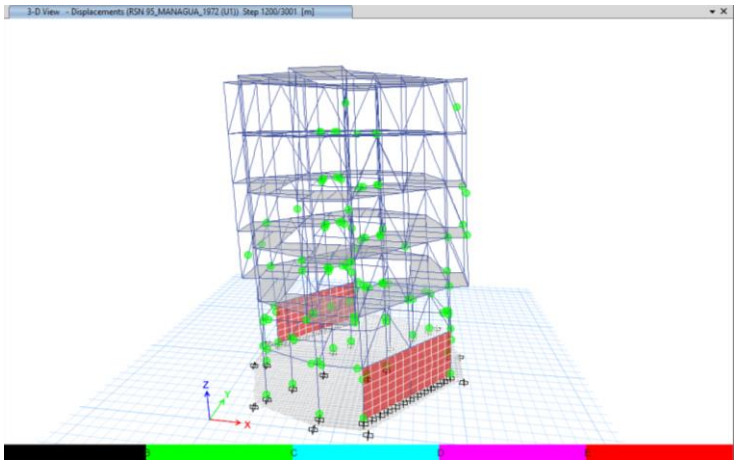
Fuente: Etabs.

Figura 5.27 Mecanismos de colapso en la escalera sin ISE.

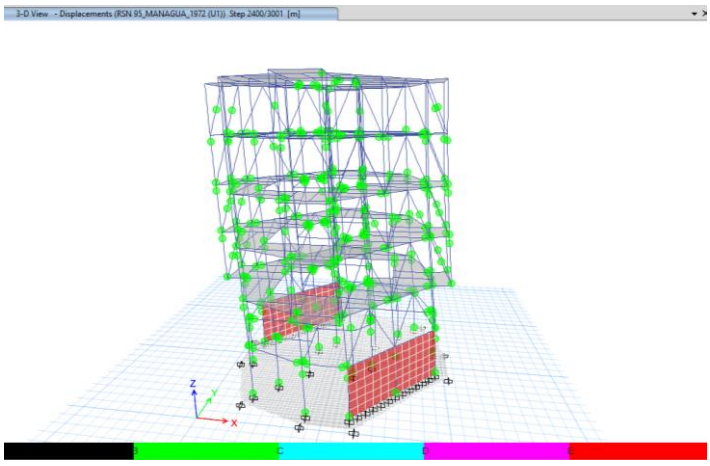
Mecanismo de colapso en t=4.71seg



Mecanismo de colapso en t=6seg



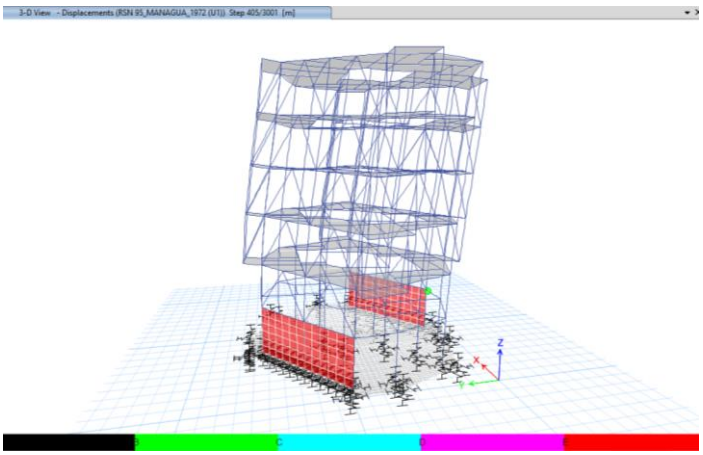
Mecanismo de colapso en t=12seg



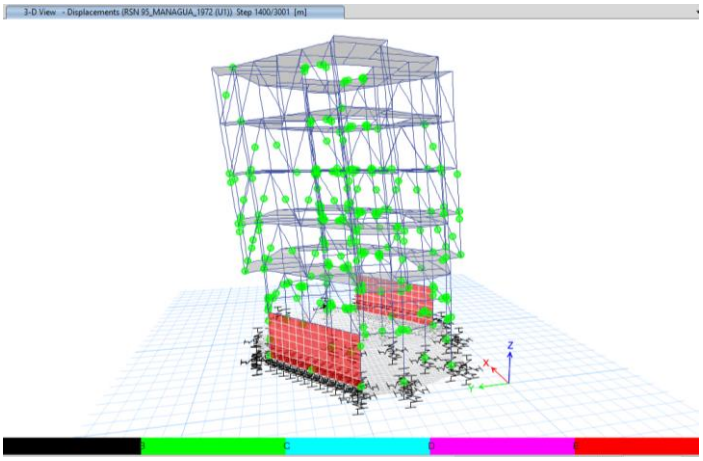
Fuente: Etabs.

Figura 5.28 Mecanismos de colapso en la escalera con ISE.

Mecanismo de colapso en t=2.025seg



Mecanismo de colapso en t=7seg



Fuente: Etabs.

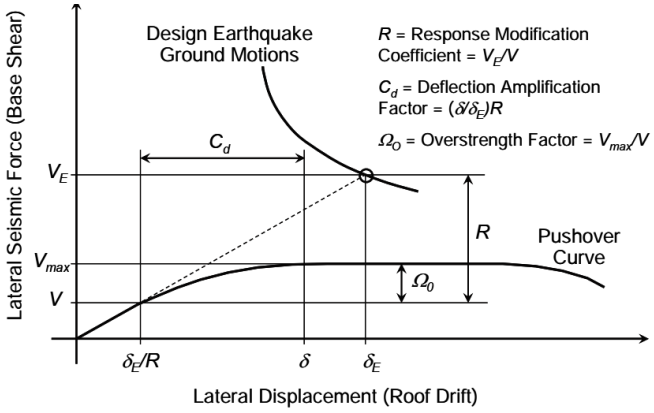
Para las figuras mostradas se observa que se empieza a desplazar la estructura y muestra las primeras rotulas que pasan al estado de B – C donde inicia la no linealidad del material en los elementos, luego se forman estos estados en la rotulas de columnas del primer piso tanto para el edificio como para la escalera y ahí se resalta la similitud con lo propuesto en la figura 5.2. y de ahí no se generan mayor incursión en la zona no lineal de los elementos hasta el final del análisis dando como no linealidad que el análisis tanto con base rígida y flexible se mantiene dentro de un rango aceptable de ocupación inmediata, dando como interpretación que la estructura puede lograr resistir un sismo de magnitud significativa.

5.9.1 Desplazamientos obtenidos con el FNA.

En la sección 5.8.2 se discutió la aplicación del factor de reducción de respuesta R o $(Q * \Omega)$ para el RNC-07, para la amplificación de los desplazamientos reducidos en los métodos lineales, sin embargo, en el ASCE 7-16 existe un factor específico para el aumento de estos desplazamientos para simular los producidos al momento de fluencia del sistema estructural, llamado *factor de amplificación de deflexión* (C_d) dicho valor es visto en la tabla 12.2.1 del mismo estándar, y para dicho sistema equivale a 5.5 sin embargo para la aplicación de dicha comparación se usa el valor R como normalmente lo tomo el RNC07.

En la figura 5.29 muestra la interacción de los factores en la determinación de las derivas y fuerza lateral en las estructuras por medio de una *curva pushover.* Análogamente a las figuras 5.21 y 5.22 de la sección 5.8.2; $\Delta u = \delta$, $\Delta w = \frac{\delta_E}{R}$ y $\Delta \max = \delta_E$. En FEMA P695 explica que el factor C_d representa la respuesta del sistema estructural ante el cortante máximo para el cálculo de la deriva.

Figura 5.29 Factores de Desempeño Sísmicos.



Fuente: (FEMA, 2004b).

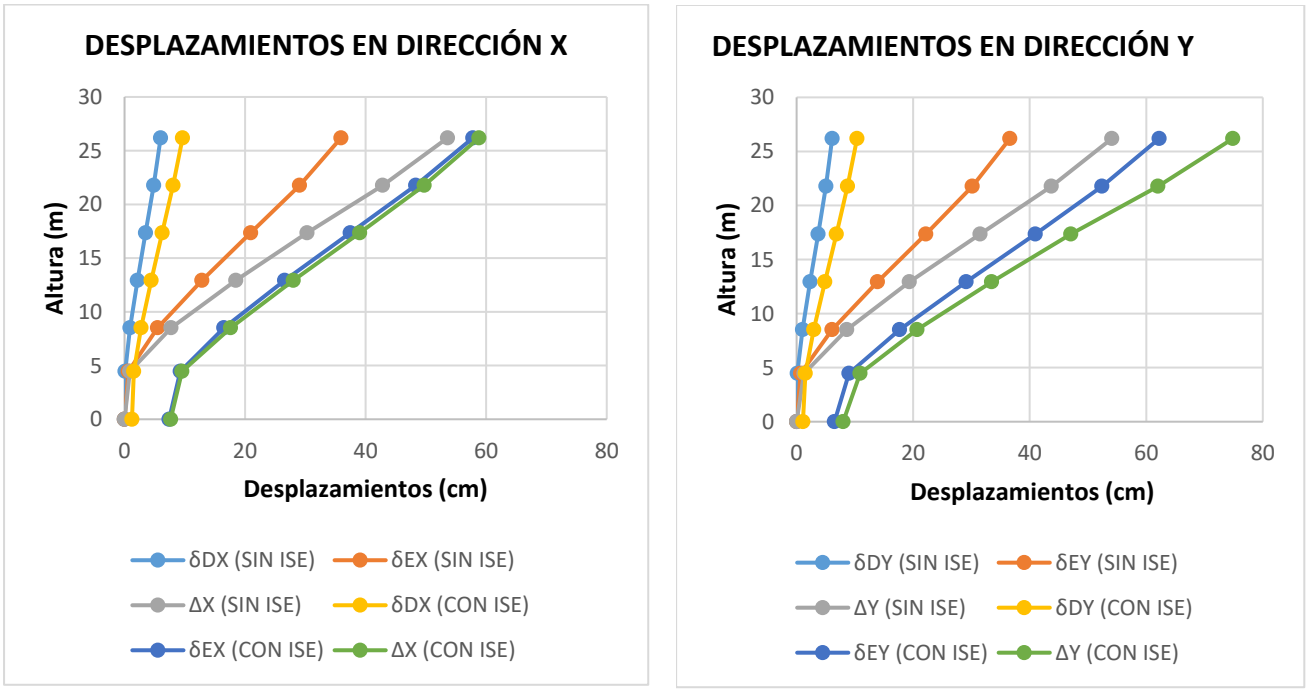
Con el propósito de comparar los desplazamientos resultantes por el método FNA – Time History con los desplazamientos amplificados tomando $C_d = R$ (según RNC en arto. 33, siendo $R = Q * \Omega$) o según ASCE 7-16 $C_d = 5$ para SCBF en tabla 12.2-1 del ASCE 7-16.

Tabla 5.8 Comparación de los desplazamientos en el edificio.

Nivel	Elevación (m)	SIN INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA						CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA					
		Caso lineal				Caso no lineal		Caso lineal				Caso no lineal	
		δ_{DX} (cm)	δ_{EX} (cm)	δ_{DY} (cm)	δ_{EY} (cm)	Δ_X (cm)	Δ_Y (cm)	δ_{DX} (cm)	δ_{EX} (cm)	δ_{DY} (cm)	δ_{EY} (cm)	Δ_X (cm)	Δ_Y (cm)
Techo	26.19	5.986	35.917	6.101	36.607	53.589	54.096	9.634	57.802	10.370	62.217	58.797	74.867
Piso 5	21.77	4.840	29.039	5.025	30.151	42.834	43.715	8.052	48.311	8.733	52.399	49.717	62.014
Piso 4	17.35	3.489	20.933	3.697	22.183	30.289	31.489	6.245	37.469	6.828	40.967	39.034	47.066
Piso 3	12.93	2.141	12.844	2.313	13.880	18.478	19.355	4.430	26.578	4.848	29.087	28.008	33.477
Piso 2	8.51	0.914	5.485	1.016	6.094	7.719	8.612	2.748	16.487	2.946	17.677	17.604	20.679
Piso 1	4.46	0.106	0.637	0.114	0.685	0.871	1.262	1.541	9.245	1.497	8.980	9.532	10.891
Sótano	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.232	7.391	1.083	6.500	7.650	7.984

Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.30 Desplazamientos en el edificio.



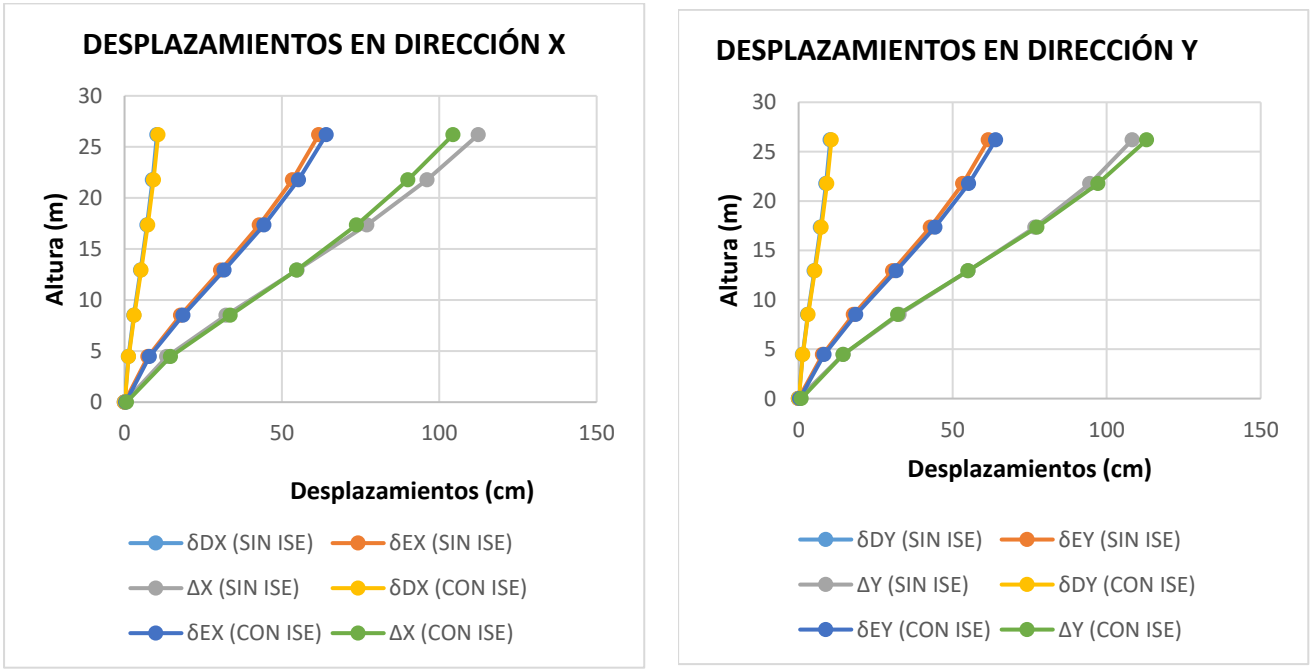
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.9 Comparación de los desplazamientos en la escalera.

Nivel	Elevación (m)	SIN INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA						CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA					
		Caso lineal				Caso no lineal		Caso lineal				Caso no lineal	
		δ_{DX} (cm)	δ_{EX} (cm)	δ_{DY} (cm)	δ_{EY} (cm)	Δ_X (cm)	Δ_Y (cm)	δ_{DX} (cm)	δ_{EX} (cm)	δ_{DY} (cm)	δ_{EY} (cm)	Δ_X (cm)	Δ_Y (cm)
Techo	26.19	10.287	61.720	10.273	61.636	112.390	108.317	10.681	64.088	10.664	63.985	104.402	112.995
Piso 5	21.77	8.893	53.357	8.884	53.301	96.139	94.564	9.215	55.289	9.204	55.223	90.045	97.197
Piso 4	17.35	7.138	42.828	7.132	42.792	77.017	76.721	7.388	44.327	7.382	44.292	73.720	77.424
Piso 3	12.93	5.092	30.554	5.089	30.536	54.825	55.041	5.278	31.670	5.277	31.661	54.673	55.011
Piso 2	8.51	2.969	17.815	2.968	17.807	32.271	32.665	3.099	18.592	3.099	18.596	33.605	32.193
Piso 1	4.46	1.239	7.434	1.302	7.810	13.408	14.467	1.317	7.904	1.385	8.308	14.620	14.470
Sótano	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.064	0.385	0.063	0.376	0.634	0.881

Fuente: Elaboración propia.

Figura 5.31 Desplazamientos en la escalera.



Fuente: Elaboración propia.

5.10 EVALUACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS CON ASCE/SEI 7-16

Para el caso no lineal- los desplazamientos se especifican en sección la 16.4.1.2 de la ASCE/SEI 7-16 y se especifica que los desplazamientos de piso no deben exceder 2 veces el valor establecido en la tabla 12.12-1 del mismo. Por tanto, usando los desplazamientos producidos del análisis no lineal, los resultados de la comparativa se desarrollan a continuación:

Tabla 5.10: Desplazamientos de piso permisibles.

Estructura	Categoría de Riesgo sísmico		
	I y II	III	IV
Estructuras, distintas de las estructuras de mampostería de pared cortante, cuatro pisos o menos por encima de la base, según se define en la Sección 11,2, con paredes interiores, particiones, techos y sistemas de pared exterior que han sido diseñados para acomodar las derivas de piso	$0.025h_{sx}$	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$
Estructura de muros a cortante de mampostería en voladizo	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$	$0.010h_{sx}$
Otras estructuras de muros a cortante de mampostería	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$	$0.007h_{sx}$
Todas las demás estructuras	$0.020h_{sx}$	$0.015h_{sx}$	$0.010h_{sx}$

Fuente: ASCE 7-16, tabla 12.12-1.

Para la evaluación se seleccionó el valor $0.015h_{sx}$ ya que si se hace una revisión a la tabla 1.5-1 del estándar ASCE/SEI 7-16 se obtendrá que la categoría de riesgo de la construcción es tipo IV, si se hace comparación con el RNC-07 se obtendrá particularmente al tipo de estructuras tipo A.

Al desarrollar los desplazamientos máximos serán:

$$\Delta_{max} = 0.015 * 4.42m = 0.0663 \text{ m (para análisis lineal se hace verificación)}$$

Por tanto, para verificación del máximo permitido inelástico en el ASCE/SEI 7-16 se debe de multiplicar por 2.

Donde:

h_{sx}: Altura del entrepiso

Tabla 5.11 Evaluación de los desplazamientos máximos en el edificio del análisis lineal según criterio de ASCE.

		SIN INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA							CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA					
Nivel	h (m)	δ_{DX} (cm)	Δ_X (cm)	Δa (cm)	Evaluación	δ_{DY} (cm)	Δ_Y (cm)	Evaluación	δ_{DX} (cm)	Δ_X (cm)	Evaluación	δ_{DY} (cm)	Δ_Y (cm)	Evaluación
Techo	26.19	5.986	1.146	< 6.63	Cumple	6.10	1.08	Cumple	9.63	1.58	Cumple	10.370	1.636	Cumple
Piso 5	21.77	4.840	1.351	< 6.63	Cumple	5.03	1.33	Cumple	8.05	1.81	Cumple	8.733	1.905	Cumple
Piso 4	17.35	3.489	1.348	< 6.63	Cumple	3.70	1.38	Cumple	6.24	1.82	Cumple	6.828	1.980	Cumple
Piso 3	12.93	2.141	1.227	< 6.63	Cumple	2.31	1.30	Cumple	4.43	1.68	Cumple	4.848	1.902	Cumple
Piso 2	8.51	0.914	0.808	< 6.08	Cumple	1.02	0.90	Cumple	2.75	1.21	Cumple	2.946	1.450	Cumple
Piso 1	4.46	0.106	0.106	< 6.69	Cumple	0.11	0.11	Cumple	1.54	1.54	Cumple	1.497	1.497	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.12 Evaluación de los desplazamientos máximos inelásticos en el edificio según criterio de ASCE.

		SIN INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA							CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA					
Nivel	h (m)	δ_{EX} (cm)	Δ_X (cm)	Δa (cm)	Evaluación	δ_{EY} (cm)	Δ_Y (cm)	Evaluación	δ_{EX} (cm)	Δ_X (cm)	Evaluación	δ_{EY} (cm)	Δ_Y (cm)	Evaluación
Techo	26.19	53.589	10.756	<13.26	Cumple	54.096	10.381	Cumple	58.797	9.080	Cumple	74.867	12.853	Cumple
Piso 5	21.77	42.834	12.545	<13.26	Cumple	43.715	12.226	Cumple	49.717	10.683	Cumple	62.014	14.948	No cumple
Piso 4	17.35	30.289	11.811	<13.26	Cumple	31.489	12.134	Cumple	39.034	11.026	Cumple	47.066	13.589	No cumple
Piso 3	12.93	18.478	10.759	<13.26	Cumple	19.355	10.743	Cumple	28.008	10.404	Cumple	33.477	12.798	Cumple
Piso 2	8.51	7.719	6.848	<12.15	Cumple	8.612	7.350	Cumple	17.604	8.071	Cumple	20.679	9.788	Cumple
Piso 1	4.46	0.871	0.871	<13.38	Cumple	1.262	1.262	Cumple	9.532	9.532	Cumple	10.891	10.891	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.13 Evaluación de los desplazamientos máximos en la escalera del análisis lineal según criterio de ASCE.

		SIN INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA							CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA					
Nivel	h (m)	δ_{DX} (cm)	Δ_X (cm)	Δa (cm)	Evaluación	δ_{DY} (cm)	Δ_Y (cm)	Evaluación	δ_{DX} (cm)	Δ_X (cm)	Evaluación	δ_{DY} (cm)	Δ_Y (cm)	Evaluación
Techo	26.19	10.287	1.394	<6.63	Cumple	10.273	1.389	Cumple	10.681	1.466	Cumple	10.664	1.460	Cumple
Piso 5	21.77	8.893	1.755	<6.63	Cumple	8.884	1.752	Cumple	9.215	1.827	Cumple	9.204	1.822	Cumple
Piso 4	17.35	7.138	2.046	<6.63	Cumple	7.132	2.043	Cumple	7.388	2.109	Cumple	7.382	2.105	Cumple
Piso 3	12.93	5.092	2.123	<6.63	Cumple	5.089	2.121	Cumple	5.278	2.180	Cumple	5.277	2.178	Cumple
Piso 2	8.51	2.969	1.730	<6.075	Cumple	2.968	1.666	Cumple	3.099	1.781	Cumple	3.099	1.715	Cumple
Piso 1	4.46	1.239	1.239	< 6.69	Cumple	1.302	1.302	Cumple	1.317	1.317	Cumple	1.385	1.385	Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5.14 Evaluación de los desplazamientos máximos inelásticos en la escalera según criterio de ASCE.

		SIN INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA							CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA					
Nivel	h (m)	δ_{EX} (cm)	Δ_X (cm)	Δa (cm)	Evaluación	δ_{EY} (cm)	Δ_Y (cm)	Evaluación	δ_{EX} (cm)	Δ_X (cm)	Evaluación	δ_{EY} (cm)	Δ_Y (cm)	Evaluación
Techo	26.19	112.390	16.251	<13.26	No cumple	108.317	13.753	No cumple	104.402	14.357	No cumple	112.995	15.799	No cumple
Piso 5	21.77	96.139	19.122	<13.26	No cumple	94.564	17.843	No cumple	90.045	16.325	No cumple	97.197	19.773	No cumple
Piso 4	17.35	77.017	22.192	<13.26	No cumple	76.721	21.681	No cumple	73.720	19.047	No cumple	77.424	22.413	No cumple
Piso 3	12.93	54.825	22.554	<13.26	No cumple	55.041	22.376	No cumple	54.673	21.068	No cumple	55.011	22.818	No cumple
Piso 2	8.51	32.271	18.863	<12.15	No cumple	32.665	18.198	No cumple	33.605	18.985	No cumple	32.193	17.723	No cumple
Piso 1	4.46	13.408	13.408	<13.38	No cumple	14.467	14.467	No cumple	14.620	14.620	No cumple	14.470	14.470	No cumple

Fuente: Elaboración propia.

5.11 CONDICIÓN DEL ASCE/SEI 41-17 PARA CÁLCULO DE PUNTO DE DESEMPEÑO

En la sección de 7.2.3 de la misma estandarización especifica que para determinar si los modos superiores son significativos, se debe de realizar un análisis modal de respuesta espectral para la estructura usando los suficientes modos de vibración para alcanzar el 90% de la masa participativa y que los efectos del modo superior se consideren significativos si el cortante en cualquier piso resultante del análisis modal considerando modos requeridos para obtener el 90% de participación masiva excede el 130% del cortante de piso correspondiente considerando solo la respuesta del primer modo, partiendo de la condición 2 que me establece el NSP “nonlinear static procedure” en ninguno de los casos el cortante será mayor en 130% que su primer modo con su respectiva masa participativa y los modos no serán significativos ya que la participación de masas que ejercen en sus modos superiores son relativamente pequeños, si fuera una estructura con participación de masas mayores que en su primer modo fundamental la estandarización permite hacer el análisis.

CONCLUSIONES

- Se realizo un análisis estático y dinámico lineal del edificio y escalera los cuales fueron considerados los 5 niveles (sin incluir sótano) dando que la relación de cortante para el edificio no cumple con el 80% del cortante estático y en la escalera si cumplió sin inconvenientes.
- De acuerdo a los resultados de los desplazamientos de la estructura mediante este análisis, se llevó a cabo la revisión de derivas, tanto en estado límite de servicio como en estado límite de colapso, en donde en el primer caso estas no llegaron a cumplirse, ya que las derivas obtenidas excedían en gran medida a la máxima calculada según el reglamento (0.004) y la más cercana a cumplir fue de 0.0038 en el nivel 1 en dirección X para el edificio, todo esto a causa de las grandes solicitaciones laterales debido al grado de importancia de nuestro edificio modelo. Mientras que en el otro caso escalera no cumplió ninguna las derivas de servicio.

- Se implementaron correlaciones para obtener el parámetro de la velocidad de onda de corte en cada estrato según las fórmulas de Ohta y Gotó, ya que no se cuenta con parámetros geofísicos brindados a gran detalle.
- Para llevarse a cabo el análisis dinámico no lineal, específicamente el método FNA, se seleccionaron registros de aceleraciones de sismos descargados del PEER y que para su utilización se tomó en consideración diversos parámetros que se acercan a condiciones típicas de ocurrencia de eventos sísmicos registrados en Managua como lo son los siguientes: magnitud (5.8,6.2) o una V_s de (180m/s-360m/s) y el tipo de falla que afecta la ciudad (strike slip). Donde el comportamiento plástico de los elementos por medio de asignación de rótulas platicas fue satisfactorio, ya que como fue expuesto en el desarrollo de este documento al cargar estos sismos en el programa ETABS y localizar el componente con mayor demanda, estos no llegaron siquiera al punto de desempeño de IO.

- Se uso el espectro de diseño planteado en el RNC-07 para el emparejado espectral y así mismo este afectado por las modificaciones de la aplicación de interacción suelo-estructura, y siguiendo la metodología de sismo considerado máximo que conservadoramente el reglamento lo aborda con el factor de importancia.
- Con los respectivos mecanismos de colapso nos damos cuenta que la estructura al estar sometida a implementación de flexibilidad en la base los elementos tienden a tener mejor capacidad que al considerarse base rígida y esto es mejor apreciable en la estructura del edificio, otra característica es que con la implementación de ISE la presencia de rótulas plásticas tiende a presentarse antes en estructuras flexibles como la escaleras en un tiempo menor que al considerarse una base rígida lo que obliga necesariamente ah establecer un cuidado al momento de diseño.
- Al comparar cortantes con el sismo considerado de 1972 en Nicaragua, el cual no representa las máximas respuesta de los 11 sismos que se seleccionaron se aprecia el gran cambio que se sufre con la implementación de la metodología con interacción suelo-estructura y con este se puede llegar a la conclusión de que la estructura del edificio responde de manera adecuada a este tipo de sismo de 6.2 en la escala de Richter y la escalera solicitan que los cortantes sin ISE son hasta cierto punto conservador.

		SIN INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA		**CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA**		**SIN INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA**		**CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA**	
Nivel	Elevación (m)	Cortantes del análisis no lineal time-history (Edificio)				Cortantes del análisis no lineal time-history (Escalera)			
		X-Dir (Ton)	Y-Dir (Ton)	X-Dir (Ton)	Y-Dir (Ton)	X-Dir (Ton)	Y-Dir (Ton)	X-Dir (Ton)	Y-Dir (Ton)
Techo	26.19	2334.229	2748.899	2102.802	2162.845	733.819	665.875	992.045	830.771
Piso 5	21.77	4544.349	5075.092	4421.868	4092.772	1442.715	1395.587	1909.053	1530.690
Piso 4	17.35	6425.365	7153.020	5906.434	4947.644	1893.675	1957.457	2550.975	2090.948
Piso 3	12.93	8523.236	8662.367	7070.607	5881.003	2076.648	2324.582	2948.373	2511.790
Piso 2	8.51	10011.476	10314.545	7723.910	6705.276	2112.792	2631.106	3177.853	3164.028
Piso 1	4.46	10705.321	11593.576	8447.701	7903.964	2131.611	2718.218	3440.759	3636.064
Sótano	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

- El estándar del ASCE/SEI no establece una condición para la implementación de interacción suelo-estructura sin embargo el FEMA en su nueva actualización

retoma la condición de la NIST,2012 y con dicha condición nos damos cuenta que la estructura de la escalera no requiere la aplicación de esta metodología sin embargo al estar trabajando con el estándar del ASCE se debe de desarrollar dando como resultado que la afectación para su espectro no es significativa como para el edificio por ello es que es necesario evaluar con la condición que publico el FEMA P-2091.

- El suelo es medianamente blando, ya que la velocidad obtenida con la fórmula 4 del reglamento nicaragüense e implementando la correlación antes mencionada se encuentra entre los siguientes rangos 180 $m/s \leq Vs \leq 360\ m/s$, y lo clasifica como Tipo III, de acuerdo al RNC-07.

- Se modelaron las estructuras con método 1 para implementación de ISE según la ASCE/SEI 41-17 obteniéndose valores para modificación en amortiguamiento.

- Se comprobó de que al considerar los efectos de interacción inercial con el análisis time-history no lineal se obtiene un alargamiento del período y con esto, hay una severa modificación de amortiguamiento considerado en la modificación de espectros, según metodología del ASCE/SEI 41-17.

- El amortiguamiento real calculado para el edificio corresponde a un 20% y para la escalera un 5.1%. según metodología del ASCE/SEI 41-17, por tanto, la modificación que se sufre drásticamente en el espectro de diseño es mínima para la escalera y para el edificio es significativa.

- Al desarrollar el análisis no lineal con base empotrada y flexible se logra comparar tanto desplazamientos y cortantes obteniendo incremento con la implementación de ISE.

- En base a los criterios de desplazamientos relativos de piso máximos o drift establecidos en la ASCE 7-16, estos fueron cumplidos de manera solvente tanto en el caso lineal, como en el caso no lineal para el edificio mientras que para la escalera en el caso no lineal no fueron cumplidos.

- Se uso las consideraciones respectivas de la sección 7.3.2 del ASCE/SEI 41-17 para realizar procedimiento en determinación de la de curva de capacidad obteniendo que no es aplicable a nuestra estructura dicho procedimiento.

RECOMENDACIONES

- Nuestro país se encuentra en una zona de alta sismicidad, en la cual se pueden generar excitaciones sísmicas que provoquen grandes demandas de desplazamiento en una estructura que exceda su capacidad elástica por lo que se hace de vital importancia incorporar al RNC-07 los métodos de análisis no lineales ya que estos brindan información del comportamiento de una estructura en un rango inelástico.
- Se recomienda incluir en la normativa de nuestro país los niveles de desempeño esperados según la categoría de riesgo de las edificaciones en el RNC-07, (Grupo A, B, C).
- Es de gran importancia hacer énfasis en la realización de estudios de suelo para conocer las propiedades dinámicas del mismo, la profundidad del agua subterránea y hasta la capacidad de resistencia del suelo, para asegurar una construcción segura, es por ello que también hacemos empeño a la incorporación del procedimiento de cálculo de la interacción suelo-estructura en el RNC-07.

- Es necesario realizar en las edificaciones los estudios correspondientes como la refracción sísmica para obtener las propiedades dinámicas de los suelos existente en el sitio del proyecto, aunque sabemos que esto incurre en costo, pero también que la influencia de la flexibilidad de los suelos, hace aumentos o disminuciones enormemente en la respuesta de las estructuras ante cargas sísmicas, ya sean en un análisis dinámico o uno estático. En este estudio se usaron correlaciones para calcular las propiedades dinámicas del suelo lo que ocasiona cierta incertidumbre por lo que se recomienda la realización de los ensayos correspondientes para la obtención de estos valores.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASCE/SEI 41-13 (2013). Seismic Evaluation and retrofit of existig buildings.

ASCE/SEI 41-17 (2017). Seismic Evaluation and retrofit of existig buildings.

ASCE/SEI 7-16. (2016). Minimun Desings Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. Virginia.

Condori, G. (2014). Comprobación del comportamiento sísmico lineal y no-lineal, el análisis y diseño estructural de un edificio alto, con disipadores de energía e interacción suelo-estructura.

Coyolt Carlos. (2016). Interacción suelo-estructura.

Díaz, F., Espinoza, F., Sánchez, R., Huerta, C., (2012). respuesta dinámica de un edificio considerando el efecto de interacción suelo-estructura, california.

Dr. Tupak Obando. (2009). Investigaciones geotécnicas realizadas en el área de la Ciudad de Managua (Nicaragua).

Escorcia, K., Ochoa, A., (2013). Análisis de respuesta sísmica de sitio y su efecto en el comportamiento dinámico de estructuras en el área urbana de la ciudad de Managua.

FEMA P-2091 (2020). A practical guide to soil-structure interaction.

FEMA P-2139-4 (2020). Short-period building collapse performance and recommendations for improving seismic design.

Gallo Guillermo, López Jackson. (2014). Análisis de vulnerabilidad sísmica del centro histórico de la ciudad de Granada, Nicaragua, utilizando la herramienta de estimación de pérdidas S.E.L.E.N.A.

García Alberto, Ríos Alexander, Zamora Gerzan. (2018). Efectos de interacción dinámica suelo-estructura en un edificio de la ciudad de Managua.

Genie Luis, Guido Duvan, Gómez Sandor. (2021). Diseño basado en el desempeño estructural de un edificio esencial sismo resistente de acero, de ocho niveles emplazado en la ciudad de Managua.

Gonzales, R. (2018). Vulnerabilidad de viviendas en la franja del pacifico de Nicaragua frente a enjambres sísmicos.

INETER. (2000). Microzonificación sísmica de Managua.

Llano, A. (2015). Diseño estructural de una edificación de seis pisos, mediante un análisis lineal controlado por derivas inelásticas y una comprobación con un análisis estático no lineal, aplicando la técnica de Push-Over.

López, C., Molina, O., (2014). Análisis del efecto de interacción suelo-estructura en la evaluación de respuesta sísmica de sitio en la zona urbana de la ciudad de Managua, Nicaragua.

Mejía, N.(2018). Análisis de interacción suelo estructura en conjunto con un análisis pushover en una edificación de 10 pisos en pórticos de concreto.

Mendoza Juan Carlos. (2019). Análisis sísmico de una edificación con sótano, considerando interacción suelo-estructura, empleando los métodos modal espectral y respuesta en el tiempo.

Mendoza, H., Robín, E., (2019). Diseño sísmico basado en el desempeño del nuevo pabellón de aulas de ingeniería civil UNSA.

MTI. (2021). Propuesta sismorresistente para la ciudad de Managua.

NIST GCR 17-917-46v1. Guidelines for Norlinear structural analysis for design of buildings.

NIST GCR 17-917-46v2. Guidelines for Norlinear structural analysis for design of buildings.

Novoa, G., Suarez, J., (2020). Análisis de las derivas inelásticas para marcos dúctiles de concreto reforzado diseñados de acuerdo al ACI 318-14 y evaluados con ASCE/SEI 41-17 y RNC-07.

Wolf John P. “Dynamic Soil-Structure Interaction”. Prentice Hall. 1985

ANEXOS

A) ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO LINEAL.

A.1 CONDICIONES DE REGULARIDAD QUE CUMPLEN EN EL EDIFICIO.

- La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5. **"se cumple esta condición**". Si observamos planos estructurales nos daremos cuenta que la altura total del edificio es de 21.73m y el lado corto del mismo tiene una longitud de 14.40m obteniendo un valor de 1.51, este valor es menor que 2.5, **"por tanto se cumple esta condición".**
- En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente. **"se cumple esta condición"** todos los niveles cuentan con una losa de entrepiso (lámina troquelada) cuyo espesor es de 15cm.
- No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta." ***Se cumple esta condición.*** Como observamos en la siguiente tabla en ninguno de los entrepisos se excede el 20 por ciento en aberturas en la superficie de las losas. Por esta razón esta condición queda satisfecha.

Porcentaje de abertura.

Nivel	Área total (m^2)	Área abertura(m^2)	% abertura
5	1028.5915	87.34890	8.49
4	1028.5915	87.34890	8.49
3	1028.5915	87.34890	8.49
2	1028.5915	87.34890	8.49
1	1013.5897	87.34890	8.62
Sótano	1233.77	14.3990	1.17

- El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso." ***Se cumple esta condición.***
- "Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción." ***Se Cumple esta condición.***
- "Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas." ***Se Cumple esta condición.***
- "La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito." Debido a que todos los pisos tienen las mismas secciones de columna y no varía la altura de entrepiso, todos los entrepisos deben aportar la misma rigidez al corte, **cumple *con esta condición".***
- "La resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito. ***Se cumple esta condición".***
- "En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada" ***Se cumple esta condición.***

Centro de masas y rigideces.

Lx (m)	53.69
Ly (m)	43.2

XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	esx (m)	criterio	esy (m)	criterio
24.744	43.6113	24.2837	44.0268	0.4603	cumple	0.4155	cumple
25.2938	43.252	23.8412	43.37	1.4526	cumple	0.118	cumple
25.2938	43.252	23.373	42.7281	1.9208	cumple	0.5239	cumple
25.2719	43.2695	23.0814	42.1165	2.1905	cumple	1.153	cumple
25.2464	43.2911	22.9733	41.5921	2.2731	cumple	1.699	cumple

Inciso c del RNC-07 “Estructura fuertemente irregular”.

Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple alguna de las condiciones siguientes:

1) La excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

2) La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso excede en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.

Ninguno de los criterios de este inciso se cumple en la estructura, por tanto, no es fuertemente irregular.

Nota: Las condiciones de regularidad que cumplieron en el edificio están ordenada de manera consecutiva con la enumeración correspondiente al artículo 23 del RNC-07, (2,5,6,7,8,9,10,11 y 12), las que no cumplen se localizan en el capítulo correspondiente y son a los incisos 1,3 y 4.

A.2 ASIGNACIÓN DE CARGAS EN ETABS PARA LA ESCALERA.

Carga viva:

$CVR_{pisos\_típicos} = 250\ {}^{kg}/_{m^2}$

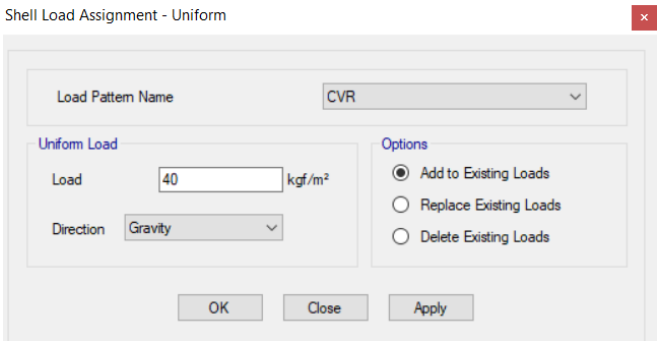
La anterior corresponde para lugares de comunicación para peatones (Pasillos, escaleras, rampas y pasajes de acceso libre al público).

$CVR_{techo} = 40\ {}^{kg}/_{m^2}\ (techos\ con\ pendientes\ menores\ al\ 5\%)$

Aplicación de las cargas en el software Etabs.

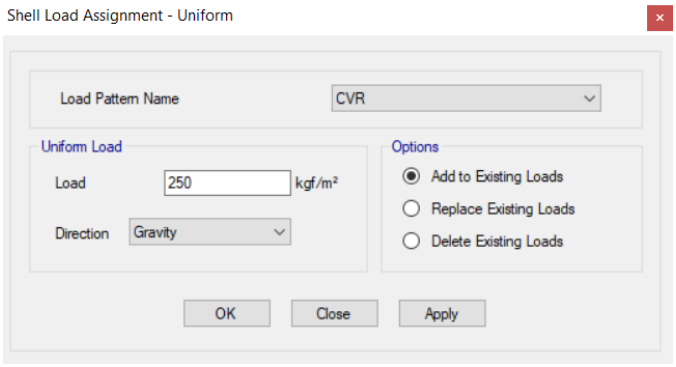
Asignamos primeramente las cargas que van a actuar en el edificio correspondiente a “Techos de losas con pendiente no mayor al 5%”.

Asignación de CVR a techo.



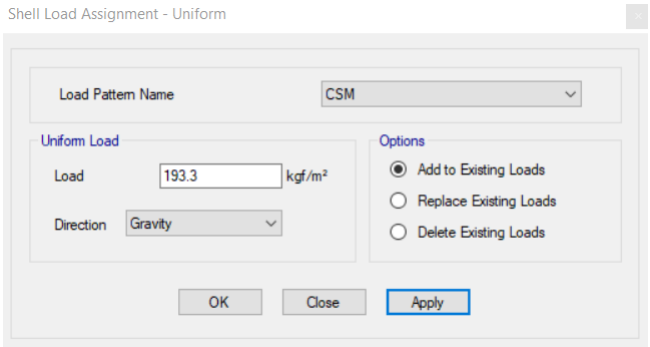
Asignamos las cargas que corresponden a “lugares de comunicación para peatones (Pasillos, escaleras, rampas y pasajes de acceso libre al público)”.

Asignación de CVR para los niveles restantes.

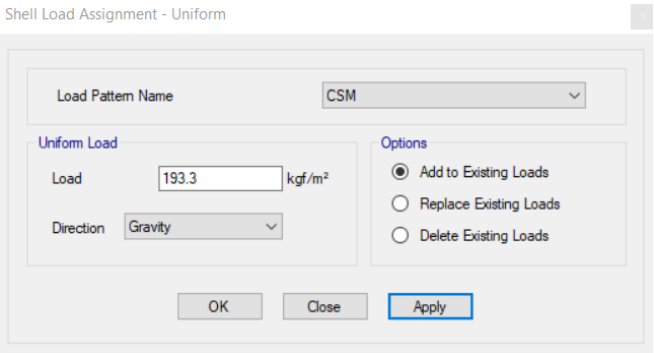


Carga muerta:

Asignación de la CSM en el techo.



Asignación de la CSM en los niveles restantes.



A.3 CONDICIONES DE REGULARIDAD QUE CUMPLEN EN LA ESCALERA.

- En planta no es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales, por tanto **"Si cumple la condición"**.
- La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5. **"se cumple esta condición**". Si observamos planos estructurales nos daremos cuenta que la altura total del edificio es de 24.64 m y el lado corto del mismo tiene una longitud de 20.96 m obteniendo un valor de 1, este valor es menor que 2.5 por tanto **"se cumple esta condición".**
- La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5, si dividimos el lado largo de la planta del edificio que es de 20.96 m entre el lado corto que es 20.96 m obtenemos 1. Este valor no es mayor que 2.5 por tanto **"se cumple esta condición".**
- En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente. En la siguiente tabla se detalla los porcentajes de áreas saliente con respecto al área total de cada entrepiso resultando que para todos los entrepisos los valores resultantes son mayores que el 20%. Por lo tanto, **"se esta condición cumple".**
- En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente. **"se cumple esta condición"** todos los niveles cuentan con una losa de entrepiso (lámina troquelada) cuyo espesor es de 15cm.
- El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso

inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.” ***Se cumple esta condición.***

- “Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.” ***Se Cumple esta condición.***
- “Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones

  sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.” ***Se Cumple esta condición.***
- “La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.” ***Se cumple con esta condición”.***
- “La resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito. ***Se cumple esta condición”.***
- “En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada” ***Se cumple con esta condición.***

Centro de masas y rigideces.

Lx (m)	19.21
Ly (m)	16

XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	esx (m)	criterio	esy (m)	criterio
10.4707	10.4857	10.5706	10.364	0.0999	cumple	0.1217	cumple
10.4776	10.4772	10.6297	10.3283	0.1521	cumple	0.1489	cumple
10.4794	10.4748	10.4788	10.4795	0.0006	cumple	0.0047	cumple
10.4787	10.4774	10.4787	10.482	0	cumple	0.0046	cumple
10.4729	10.4662	10.4788	10.4803	0.0059	cumple	0.0141	cumple

A.4 OBTENCIÓN DE FUERZAS SISMICA EN LA ESCALERA

Fuerzas sísmicas estáticas sin reducir.

Nivel	W_i (Tonf)	h_i (m)	$W_i h_i$	F_s (Tonf)	V_b (Tonf)	M_v (Tonf-m)
5	142.247	4.42	628.732	134.684	134.684	595.304
4	191.400	4.42	845.988	181.224	315.908	801.009
3	191.400	4.42	845.988	181.224	497.132	801.009
2	193.979	4.42	857.387	183.666	680.798	811.803
1	193.883	4.05	785.226	168.208	849.005	681.241
Σ	912.909	-	3,963.320	849.005	-	3,690.366

Posteriormente se toman datos del software Etabs y se encuentran sus respectivos coeficientes sísmicos.

Para el eje X:

Reducción de fuerzas sísmicas.

Nivel	W (Tonf)	F_s (Tonf)	Eje X		
			DX	$W*DX^2$	Fs*DX
			[cm]	[Tonf-cm^2]	[Tonf-cm]
5	142.247	134.684	20.270	58443.115	2729.994
4	191.400	181.224	16.884	54562.284	3059.783
3	191.400	181.224	12.381	29338.592	2243.696
2	193.979	183.666	7.212	10088.301	1324.524
1	193.883	168.208	2.407	1123.663	404.943
Σ	912.909	849.005	0.000	153,555.955	9,762.940

Para el eje Y:

Reducción de fuerzas sísmicas.

Nivel	W (Tonf)	F_s (Tonf)	Eje Y		
			DY	$W*DY^2$	Fs*DY
			[cm]	[Tonf-cm^2]	[Tonf-cm]
5	142.247	134.684	20.001	56902.199	2693.764
4	191.400	181.224	16.627	52911.976	3013.154
3	191.400	181.224	12.346	29171.531	2237.299
2	193.979	183.666	7.199	10051.962	1322.136
1	193.883	168.208	2.403	1119.932	404.270
Σ	912.909	849.005	-	150,157.600	9,670.623

Se encuentran sus respectivos períodos y posteriormente se encuentran sus períodos aproximados.

De acuerdo al inciso B del artículo 32 del RNC-07.

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\sum W_i xi^2}{g\ \sum Fs_i\ x_i}}$$

$$T_x = 2\pi\sqrt{\frac{153{,}555.955\ tonf - cm^2}{981\ {}^{cm}/_{s^2}\ (9{,}762.940\ tonf - cm)}} = 0.796\ s$$

$$T_y = 2\pi\sqrt{\frac{150{,}157.600\ tonf - cm^2}{981\ {}^{cm}/_{s^2}\ (9{,}670.623 tonf - cm)}} = 0.79\ s$$

De acuerdo al artículo 27 del RNC-07 se encuentran sus respectivas aceleraciones.

$$a= \begin{cases} S\left[a_0 + (d - a_0)\dfrac{T}{T_a}\right] \ \ si\ \ T < T_a \\ Sd\ \ si\ \ T_a \le T \le T_b \\ Sd\left(\dfrac{T_b}{T}\right)\ si\ \ T_b \le T \le T_c \\ Sd\left(\dfrac{T_b}{T_c}\right)\left(\dfrac{T_c}{T}\right)^2\ \ si\ \ T > T_c \end{cases}$$

$$ax = 1.894$$

$$ay = 1.91$$

Por tanto, el nuevo coeficiente calculado es:

$$C_x = \frac{1.894}{2.7 \times 2} = 0.351$$

$$C_y = \frac{1.91}{2.7 \times 2} = 0.353$$

A.5 ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL DEL EDIFICIO

El procedimiento de cálculo expuesto corresponde para el análisis en el eje X.

Datos.

Masa de cada nivel.

$$m_1 = 0.806 \frac{Ton * s^2}{cm} \qquad m_4 = 0.789 \frac{Ton * s^2}{cm}$$

$$m_2 = 0.798 \frac{Ton * s^2}{cm} \qquad m_5 = 0.541 \frac{Ton * s^2}{cm}$$

$$m_3 = 0.789 \frac{Ton * s^2}{cm}$$

Rigidez de cada piso.

$$k_1 = 2763.325 \frac{Ton}{cm} \qquad k_4 = 932.308 \frac{Ton}{cm}$$

$$k_2 = 1671.388 \frac{Ton}{cm} \qquad k_5 = 548.382 \frac{Ton}{cm}$$

$$k_3 = 1263.958 \frac{Ton}{cm}$$

1. Matrices generalizadas.

La matriz de masa para la edificación está definida de la siguiente manera:

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_4 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.807 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.798 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.789 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.789 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.541 \end{bmatrix} \frac{Ton * s^2}{cm}$$

Matriz de rígidez.

$$K = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & 0 & 0 \\ 0 & -k_3 & k_3 + k_4 & -k_4 & 0 \\ 0 & 0 & -k_4 & k_4 + k_5 & -k_5 \\ 0 & 0 & 0 & -k_5 & k_5 \end{bmatrix}$$

$$K = \begin{bmatrix} 4{,}434.712 & -1{,}671.388 & 0 & 0 & 0 \\ -1{,}671.388 & 2{,}935.346 & -1{,}263.958 & 0 & 0 \\ 0 & -1{,}263.958 & 2{,}196.266 & -932.308 & 0 \\ 0 & 0 & -932.308 & 1{,}480.690 & -548.382 \\ 0 & 0 & 0 & -548.382 & 548.382 \end{bmatrix} Ton/cm$$

2. Polinomio característico.

Se plantea la ecuación fundamental.

$K - \lambda m = 0$

$$\begin{bmatrix} 4{,}434.712 - 0.806\lambda & -1{,}671.388 & 0 & 0 & 0 \\ -1{,}671.388 & 2{,}935.346 - 0.798\lambda & -1{,}263.958 & 0 & 0 \\ 0 & -1{,}263.958 & 2{,}196.266 - 0.789\lambda & -932.308 & 0 \\ 0 & 0 & -932.308 & 1{,}480.690 - 0.789\lambda & -548.382 \\ 0 & 0 & 0 & -548.382 & 548.382 - 0.541\lambda \end{bmatrix} = 0$$

Nota: Se utilizo el programa Mathcad para resolver el determinante y encontrar el valor de las raíces del polinomio característico, las cuales son los siguientes:

$\lambda_1 = 183.348 \frac{1}{s^2}$

$\lambda_2 = 1{,}082.492 \frac{1}{s^2}$

$\lambda_3 = 2{,}362.131 \frac{1}{s^2}$

$\lambda_4 = 4{,}152.747 \frac{1}{s^2}$

$\lambda_5 = 7{,}074.019 \frac{1}{s^2}$

3.Propiedades dinámicas.

Frecuencia angular.

$\omega_n = \sqrt{\lambda}$

$\omega_{n1} = \sqrt{183.348 \frac{1}{s^2}} = 13.541\ s^{-1}$

$\omega_{n2} = \sqrt{1{,}082.492 \frac{1}{s^2}} = 32.901\ s^{-1}$

$\omega_{n3} = \sqrt{2{,}362.131 \frac{1}{s^2}} = 48.602\ s^{-1}$

$\omega_{n4} = \sqrt{4{,}152.747 \frac{1}{s^2}} = 64.442\ s^{-1}$

$\omega_{n5} = \sqrt{7{,}074.019 \frac{1}{s^2}} = 84.107\ s^{-1}$

Período fundamental.

$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{13.541\ s^{-1}} = 0.464\ s \qquad T_4 = \frac{2\pi}{64.442\ s^{-1}} = 0.098\ s$$

$$T_2 = \frac{2\pi}{32.901\ s^{-1}} = 0.191\ s \qquad T_5 = \frac{2\pi}{84.107\ s^{-1}} = 0.075\ s$$

$$T_3 = \frac{2\pi}{48.602\ s^{-1}} = 0.129\ s$$

Cálculo de la frecuencia.

$$f = \frac{1}{T_n}$$

$$f_1 = \frac{1}{0.464\ s} = 2.155\ hertz \qquad f_4 = \frac{1}{0.098\ s} = 10.256\ hertz$$

$$f_2 = \frac{1}{0.191\ s} = 5.236\ hertz \qquad f_5 = \frac{1}{0.075\ s} = 13.386\ hertz$$

$$f_3 = \frac{1}{0.129\ s} = 7.735\ hertz$$

4.Modos de vibración.

$\left[[K] - \omega_n^2[M]\right] \cdot \{\emptyset_{ij}\} = 0$, donde i es el modo y j el piso

Para el primer modo.

$$\begin{bmatrix} 4{,}434.712 - 0.806\lambda_1 & -1{,}671.388 & 0 & 0 & 0 \\ -1{,}671.388 & 2{,}395.346 - 0.798\lambda_1 & -1{,}263.958 & 0 & 0 \\ 0 & -1{,}263.958 & 2{,}196.266 - 0.789\lambda_1 & -932.308 & 0 \\ 0 & 0 & -932.308 & 1{,}480.690 - 0.789\lambda_1 & -548.382 \\ 0 & 0 & 0 & -548.382 & 548.382 - 0.541\lambda_1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \emptyset_{11} \\ \emptyset_{12} \\ \emptyset_{13} \\ \emptyset_{14} \\ \emptyset_{15} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Recordar que el valor a utilizar es el de $\lambda_1 = 183.348$

Haciendo las operaciones matemáticas nos queda lo siguiente.

4,286.979 Ø11	-1,671.388 Ø12	0 Ø13	0 Ø14	0 Ø15	= 0
-1,671.388 Ø11	2,788.962 Ø12	-1,263.958 Ø13	0 Ø14	0 Ø15	= 0
0 Ø11	-1,263.958 Ø12	2,051.641 Ø13	-932.308 Ø14	0 Ø15	= 0
0 Ø11	0.000 Ø12	-932.308 Ø13	1,336.065 Ø14	-548.382 Ø15	= 0
0 Ø11	0.000 Ø12	0 Ø13	-548.382 Ø14	449.115 Ø15	= 0

Para poder resolver el sistema de ecuaciones anterior, se dará un valor de $\phi_{11} = 1$, debido a que el sistema presenta igual número de ecuaciones y de incógnitas.

Así con la primera ecuación tenemos.

$4286.979\phi_{11} - 1671.388\phi_{12} = 0$

$4286.979(1) - 1671.388\phi_{12} = 0$

$$\phi_{12} = \frac{4286.979}{1671.388} = 2.565$$

De manera similar se va sustituyendo y encontrando las incógnitas en cada una de las ecuaciones restantes, dando como resultados los siguientes valores:

$\phi_{13} = 4.337$

$\phi_{14} = 6.067$

$\phi_{15} = 7.408$

Para el segundo modo.

$$\begin{bmatrix} 4{,}434.712 - 0.806\lambda_2 & -1{,}671.388 & 0 & 0 & 0 \\ -1{,}671.388 & 2{,}395.346 - 0.798\lambda_2 & -1{,}263.958 & 0 & 0 \\ 0 & -1{,}263.958 & 2{,}196.266 - 0.789\lambda_2 & -932.308 & 0 \\ 0 & 0 & -932.308 & 1{,}480.690 - 0.789\lambda_2 & -548.382 \\ 0 & 0 & 0 & -548.382 & 548.382 - 0.541\lambda_2 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \emptyset_{21} \\ \emptyset_{22} \\ \emptyset_{23} \\ \emptyset_{24} \\ \emptyset_{25} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Recordar que el valor a utilizar es el de $\lambda_2 = 1{,}082.492$

Haciendo las operaciones matemáticas nos queda lo siguiente.

3,562.493 Ø21	-1,671.388 Ø22	0.000 Ø23	0.000 Ø24	0.000 Ø25	= 0
-1,671.388 Ø21	2,071.095 Ø22	-1,263.958 Ø23	0.000 Ø24	0.000 Ø25	= 0
0.000 Ø21	-1,263.958 Ø22	1,342.397 Ø23	-932.308 Ø24	0.000 Ø25	= 0
0.000 Ø21	0.000 Ø22	-932.308 Ø23	626.821 Ø24	-548.382 Ø25	= 0
0.000 Ø21	0.000 Ø22	0.000 Ø23	-548.382 Ø24	-37.694 Ø25	= 0

Para poder resolver el sistema de ecuaciones anterior, se dará un valor de $\phi_{21} = 1$, debido a que el sistema presenta igual número de ecuaciones y de incógnitas.

Así con la primera ecuación tenemos.

$3562.493\phi_{21} - 1671.388\phi_{22} = 0$

$3562.493(1) - 1671.388\phi_{22} = 0$ Resolviendo $\phi_{22} = \frac{3562.493}{1671.388}$

De manera similar se va sustituyendo y encontrando las incógnitas en cada una de las ecuaciones restantes, dando como resultados los siguientes valores:

$\phi_{23} = 2.170$

$\phi_{24} = 0.235$

$\phi_{25} = -3.421$

Para el tercer modo.

$$\begin{bmatrix} 4{,}434.712 - 0.806\lambda_3 & -1{,}671.388 & 0 & 0 & 0 \\ -1{,}671.388 & 2{,}395.346 - 0.798\lambda_3 & -1{,}263.958 & 0 & 0 \\ 0 & -1{,}263.958 & 2{,}196.266 - 0.789\lambda_3 & -932.308 & 0 \\ 0 & 0 & -932.308 & 1{,}480.690 - 0.789\lambda_3 & -548.382 \\ 0 & 0 & 0 & -548.382 & 548.382 - 0.541\lambda_3 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \emptyset_{31} \\ \emptyset_{32} \\ \emptyset_{33} \\ \emptyset_{34} \\ \emptyset_{35} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Recordar que el valor a utilizar es el de $\lambda_3 = 2{,}362.131$

Haciendo las operaciones matemáticas nos queda lo siguiente.

2,531.423 Ø31	-1,671.388 Ø32	0.000 Ø33	0.000 Ø34	0.000 Ø35	= 0
-1,671.388 Ø31	1,049.444 Ø32	-1,263.958 Ø33	0.000 Ø34	0.000 Ø35	= 0
0.000 Ø31	-1,263.958 Ø32	333.019 Ø33	-932.308 Ø34	0.000 Ø35	= 0
0.000 Ø31	0.000 Ø32	-932.308 Ø33	-382.557 Ø34	-548.382 Ø35	= 0
0.000 Ø31	0.000 Ø32	0.000 Ø33	-548.382 Ø34	-730.509 Ø35	= 0

Para poder resolver el sistema de ecuaciones anterior, se dará un valor de $\phi_{31} = 1$, debido a que el sistema presenta igual número de ecuaciones y de incógnitas.

Así con la primera ecuación tenemos.

$2531.423\phi_{31} - 1671.388\phi_{32} = 0$

$2531.423(1) - 1671.388\phi_{32} = 0$

$$\phi_{32} = \frac{2531.423}{1671.388} = 1.515$$

De manera similar se va sustituyendo y encontrando las incógnitas en cada una de las ecuaciones restantes, dando como resultados los siguientes valores:

$\phi_{33} = -0.065$

$\phi_{34} = -2.076$

$\phi_{35} = 1.559$

Para el cuarto modo.

$$\begin{bmatrix} 4{,}434.712 - 0.806\lambda_4 & -1{,}671.388 & 0 & 0 & 0 \\ -1{,}671.388 & 2{,}395.346 - 0.798\lambda_4 & -1{,}263.958 & 0 & 0 \\ 0 & -1{,}263.958 & 2{,}196.266 - 0.789\lambda_4 & -932.308 & 0 \\ 0 & 0 & -932.308 & 1{,}480.690 - 0.789\lambda_4 & -548.382 \\ 0 & 0 & 0 & -548.382 & 548.382 - 0.541\lambda_4 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \emptyset_{41} \\ \emptyset_{42} \\ \emptyset_{43} \\ \emptyset_{44} \\ \emptyset_{45} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Recordar que el valor a utilizar es el de $\lambda_4 = 4152.747$

Haciendo las operaciones matemáticas nos queda lo siguiente.

1,088.632 Ø41	-1,671.388 Ø42	0.000 Ø43	0.000 Ø44	0.000 Ø45	= 0
-1,671.388 Ø41	-380.166 Ø42	-1,263.958 Ø43	0.000 Ø44	0.000 Ø45	= 0
0.000 Ø41	-1,263.958 Ø42	-1,079.417 Ø43	-932.308 Ø44	0.000 Ø45	= 0
0.000 Ø41	0.000 Ø42	-932.308 Ø43	-1,794.993 Ø44	-548.382 Ø45	= 0
0.000 Ø41	0.000 Ø42	0.000 Ø43	-548.382 Ø44	-1,699.973 Ø45	= 0

Para poder resolver el sistema de ecuaciones anterior, se dará un valor de $\phi_{41} = 1$, debido a que el sistema presenta igual número de ecuaciones y de incógnitas.

Así con la primera ecuación tenemos.

$$1088.632 - 1671.388\phi_{42} = 0$$

$$1088.632(1) - 1671.388\phi_{42} = 0$$

$$\phi_{42} = \frac{1088.632}{1671.388} = 0.651$$

De manera similar se va sustituyendo y encontrando las incógnitas en cada una de las ecuaciones restantes, dando como resultados los siguientes valores:

$$\phi_{43} = -1.518$$

$$\phi_{44} = 0.875$$

$$\phi_{45} = -0.282$$

Para el quinto modo.

$$\begin{bmatrix} 4{,}434.712 - 0.806\lambda_5 & -1{,}671.388 & 0 & 0 & 0 \\ -1{,}671.388 & 2{,}395.346 - 0.798\lambda_5 & -1{,}263.958 & 0 & 0 \\ 0 & -1{,}263.958 & 2{,}196.266 - 0.789\lambda_5 & -932.308 & 0 \\ 0 & 0 & -932.308 & 1{,}480.690 - 0.789\lambda_5 & -548.382 \\ 0 & 0 & 0 & -548.382 & 548.382 - 0.541\lambda_5 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \emptyset_{51} \\ \emptyset_{52} \\ \emptyset_{53} \\ \emptyset_{54} \\ \emptyset_{55} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Recordar que el valor a utilizar es el de $\lambda_5 = 7{,}074.019$

Haciendo las operaciones matemáticas nos queda lo siguiente.

-1,265.186 Ø51	-1,671.388 Ø52	0.000 Ø53	0.000 Ø54	0.000 Ø55	= 0
-1,671.388 Ø51	-2,712.481 Ø52	-1,263.958 Ø53	0.000 Ø54	0.000 Ø55	= 0
0.000 Ø51	-1,263.958 Ø52	-3,383.713 Ø53	-932.308 Ø54	0.000 Ø55	= 0
0.000 Ø51	0.000 Ø52	-932.308 Ø53	-4,099.289 Ø54	-548.382 Ø55	= 0
0.000 Ø51	0.000 Ø52	0.000 Ø53	-548.382 Ø54	-3,281.591 Ø55	= 0

Para poder resolver el sistema de ecuaciones anterior, se dará un valor de $\phi_{51} = 1$, debido a que el sistema presenta igual número de ecuaciones y de incógnitas.

Así con la primera ecuación tenemos.

$$-1265.186\phi_{51} - 1671.388\phi_{52} = 0$$

$$-1265.186(1) - 1671.388\phi_{52} = 0$$

$$\phi_{52} = \frac{1265.186}{-1671.388} = -0.757$$

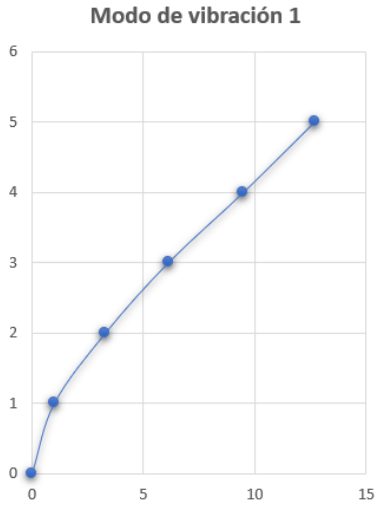
De manera similar se va sustituyendo y encontrando las incógnitas en cada una de las ecuaciones restantes, dando como resultados los siguientes valores:

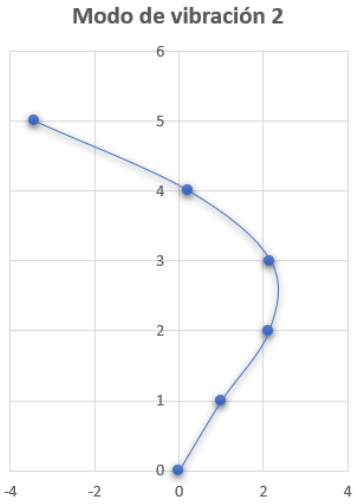
$$\phi_{53} = 0.302$$

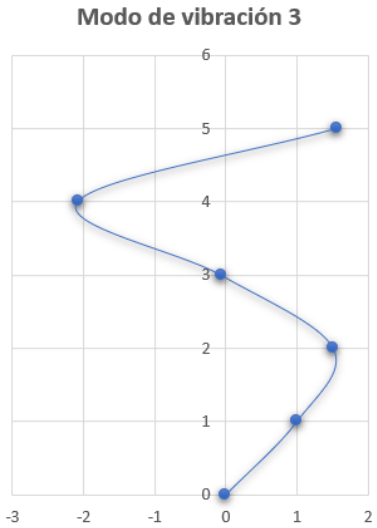
$$\phi_{54} = -0.070$$

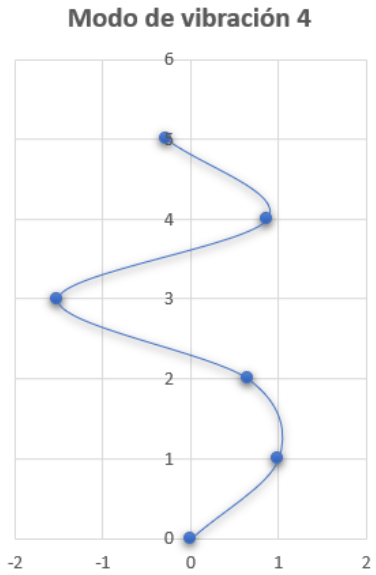
$$\phi_{55} = 0.012$$

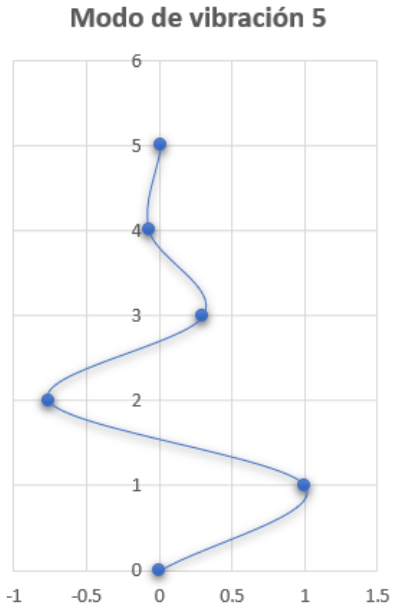
Graficas de los modos de vibración.











5.Ortogonalidad de los modos.

5.1Para masas.

Con el primer y segundo modo, tenemos:

$$\emptyset_j^T M \emptyset_i = 0, \qquad i \neq i, \;\; i = 1 \;;\; j = 2$$

$$\emptyset_2^T M \emptyset_1 = 0$$

$$\emptyset_2^T = \{1 \quad 2.131 \quad 2.170 \quad 0.235 \quad -3.421\}$$

$$M = \begin{bmatrix} 0.806 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.798 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.789 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.789 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.541 \end{bmatrix} \frac{Ton * s^2}{cm}$$

$$\emptyset_1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ 2.565 \\ 4.337 \\ 6.067 \\ 7.408 \end{Bmatrix}$$

$$\emptyset_2^T M \emptyset_1 = 0$$

5.2 Para rígidez.

Con el primer y segundo modo, tenemos:

$$\emptyset_j^T K \emptyset_i = 0, \qquad i \neq i, \;\; i = 1 \;;\; j = 2$$

$$\emptyset_2^T K \emptyset_1 = 0$$

$$\emptyset_2^T = \{1 \quad 2.131 \quad 2.170 \quad 0.235 \quad -3.421\}$$

$$K = \begin{bmatrix} 4{,}434.712 & -1{,}671.388 & 0 & 0 & 0 \\ -1{,}671.388 & 2{,}935.346 & -1{,}263.958 & 0 & 0 \\ 0 & -1{,}263.958 & 2{,}196.266 & -932.308 & 0 \\ 0 & 0 & -932.308 & 1{,}480.690 & -548.382 \\ 0 & 0 & 0 & -548.382 & 548.382 \end{bmatrix} Ton/cm$$

$$\emptyset_1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ 2.565 \\ 4.337 \\ 6.067 \\ 7.408 \end{Bmatrix}$$

$\emptyset_2^T K \emptyset_1 = 0.01$

6.Normalización de los modos.

6.1Para el modo 1

$m_j = \emptyset_i^T M \emptyset_j, \;\; i = i$

$\emptyset_1^T = \{1 \quad 2.565 \quad 4.337 \quad 6.067 \quad 7.408\}$

$$M = \begin{bmatrix} 0.806 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.798 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.789 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.789 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.541 \end{bmatrix} \frac{Ton * s^2}{cm}$$

$$\emptyset_1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ 2.565 \\ 4.337 \\ 6.067 \\ 7.408 \end{Bmatrix}$$

$m_{j1} = 79.647 * Masa\ generalizada\ por\ piso$

De manera similar se realizó para los pisos restantes dando los siguientes resultados:

$m_{j2} = 14.527$

$m_{j3} = 7.357$

$m_{j4} = 3.609$

$m_{j5} = 1.339$

7.Modos de vibración.

$$\phi_{ij} = \frac{\phi'_{ij}}{\sqrt{m_{ij}}}$$

$$\phi_1 = \begin{Bmatrix} 0.112 \\ 0.287 \\ 0.486 \\ 0.680 \\ 0.830 \end{Bmatrix} \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \end{matrix} \qquad \phi_2 = \begin{Bmatrix} 0.262 \\ 0.559 \\ 0.569 \\ 0.062 \\ -0.898 \end{Bmatrix} \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \end{matrix} \qquad \phi_3 = \begin{Bmatrix} 0.369 \\ 0.558 \\ -0.024 \\ -0.766 \\ 0.575 \end{Bmatrix} \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \end{matrix}$$

$$\phi_4 = \begin{Bmatrix} 0.526 \\ 0.343 \\ -0.799 \\ 0.460 \\ -0.149 \end{Bmatrix} \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \end{matrix} \qquad \phi_5 = \begin{Bmatrix} 0.864 \\ -0.654 \\ 0.261 \\ -0.061 \\ 0.010 \end{Bmatrix} \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \end{matrix}$$

8. Factores de participación.

$$P_j = \emptyset_i^T M\{1\} \quad ; \quad P_j = \sum m_i \emptyset_{ij}$$

Cálculo para el primer factor de participación.

$$\emptyset_1^T = \{0.112 \quad 0.287 \quad 0.486 \quad 0.680 \quad 0.830\}$$

$$M = \begin{bmatrix} 0.806 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.798 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.789 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.789 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.541 \end{bmatrix} \frac{Ton * s^2}{cm}$$

$$\{1\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

El factor de participación modal se realiza con ayuda de Excel con la siguiente ecuación:

=MMULT(MMULT($\emptyset_1^T$,M), {1})

$$P_1 = 1.689 \times 100\% = 168.88\%$$

Los cálculos se realizan de manera similar para encontrar los factores de participación restantes a lo cual tenemos como resultados los siguientes valores:

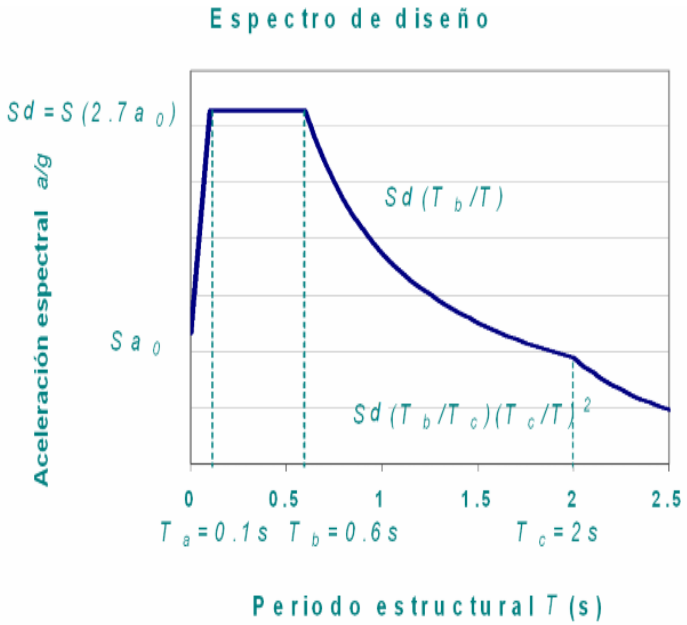
$$P_2 = 0.6698 \times 100\% = 69.98\%$$

$$P_3 = 0.4313 \times 100\% = 43.13\%$$

$$P_4 = 0.3502 \times 100\% = 35.02\%$$

$$P_5 = 0.3376 \times 100\% = 33.76\%$$

9. Tomando el espectro de respuesta del RNC-07.



A continuación, se presentan algunas consideraciones para algunos valores mostrados en la siguiente tabla:

- T_1, T_2, T_3, T_4, T_5 y T_6 fueron los valores de los períodos calculados anteriormente.
- T_a, T_b y T_c fueron sacados del espectro de diseño del RNC-07 que se muestra en la imagen anterior.
- Q, a_0, Ω, F.C irreg, Q' y d, fueron especificados en el análisis estático equivalente.

S	2	[Adim]
a_0	0.31	[Adim]
Q	3	[Adim]
F.C grupo	1.5	
Ω	2	[Adim]
F.C irreg	0.8	
Q'	2.4	[Adim]
d	0.837	
T_a	0.10	[s]
T_b	0.60	[s]
T_c	2.00	[s]
T_1	0.464	[s]
T_2	0.191	[s]
T_3	0.129	[s]
T_4	0.098	[s]
T_5	0.075	[s]
a_1	2.511	[1/g]
a_2	2.511	[1/g]
a_3	2.511	[1/g]
a_4	2.472	[1/g]
a_5	2.111	[1/g]

Para el cálculo de las aceleraciones se procede a ver en que criterio se ubica de acuerdo al artículo 27 del RNC-07.

$$a= \begin{cases} S\left[a_0 + (d - a_0)\dfrac{T}{T_a}\right] \;\; si \;\; T < T_a \\ Sd \;\; si \;\; T_a \leq T \leq T_b \\ Sd\left(\dfrac{T_b}{T}\right) \;\; si \;\; T_b \leq T \leq T_c \\ Sd\left(\dfrac{T_b}{T_c}\right)\left(\dfrac{T_c}{T}\right)^2 \;\; si \;\; T > T_c \end{cases}$$

$T_a < T_1 < T_b$

$a_1 = 2(2.7 \times 0.31) \times 1.5 = 2.511$

$T_a < T_2 < T_b$

$a_2 = 2(2.7 \times 0.31) \times 1.5 = 2.511$

$T_a < T_3 < T_b$

$a_3 = 2(2.7 \times 0.31) \times 1.5 = 2.511$

$T_4 < T_a$

$a_4 = 1.5 \times 2\left[0.31 + \left((2.7 \times 0.31) - 0.31\right)\frac{0.098}{0.1}\right] = 2.472$

$T_5 < T_a$

$a_5 = 1.5 \times 2\left[0.31 + \left((2.7 \times 0.31) - 0.31\right)\frac{0.075}{0.1}\right] = 2.111$

Cálculo de las aceleraciones espectrales.

$A = \frac{a}{\Omega Q'}$

$A_1 = \frac{2.511}{2(2.4)} = 0.523\frac{1}{g}$ $\quad$ $A_4 = \frac{2.472}{2(2.4)} = 0.515\frac{1}{g}$

$A_2 = \frac{2.511}{2(2.4)} = 0.523\frac{1}{g}$ $\quad$ $A_5 = \frac{2.111}{2(2.4)} = 0.440\ 1/g$

$A_3 = \frac{2.511}{2(2.4)} = 0.523\ 1/g$

10.Matriz de aceleración espectral.

$$A = \begin{bmatrix} 0.523 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.523 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.523 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.515 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.440 \end{bmatrix} 1/g$$

11. Desplazamientos.

Para calcular los desplazamientos, asumimos que no incursiona en el rango inelástico.

$$[\mathrm{U}] = [\emptyset] \cdot [\mathrm{P}] \cdot [\mathrm{D}] = [\emptyset] \cdot [\mathrm{P}] \cdot [\mathrm{A}]/[\Omega^2]$$

$$[\phi] = \begin{bmatrix} 0.112 & 0.287 & 0.486 & 0.680 & 0.830 \\ 0.262 & 0.559 & 0.569 & 0.062 & -0.898 \\ 0.369 & 0.558 & -0.024 & -0.766 & 0.575 \\ 0.526 & 0.343 & -0.799 & 0.460 & -0.149 \\ 0.864 & -0.654 & 0.261 & -0.061 & 0.010 \end{bmatrix}$$

$$[P] = \begin{bmatrix} 1.689 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.670 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.431 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.350 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.338 \end{bmatrix}$$

Nota: Para los valores de la aceleración espectral se deben de multiplicar por el valor de la gravedad.

$$[A] = \begin{bmatrix} 513.186 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 513.186 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 513.186 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 505.113 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 431.452 \end{bmatrix}$$

$$\left[\Omega^2\right] = \begin{bmatrix} 183.348 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1082.492 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2262.131 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 4152.747 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 7074.019 \end{bmatrix}$$

El cálculo de la matriz de desplazamientos se realizó de la siguiente manera en Excel.

=MMULT(MMULT(MMULT(ϕ,P),A),MINVERSA(Ω^2)) y los valores son los siguientes:

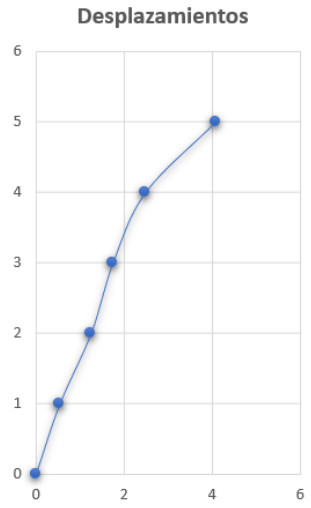
$$[D] = \begin{bmatrix} 0.530 & 0.091 & 0.046 & 0.029 & 0.017 \\ 1.240 & 0.178 & 0.053 & 0.003 & -0.018 \\ 1.743 & 0.177 & -0.002 & -0.033 & 0.012 \\ 2.488 & 0.109 & -0.075 & 0.020 & -0.003 \\ 4.085 & -0.208 & 0.024 & -0.003 & 0.000 \end{bmatrix}$$

El cálculo de desplazamientos se realizó a como se muestra a continuación para el primer desplazamiento:

$$D = \sqrt{(0.530cm)^2 + (0.091cm)^2 + (0.046cm)^2 + (0.029cm)^2 + (0.017cm)^2} = 0.54cm$$

A continuación se presentan los valores de los desplazamientos:

D	0.540	[cm]
	1.254	[cm]
	1.752	[cm]
	2.492	[cm]
	4.090	[cm]



Estos desplazamientos deben ser menores a los tomados con efecto bidireccional ah como se discutió en el capítulo III

A.6 ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL DE LA ESCALERA

El procedimiento de cálculo expuesto corresponde para el análisis en el eje Y.

Datos.

Masa de cada nivel.

$$m_1 = 0.198\frac{Ton * s^2}{cm}$$

$$m_2 = 0.198\frac{Ton * s^2}{cm}$$

$$m_3 = 0.195\frac{Ton * s^2}{cm}$$

$$m_4 = 0.195\frac{Ton * s^2}{cm}$$

$$m_5 = 0.145\frac{Ton * s^2}{cm}$$

Rigidez de cada piso.

$k_1 = 277.706\frac{Ton}{cm}$ $\quad$ $k_4 = 84.974\frac{Ton}{cm}$

$k_2 = 126.216\frac{Ton}{cm}$ $\quad$ $k_5 = 53.554\frac{Ton}{cm}$

$k_3 = 100.095\frac{Ton}{cm}$

2. Matrices generalizadas.

La matriz de masa para la edificación está definida de la siguiente manera:

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_4 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.198 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.198 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.195 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.195 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.145 \end{bmatrix} \frac{Ton * s^2}{cm}$$

Matriz de rígidez.

$$\text{K=} \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & 0 & 0 \\ 0 & -k_3 & k_3 + k_4 & -k_4 & 0 \\ 0 & 0 & -k_4 & k_4 + k_5 & -k_5 \\ 0 & 0 & 0 & -k_5 & k_5 \end{bmatrix}$$

$$K = \begin{bmatrix} 403.922 & -126.216 & 0 & 0 & 0 \\ -126.216 & 226.311 & -100.095 & 0 & 0 \\ 0 & -100.095 & 185.069 & -85.974 & 0 \\ 0 & 0 & -84.974 & 138.528 & -53.554 \\ 0 & 0 & 0 & -53.554 & 53.554 \end{bmatrix} Ton/cm$$

2. Polinomio característico.

Se plantea la ecuación fundamental.

$K - \lambda m = 0$

$$\begin{bmatrix} 403.922 - 0.198\lambda & -126.216 & 0 & 0 & 0 \\ -126.216 & 226.311 - 0.198\lambda & -100.095 & 0 & 0 \\ 0 & -100.095 & 185.069 - 0.195\lambda & -84.974 & 0 \\ 0 & 0 & -84.974 & 138.528 - 0.195\lambda & -53.554 \\ 0 & 0 & 0 & -53.554 & 53.554 - 0.145\lambda \end{bmatrix}$$

Nota: Se utilizo el programa Mathcad para resolver el determinante y encontrar el valor de las raíces del polinomio característico, los valores son los siguientes:

$\lambda_1 = 60.883 \frac{1}{s^2}$ $\lambda_4 = 1476.640 \frac{1}{s^2}$

$\lambda_2 = 392.902 \frac{1}{s^2}$ $\lambda_5 = 2419.815 \frac{1}{s^2}$

$\lambda_3 = 865.905 \frac{1}{s^2}$

3.Propiedades dinámicas.

Frecuencia angular.

$\omega_n = \sqrt{\lambda}$

$\omega_{n1} = \sqrt{60.88. \frac{1}{s^2}} = 7.803\ s^{-1}$ $\omega_{n4} = \sqrt{1476.640 \frac{1}{s^2}} = 38.427\ s^{-1}$

$\omega_{n2} = \sqrt{392.902 \frac{1}{s^2}} = 19.822\ s^{-1}$ $\omega_{n5} = \sqrt{2419.815 \frac{1}{s^2}} = 49.192\ s^{-1}$

$\omega_{n3} = \sqrt{865.905 \frac{1}{s^2}} = 29.426\ s^{-1}$

Período fundamental.

$T = \frac{2\pi}{\omega}$

$T_1 = \frac{2\pi}{7.803\ s^{-1}} = 0.805\ s$ $T_4 = \frac{2\pi}{38.427\ s^{-1}} = 0.164\ s$

$T_2 = \frac{2\pi}{19.822\ s^{-1}} = 0.317\ s$ $T_5 = \frac{2\pi}{49.192\ s^{-1}} = 0.128\ s$

$T_3 = \frac{2\pi}{29.426\ s^{-1}} = 0.214\ s$

Cálculo de la frecuencia.

$$f = \frac{1}{T_n}$$

$$f_1 = \frac{1}{0.805\ s} = 1.242\ hertz \qquad f_4 = \frac{1}{0.164\ s} = 6.116\ hertz$$

$$f_2 = \frac{1}{0.317\ s} = 3.155\ hertz \qquad f_5 = \frac{1}{0.128\ s} = 7.829\ hertz$$

$$f_3 = \frac{1}{0.214\ s} = 4.684\ hertz$$

4.Modos de vibración.

$\left[[K] - \omega_n^2[M]\right] \cdot \{\emptyset_{ij}\} = 0$, donde i es el modo y j el piso

Para el primer modo.

$$\begin{bmatrix} 403.922 - 0.168\lambda_1 & -126.216 & 0 & 0 & 0 \\ -126.216 & 226.311 - 0.198\lambda_1 & -100.095 & 0 & 0 \\ 0 & -100.095 & 185.069 - 0.195\lambda_1 & -85.974 & 0 \\ 0 & 0 & -84.974 & 138.528 - 0.195\lambda_1 & -53.554 \\ 0 & 0 & 0 & -53.554 & 53.554 - 0.145\lambda_1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \emptyset_{11} \\ \emptyset_{12} \\ \emptyset_{13} \\ \emptyset_{14} \\ \emptyset_{15} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Recordar que el valor a utilizar es el de $\lambda_1 = 60.883$

Haciendo las operaciones matemáticas nos queda lo siguiente.

$$\begin{bmatrix} 391.889\ \emptyset 11 & -126.216\ \emptyset 12 & 0\ \emptyset 13 & 0\ \emptyset 14 & 0\ \emptyset 15 \\ -126.216\ \emptyset 11 & 214.272\ \emptyset 12 & -100.095\ \emptyset 13 & 0\ \emptyset 14 & 0\ \emptyset 15 \\ 0\ \emptyset 11 & -100.095\ \emptyset 12 & 173.190\ \emptyset 13 & -84.974\ \emptyset 14 & 0\ \emptyset 15 \\ 0\ \emptyset 11 & 0.000\ \emptyset 12 & -84.974\ \emptyset 13 & 126.649\ \emptyset 14 & -53.554\ \emptyset 15 \\ 0\ \emptyset 11 & 0.000\ \emptyset 12 & 0\ \emptyset 13 & -53.554\ \emptyset 14 & 44.725\ \emptyset 15 \end{bmatrix} \begin{matrix} =0 \\ =0 \\ =0 \\ =0 \\ =0 \end{matrix}$$

Para poder resolver el sistema de ecuaciones anterior, se dará un valor de $\phi_{11} = 1$, debido a que el sistema presenta igual número de ecuaciones y de incógnitas.

Así con la primera ecuación tenemos.

$391.889\phi_{11} - 126.216\phi_{12} = 0$

$391.889(1) - 126.216\phi_{12} = 0$ resolviendo $\quad \phi_{12} = \frac{391.889}{126.216} = 3.105$

De manera similar se va sustituyendo y encontrando las incógnitas en cada una de las ecuaciones restantes, dando como resultados los siguientes valores:

$\phi_{13} = 5.386$

$\phi_{14} = 7.319$

$\phi_{15} = 8.764$

Para el segundo modo.

$$\begin{bmatrix} 403.922 - 0.168\lambda_2 & -126.216 & 0 & 0 & 0 \\ -126.216 & 226.311 - 0.198\lambda_2 & -100.095 & 0 & 0 \\ 0 & -100.095 & 185.069 - 0.195\lambda_2 & -85.974 & 0 \\ 0 & 0 & -84.974 & 138.528 - 0.195\lambda_2 & -53.554 \\ 0 & 0 & 0 & -53.554 & 53.554 - 0.145\lambda_2 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \emptyset_{21} \\ \emptyset_{22} \\ \emptyset_{23} \\ \emptyset_{24} \\ \emptyset_{25} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Recordar que el valor a utilizar es el de $\lambda_2 = 392.902$

Haciendo las operaciones matemáticas nos queda lo siguiente.

$$\begin{bmatrix} 326.269\ \emptyset21 & -126.216\ \emptyset22 & 0.000\ \emptyset23 & 0.000\ \emptyset24 & 0.000\ \emptyset25 \\ -126.216\ \emptyset21 & 148.620\ \emptyset22 & -100.095\ \emptyset23 & 0.000\ \emptyset24 & 0.000\ \emptyset25 \\ 0.000\ \emptyset21 & -100.095\ \emptyset22 & 108.411\ \emptyset23 & -84.974\ \emptyset24 & 0.000\ \emptyset25 \\ 0.000\ \emptyset21 & 0.000\ \emptyset22 & -84.974\ \emptyset23 & 61.870\ \emptyset24 & -53.554\ \emptyset25 \\ 0.000\ \emptyset21 & 0.000\ \emptyset22 & 0.000\ \emptyset23 & -53.554\ \emptyset24 & -3.418\ \emptyset25 \end{bmatrix} \begin{matrix} =0 \\ =0 \\ =0 \\ =0 \\ =0 \end{matrix}$$

Para poder resolver el sistema de ecuaciones anterior, se dará un valor de $\phi_{21} = 1$, debido a que el sistema presenta igual número de ecuaciones y de incógnitas.

Así con la primera ecuación tenemos.

$326.269\phi_{21} - 126.216\phi_{22} = 0$

$326.269(1) - 126.216\phi_{22} = 0$

$$\phi_{22} = \frac{326.269}{126.216} = 2.585$$

De manera similar se va sustituyendo y encontrando las incógnitas en cada una de las ecuaciones restantes, dando como resultados los siguientes valores:

$\phi_{23} = 2.577$

$\phi_{24} = 0.243$

$\phi_{25} = -3.809$

Para el tercer modo.

$$\begin{bmatrix} 403.922-0.168\lambda_3 & -126.216 & 0 & 0 & 0 \\ -126.216 & 226.311-0.198\lambda_3 & -100.095 & 0 & 0 \\ 0 & -100.095 & 185.069-0.195\lambda_3 & -85.974 & 0 \\ 0 & 0 & -84.974 & 138.528-0.195\lambda_3 & -53.554 \\ 0 & 0 & 0 & -53.554 & 53.554-0.145\lambda_3 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \emptyset_{31} \\ \emptyset_{32} \\ \emptyset_{33} \\ \emptyset_{34} \\ \emptyset_{35} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Recordar que el valor a utilizar es el de $\lambda_3 = 865.905$

Haciendo las operaciones matemáticas nos queda lo siguiente.

$$\begin{bmatrix} 232.786\ \emptyset31 & -126.216\ \emptyset32 & 0.000\ \emptyset33 & 0.000\ \emptyset34 & 0.000\ \emptyset35 \\ -126.216\ \emptyset31 & 55.090\ \emptyset32 & -100.095\ \emptyset33 & 0.000\ \emptyset34 & 0.000\ \emptyset35 \\ 0.000\ \emptyset31 & -100.095\ \emptyset32 & 16.125\ \emptyset33 & -84.974\ \emptyset34 & 0.000\ \emptyset35 \\ 0.000\ \emptyset31 & 0.000\ \emptyset32 & -84.974\ \emptyset33 & -30.416\ \emptyset34 & -53.554\ \emptyset35 \\ 0.000\ \emptyset31 & 0.000\ \emptyset32 & 0.000\ \emptyset33 & -53.554\ \emptyset34 & -72.004\ \emptyset35 \end{bmatrix} \begin{matrix} =0 \\ =0 \\ =0 \\ =0 \\ =0 \end{matrix}$$

Para poder resolver el sistema de ecuaciones anterior, se dará un valor de $\phi_{31} = 1$, debido a que el sistema presenta igual número de ecuaciones y de incógnitas.

Así con la primera ecuación tenemos.

$$232.786\phi_{31} - 126.216\phi_{32} = 0$$

$$232.786(1) - 126.216\phi_{32} = 0$$

$$\phi_{32} = \frac{232.786}{126.216} = 1.844$$

De manera similar se va sustituyendo y encontrando las incógnitas en cada una de las ecuaciones restantes, dando como resultados los siguientes valores:

$$\phi_{33} = -0.246$$

$$\phi_{34} = -2.219$$

$$\phi_{35} = 1.651$$

Para el cuarto modo.

$$\begin{bmatrix} 403.922-0.168\lambda_4 & -126.216 & 0 & 0 & 0 \\ -126.216 & 226.311-0.198\lambda_4 & -100.095 & 0 & 0 \\ 0 & -100.095 & 185.069-0.195\lambda_4 & -85.974 & 0 \\ 0 & 0 & -84.974 & 138.528-0.195\lambda_4 & -53.554 \\ 0 & 0 & 0 & -53.554 & 53.554-0.145\lambda_4 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \emptyset_{41} \\ \emptyset_{42} \\ \emptyset_{43} \\ \emptyset_{44} \\ \emptyset_{45} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Recordar que el valor a utilizar es el de $\lambda_4 = 1476.640$

Haciendo las operaciones matemáticas nos queda lo siguiente.

$$\begin{bmatrix} 112.081\ Ø41 & -126.216\ Ø42 & 0.000\ Ø43 & 0.000\ Ø44 & 0.000\ Ø45 \\ -126.216\ Ø41 & -65.674\ Ø42 & -100.095\ Ø43 & 0.000\ Ø44 & 0.000\ Ø45 \\ 0.000\ Ø41 & -100.095\ Ø42 & -103.034\ Ø43 & -84.974\ Ø44 & 0.000\ Ø45 \\ 0.000\ Ø41 & 0.000\ Ø42 & -84.974\ Ø43 & -149.575\ Ø44 & -53.554\ Ø45 \\ 0.000\ Ø41 & 0.000\ Ø42 & 0.000\ Ø43 & -53.554\ Ø44 & -160.562\ Ø45 \end{bmatrix} \begin{matrix} =0 \\ =0 \\ =0 \\ =0 \\ =0 \end{matrix}$$

Para poder resolver el sistema de ecuaciones anterior, se dará un valor de $\phi_{41} = 1$, debido a que el sistema presenta igual número de ecuaciones y de incógnitas.

Así con la primera ecuación tenemos.

$$112.081\phi_{41} - 126.216\phi_{42} = 0$$

$$112.081(1) - 126.216\phi_{42} = 0$$

$$\phi_{42} = \frac{112.081}{126.216} = 0.888$$

De manera similar se va sustituyendo y encontrando las incógnitas en cada una de las ecuaciones restantes. dando como resultados los siguientes valores:

$$\phi_{43} = -1.844$$

$$\phi_{44} = 1.189$$

$$\phi_{45} = -0.397$$

Para el quinto modo.

$$\begin{bmatrix} 403.922 - 0.168\lambda_5 & -126.216 & 0 & 0 & 0 \\ -126.216 & 226.311 - 0.198\lambda_5 & -100.095 & 0 & 0 \\ 0 & -100.095 & 185.069 - 0.195\lambda_5 & -85.974 & 0 \\ 0 & 0 & -84.974 & 138.528 - 0.195\lambda_5 & -53.554 \\ 0 & 0 & 0 & -53.554 & 53.554 - 0.145\lambda_5 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} Ø_{51} \\ Ø_{52} \\ Ø_{53} \\ Ø_{54} \\ Ø_{55} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Recordar que el valor a utilizar es el de $\lambda_5 = 2419.815$

Haciendo las operaciones matemáticas nos queda lo siguiente.

$$\begin{bmatrix} -74.326\ Ø51 & -126.216\ Ø52 & 0.000\ Ø53 & 0.000\ Ø54 & 0.000\ Ø55 \\ -126.216\ Ø51 & -252.174\ Ø52 & -100.095\ Ø53 & 0.000\ Ø54 & 0.000\ Ø55 \\ 0.000\ Ø51 & -100.095\ Ø52 & -287.054\ Ø53 & -84.974\ Ø54 & 0.000\ Ø55 \\ 0.000\ Ø51 & 0.000\ Ø52 & -84.974\ Ø53 & -333.595\ Ø54 & -53.554\ Ø55 \\ 0.000\ Ø51 & 0.000\ Ø52 & 0.000\ Ø53 & -53.554\ Ø54 & -297.324\ Ø55 \end{bmatrix} \begin{matrix} =0 \\ =0 \\ =0 \\ =0 \\ =0 \end{matrix}$$

Para poder resolver el sistema de ecuaciones anterior, se dará un valor de $\phi_{51} = 1$, debido a que el sistema presenta igual número de ecuaciones y de incógnitas.

Así con la primera ecuación tenemos.

$$-74.326\phi_{51} - 126.216\phi_{52} = 0$$

$$-74.326(1) - 126.216\phi_{52} = 0$$

$$\phi_{52} = \frac{74.326}{-126.216} = -0.589$$

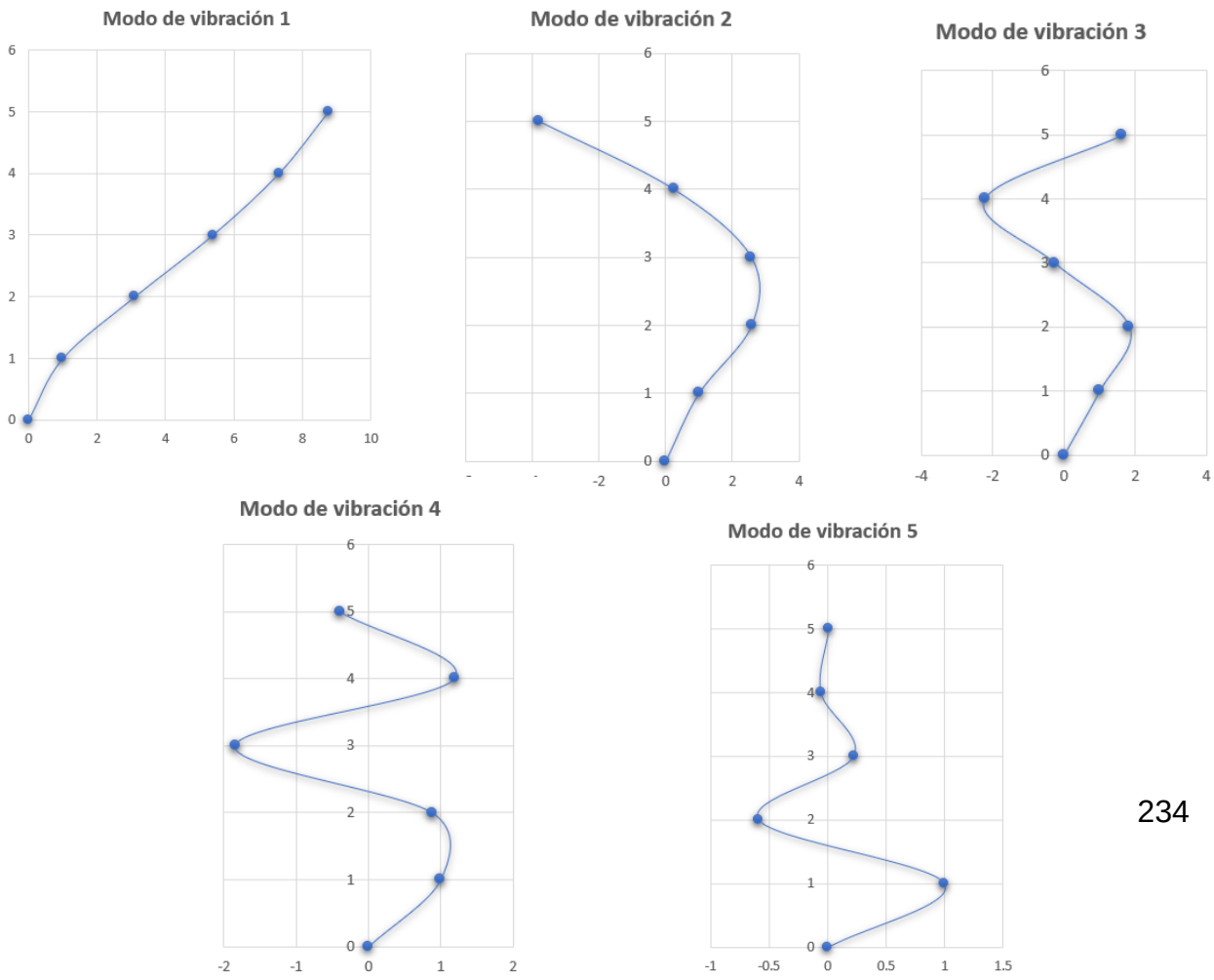
De manera similar se va sustituyendo y encontrando las incógnitas en cada una de las ecuaciones restantes, dando como resultados los siguientes valores:

$$\phi_{53} = 0.223$$

$$\phi_{54} = -0.058$$

$$\phi_{55} = 0.011$$

Graficas de los modos de vibración.



5.Ortogonalidad de los modos.

5.1Para masas.

Con el primer y segundo modo, tenemos:

$$\emptyset_j^T M \emptyset_i = 0, \qquad i \neq i, \;\; i = 1 \;;\; j = 2$$

$$\emptyset_2^T M \emptyset_1 = 0$$

$$\emptyset_2^T = \{1 \quad 2.585 \quad 2.577 \quad 0.243 \quad -3.809\}$$

$$M = \begin{bmatrix} 0.198 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.198 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.195 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.195 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.145 \end{bmatrix} \frac{Ton * s^2}{cm}$$

$$\emptyset_1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ 3.105 \\ 5.386 \\ 7.319 \\ 8.764 \end{Bmatrix}$$

$$\emptyset_2^T M \emptyset_1 = 0$$

5.2 Para rígidez.

Con el primer y segundo modo, tenemos:

$$\emptyset_j^T K \emptyset_i = 0, \qquad i \neq i, \;\; i = 1 \;;\; j = 2$$

$$\emptyset_2^T K \emptyset_1 = 0$$

$$\emptyset_2^T = \{1 \quad 2.585 \quad 2.577 \quad 0.243 \quad -3.809\}$$

$$K = \begin{bmatrix} 403.922 & -126.216 & 0 & 0 & 0 \\ -126.216 & 226.311 & -100.095 & 0 & 0 \\ 0 & -100.095 & 185.069 & -85.974 & 0 \\ 0 & 0 & -84.974 & 138.528 & -53.554 \\ 0 & 0 & 0 & -53.554 & 53.554 \end{bmatrix} Ton/cm$$

$$K = \begin{bmatrix} 403.909 & -126.211 & 0 & 0 & 0 \\ -126.211 & 226.317 & -100.105 & 0 & 0 \\ 0 & -100.105 & 185.179 & -85.074 & 0 \\ 0 & 0 & -85.074 & 138.627 & -53.554 \\ 0 & 0 & 0 & -53.554 & 53.554 \end{bmatrix} Ton/cm$$

$$\emptyset_1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ 3.105 \\ 5.386 \\ 7.319 \\ 8.764 \end{Bmatrix}$$

$$\emptyset_2^T K \emptyset_1 = -0.01$$

6.Normalización de los modos.

6.1Para el modo 1

$$m_j = \emptyset_i^T M \emptyset_j, \;\; i = i$$

$$\emptyset_1^T = \{1 \quad 3.105 \quad 5.386 \quad 7.319 \quad 8.764\}$$

$$M = \begin{bmatrix} 0.198 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.198 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.195 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.195 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.145 \end{bmatrix} \frac{Ton * s^2}{cm}$$

$$\emptyset_1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ 3.105 \\ 5.386 \\ 7.319 \\ 8.764 \end{Bmatrix}$$

$$m_{j1} = 29.354 * Masa\ generalizada\ por\ piso$$

De manera similar se realizó para los pisos restantes dando los siguientes resultados:

$$m_{j2} = 4.930$$

$$m_{j3} = 2.238$$

$$m_{j4} = 1.316$$

$$m_{j5} = 0.277$$

7.Modos de vibración.

$$\phi_{ij} = \frac{\phi'_{ij}}{\sqrt{m_{ij}}}$$

$$\phi_1 = \begin{Bmatrix} 0.185 \\ 0.573 \\ 0.994 \\ 1.351 \\ 1.618 \end{Bmatrix} \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \end{matrix} \qquad \phi_2 = \begin{Bmatrix} 0.450 \\ 1.164 \\ 1.161 \\ 0.109 \\ -1.715 \end{Bmatrix} \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \end{matrix} \qquad \phi_3 = \begin{Bmatrix} 0.668 \\ 1.233 \\ -0.164 \\ -1.483 \\ 1.103 \end{Bmatrix} \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \end{matrix}$$

$$\phi_4 = \begin{Bmatrix} 0.872 \\ 0.774 \\ -1.607 \\ 1.037 \\ -0.346 \end{Bmatrix} \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \end{matrix} \qquad \phi_5 = \begin{Bmatrix} 1.902 \\ -1.120 \\ 0.423 \\ -0.111 \\ 0.020 \end{Bmatrix} \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \end{matrix}$$

8. Factores de participación.

$$P_j = \emptyset_i^T M\{1\} \quad ; \quad P_j = \sum m_i \emptyset_{ij}$$

Cálculo para el primer factor de participación.

$$\emptyset_1^T = \{0.185 \quad 0.573 \quad 0.994 \quad 1.351 \quad 1.618\}$$

$$M = \begin{bmatrix} 0.198 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.198 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.195 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.195 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.145 \end{bmatrix} \frac{Ton * s^2}{cm}$$

$$\{1\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

El factor de participación modal se realiza con ayuda de Excel con la siguiente ecuación:

=MMULT(MMULT($\emptyset_1^T$,M), $\{1\}$)

$$P_1 = 0.842 \times 100\% = 84.19\%$$

Los cálculos se realizan de manera similar para encontrar los factores de participación restantes a lo cual tenemos como resultados los siguientes valores:

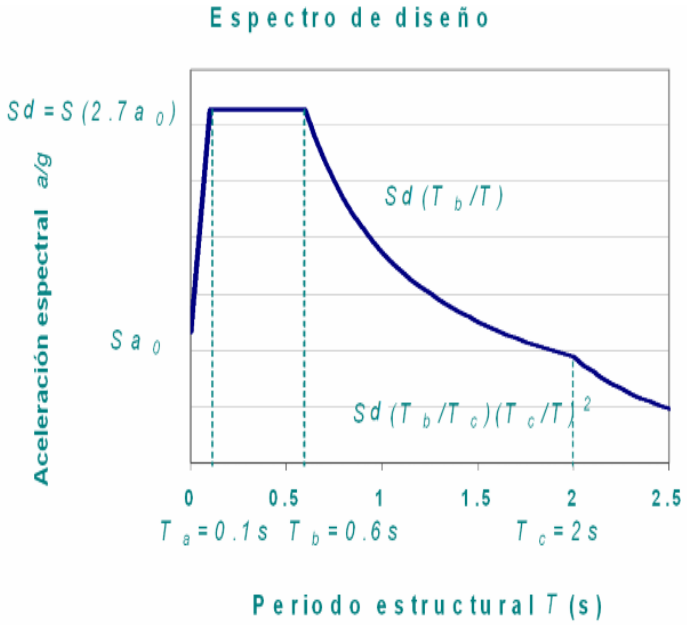
$$P_2 = 0.3183 \times 100\% = 31.83\%$$

$P_3 = 0.2144 \times 100\% = 21.44\%$

$P_4 = 0.164 \times 100\% = 16.40\%$

$P_5 = 0.2182 \times 100\% = 21.82\%$

9. Tomando el espectro de respuesta del RNC-07.



A continuación, se presentan algunas consideraciones para algunos valores mostrados en la siguiente tabla:

- T_1, T_2, T_3, T_4, T_5 y T_6 fueron los valores de los períodos calculados anteriormente.
- T_a, T_b y T_c fueron sacados del espectro de diseño del RNC-07 que se muestra en la imagen anterior.
- Q, a_0, Ω, F.C irreg, Q' y d, fueron especificados en el análisis estático equivalente.

S	2	[Adim]
a_0	0.31	[Adim]
Q	3	[Adim]
F.C grupo	1.5	
Ω	2	[Adim]
F.C irreg	0.9	
Q'	2.7	[Adim]
d	0.837	
T_a	0.10	[s]
T_b	0.60	[s]
T_c	2.00	[s]
T_1	0.805	[s]
T_2	0.317	[s]
T_3	0.214	[s]
T_4	0.164	[s]
T_5	0.128	[s]
a_1	1.871	[1/g]
a_2	2.511	[1/g]
a_3	2.511	[1/g]
a_4	2.511	[1/g]
a_5	2.511	[1/g]

Para el cálculo de las aceleraciones se procede a ver en que criterio cae de acuerdo al artículo 27 del RNC-07.

$$a= \begin{cases} S\left[a_0 + (d - a_0)\dfrac{T}{T_a}\right] \;\; si \;\; T < T_a \\ Sd \;\; si \;\; T_a \leq T \leq T_b \\ Sd\left(\dfrac{T_b}{T}\right) \;\; si \;\; T_b \leq T \leq T_c \\ Sd\left(\dfrac{T_b}{T_c}\right)\left(\dfrac{T_c}{T}\right)^2 \;\; si \;\; T > T_c \end{cases}$$

$T_b < T_1 < T_c$

$a_1 = 2(2.7 \times 0.31)\left(\frac{0.60}{0.805}\right) \times 1.5 = 1.871$

$T_a < T_2 < T_b$

$a_2 = 2(2.7 \times 0.31) \times 1.5 = 2.511$

$T_a < T_3 < T_b$

$a_3 = 2(2.7 \times 0.31) \times 1.5 = 2.511$

$T_a < T_4 < T_b$

$a_4 = 2(2.7 \times 0.31) \times 1.5 = 2.511$

$T_a < T_5 < T_b$

$a_5 = 2(2.7 \times 0.31) \times 1.5 = 2.511$

Cálculo de las aceleraciones espectrales.

$$A = \frac{a}{\Omega Q'}$$

$$A_1 = \frac{1.871}{2(2.7)} = 0.346\frac{1}{g} \qquad A_3 = \frac{2.511}{2(2.7)} = 0.465\ \frac{1}{g}$$

$$A_2 = \frac{2.511}{2(2.7)} = 0.465\frac{1}{g} \qquad A_4 = \frac{2.511}{2(2.7)} = 0.465\ \frac{1}{g}$$

$$A_5 = \frac{2.511}{2(2.7)} = 0.465\ \frac{1}{g}$$

10.Matriz de aceleración espectral.

$$A = \begin{bmatrix} 0.346 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.465 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.465 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.465 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.465 \end{bmatrix} 1/g$$

11. Desplazamientos.

Para calcular los desplazamientos, asumimos que no incursiona en el rango inelástico.

$$[\mathrm{U}] = [\emptyset] \cdot [\mathrm{P}] \cdot [\mathrm{D}] = [\emptyset] \cdot [\mathrm{P}] \cdot [\mathrm{A}]/[\Omega^2]$$

$$[\phi] = \begin{bmatrix} 0.185 & 0.573 & 0.994 & 1.351 & 1.618 \\ 0.450 & 1.164 & 1.161 & 0.119 & -1.715 \\ 0.668 & 1.234 & -0.164 & -1.483 & 1.103 \\ 0.872 & 0.774 & -1.607 & 1.037 & -0.346 \\ 1.902 & -1.120 & 0.423 & -0.111 & 0.020 \end{bmatrix}$$

$$[P] = \begin{bmatrix} 0.842 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.3183 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.2144 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.164 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.2182 \end{bmatrix}$$

Nota: Para los valores de la aceleración espectral se deben de multiplicar por el valor de la gravedad.

$$[A] = \begin{bmatrix} 339.892 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 456.165 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 456.165 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 456.165 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 456.165 \end{bmatrix}$$

$$[\Omega^2] = \begin{bmatrix} 60.883 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 392.902 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 865.905 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1476.640 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2419.815 \end{bmatrix}$$

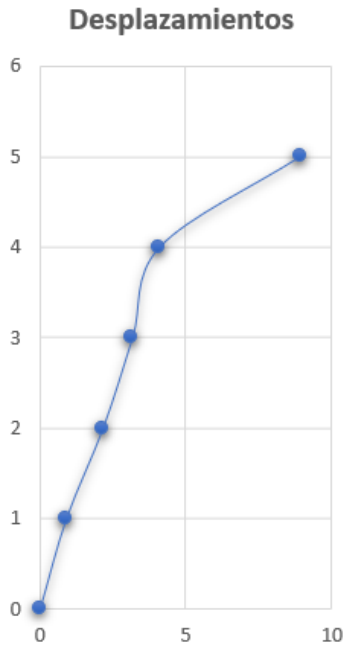
El cálculo de los desplazamientos se realizó de la siguiente manera en Excel.

=MMULT(MMULT(MMULT(ϕ,P),A),MINVERSA(Ω^2)) y los valores son los siguientes:

$$[D] = \begin{bmatrix} 0.868 & 0.212 & 0.112 & 0.068 & 0.067 \\ 2.117 & 0.430 & 0.131 & 0.006 & -0.071 \\ 3.142 & 0.456 & -0.019 & -0.075 & 0.045 \\ 4.098 & 0.286 & -0.182 & 0.053 & -0.014 \\ 8.937 & -0.414 & 0.048 & -0.006 & 0.001 \end{bmatrix}$$

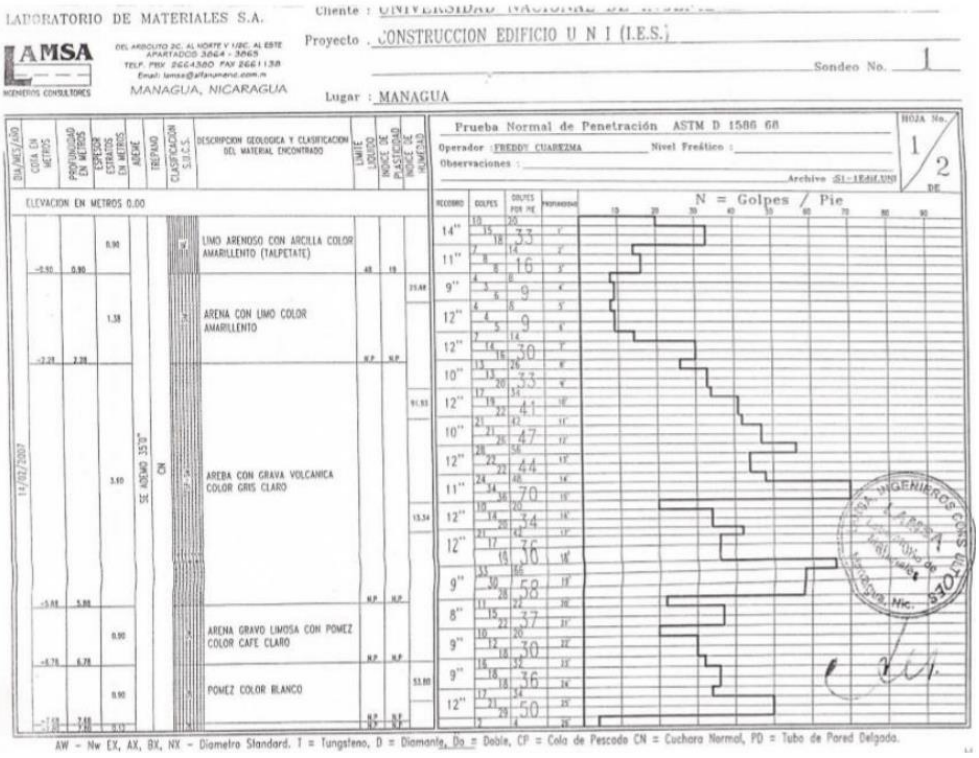
Luego para tener el valor de los desplazamientos lo que se hace es sacar la raíz cuadrada de la suma al cuadrado de los desplazamientos por fila a lo cual nos queda lo siguiente:

D	0.905	[cm]
	2.165	[cm]
	3.176	[cm]
	4.112	[cm]
	8.947	[cm]



B. TABLAS DE LOS SONDEOS REALIZADOS.

B.1 Datos originales.



LABORATORIO DE MATERIALES S.A.

LAMSA INGENIEROS CONSULTORES

DEL ARBOLITO 2C. AL NORTE Y 1/2C. AL ESTE APARTADOS 3664 - 3665 TELF. PBX 2664360 FAX 2661138 Email: lamsa@ellanumero.com.ni

MANAGUA, NICARAGUA

Cliente : UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Proyecto : CONSTRUCCION EDIFICIO U N I (I.E.S.)

Sondeo No. 1

Lugar : MANAGUA

Prueba Normal de Penetración ASTM D 1586 68

Operador : FREDDY CUAREZMA Nivel Freático :

Observaciones :

Archivo : S1-1Edif.UNI

HOJA No. 1 DE 2

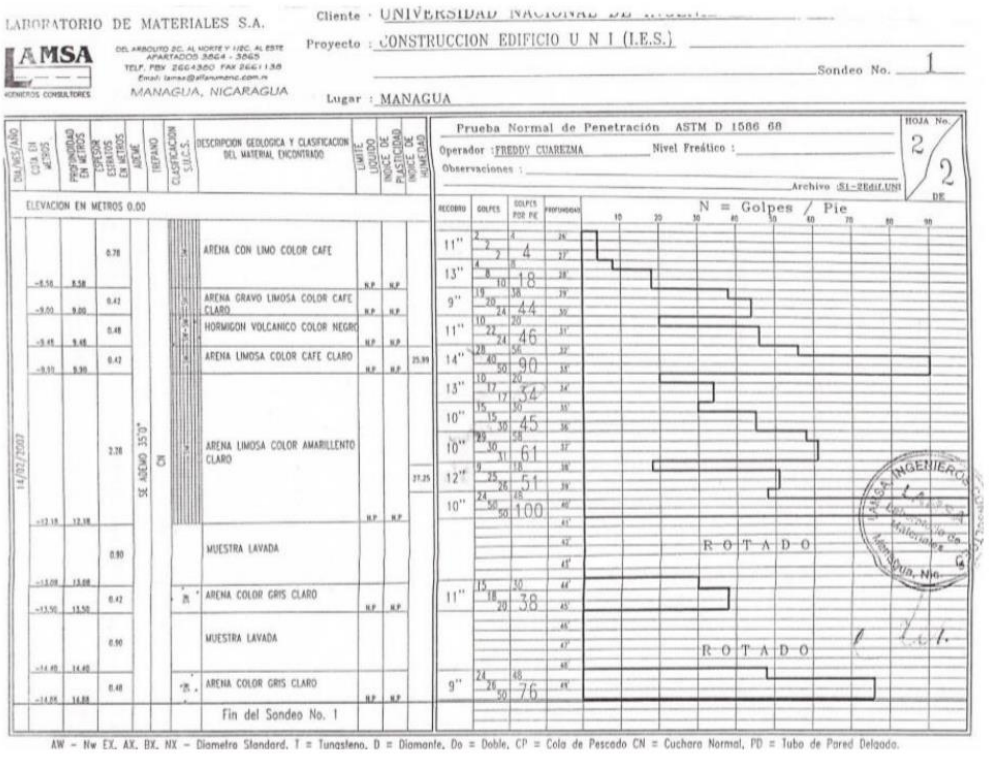
ELEVACION EN METROS 0.00

DIA/MES/AÑO	COTA EN METROS	PROFUNDIDAD EN METROS	ESPESOR ESTRATOS EN METROS	ASTM	TREFINO	CLASIFICACION S.U.C.S.	DESCRIPCION GEOLOGICA Y CLASIFICACION DEL MATERIAL ENCONTRADO	LIMITE LIQUIDO	INDICE DE PLASTICIDAD	INDICE DE HUMEDAD
14/02/2007	-0.90	0.90	0.90	SE ADOMO 35'0"	CN		LIMO ARENOSO CON ARCILLA COLOR AMARILLENTO (TALPETATE)	48	19	21.68
	-2.28	2.28	1.38				ARENA CON LIMO COLOR AMARILLENTO	N.P	N.P	
	-5.88	5.88	3.60				AREBA CON GRAVA VOLCANICA COLOR GRIS CLARO	N.P	N.P	91.93
	-6.78	6.78	0.90				ARENA GRAVO LIMOSA CON POMEZ COLOR CAFE CLARO	N.P	N.P	13.34
	-7.68	7.68	0.90				POMEZ COLOR BLANCO	N.P	N.P	53.80

RECORRO	GOLPES	GOLPES POR PIE	PROFUNDIDAD
14"	15 18	33	1'
11"	7 9	16	2'
9"	4 5	9	3'
12"	4 5	9	4'
12"	7 14 16	30	5'
10"	13 20 13	33	6'
12"	17 19 22	41	7'
10"	21 26 21	47	8'
12"	28 22 22	44	9'
11"	24 34 36	70	10'
12"	10 14 20	34	11'
12"	21 17 19	36	12'
9"	33 30 28	58	13'
8"	11 22 15	37	14'
9"	10 12 18	30	15'
9"	18 18 18	36	16'
12"	17 21 29	50	17'

N = Golpes / Pie

AW - Nw EX, AX, BX, NX - Diametro Standard, T = Tungsteno, D = Diamante, Do = Doble, CP = Cola de Pescado CN = Cuchara Normal, PD = Tubo de Pared Delgada.



LABORATORIO DE MATERIALES S.A.

LAMSA INGENIEROS CONSULTORES

DEL ARBOLITO 2C. AL NORTE Y 1/2C. AL ESTE APARTADOS 3664 - 3665 TELF. PBX 2664360 FAX 2661138 Email: lamsa@ellanumero.com.ni

MANAGUA, NICARAGUA

Cliente : UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Proyecto : CONSTRUCCION EDIFICIO U N I (I.E.S.)

Sondeo No. 1

Lugar : MANAGUA

Prueba Normal de Penetración ASTM D 1586 68

Operador : FREDDY CUAREZMA Nivel Freático :

Observaciones :

Archivo : S1-2Edif.UNI

HOJA No. 2 DE 2

ELEVACION EN METROS 0.00

DIA/MES/AÑO	COTA EN METROS	PROFUNDIDAD EN METROS	ESPESOR ESTRATOS EN METROS	ASTM	TREFINO	CLASIFICACION S.U.C.S.	DESCRIPCION GEOLOGICA Y CLASIFICACION DEL MATERIAL ENCONTRADO	LIMITE LIQUIDO	INDICE DE PLASTICIDAD	INDICE DE HUMEDAD
14/02/2007	-8.58	8.58	0.78	SE ADOMO 35'0"	CN		ARENA CON LIMO COLOR CAFE	N.P	N.P	
	-9.00	9.00	0.42				ARENA GRAVO LIMOSA COLOR CAFE CLARO	N.P	N.P	
	-9.48	9.48	0.48				HORMIGON VOLCANICO COLOR NEGRO	N.P	N.P	
	-9.90	9.90	0.42				ARENA LIMOSA COLOR CAFE CLARO	N.P	N.P	25.99
	-12.18	12.18	2.28				ARENA LIMOSA COLOR AMARILLENTO CLARO	N.P	N.P	37.35
	-13.08	13.08	0.90				MUESTRA LAVADA			
	-13.50	13.50	0.42				ARENA COLOR GRIS CLARO	N.P	N.P	
	-14.40	14.40	0.90				MUESTRA LAVADA			
	-14.88	14.88	0.48				ARENA COLOR GRIS CLARO	N.P	N.P	
							Fin del Sondeo No. 1			

RECORRO	GOLPES	GOLPES POR PIE	PROFUNDIDAD
11"	2 2	4	31'
13"	4 8 10	18	32'
9"	19 20 24	44	33'
11"	10 22 24	46	34'
14"	28 40 50	90	35'
13"	10 17 17	34	36'
10"	15 15 30	45	37'
10"	30 30 31	61	38'
12"	25 26 25	51	39'
10"	50 50	100	40'
		ROTADO	41'
			42'
			43'
11"	15 18 20	38	44'
			45'
			46'
		ROTADO	47'
			48'
9"	24 26 50	76	49'

N = Golpes / Pie

AW - Nw EX, AX, BX, NX - Diametro Standard, T = Tungsteno, D = Diamante, Do = Doble, CP = Cola de Pescado CN = Cuchara Normal, PD = Tubo de Pared Delgada.

LABORATORIO DE MATERIALES S.A.

LAMSA INGENIEROS CONSULTORES

DEL ARROYITO 2C. AL NORTE Y 1/2C. AL ESTE
APARTADOS 3864 - 3865
TELF. PBX 2664380 FAX 2661136
Email: lamsa@alfanumeric.com.ni
MANAGUA, NICARAGUA

Proyecto : CONSTRUCCION EDIFICIO U N I (I.E.S.)

Sondeo No. 2

Lugar : MANAGUA

Prueba Normal de Penetración ASTM D 1586 68

HOJA No. 1 DE 2

Operador : FREDDY CUAREZMA Nivel Freático :

Observaciones :

Archivo : S2-1Edif.UNI

DIA/MES/AÑO	COTA EN METROS	PROFUNDIDAD EN METROS	ESPESOR ESTRATOS EN METROS	ADEME	TREPANO	CLASIFICACION S.U.C.S.	DESCRIPCION GEOLOGICA Y CLASIFICACION DEL MATERIAL ENCONTRADO	LIMITE LIQUIDO	INDICE DE PLASTICIDAD	INDICE DE HUMEDAD
	ELEVACION EN METROS 0.00									
15/02/2007	-0.48	0.48	0.48	SE ADEMO 3'0"	CN	M	LIMO ARENOSO CON MATERIAL VEGETAL COLOR AMARILLENTO	46	5	
	-0.90	0.90	0.42			M	ARENA LIMOSA CON POMEZ COLOR CAFE CLARO	N.P	N.P	
	-1.38	1.38	0.48			M	LIMO ARENOSO CON ARCILLA COLOR CAFE	42	17	
	-2.28	2.28	0.90			M	ARENA LIMOSA COLOR AMARILLENTO CLARO	N.P	N.P	
	-5.88	5.88	3.60			M	ARENA CON LIMO COLOR GRIS CLARO	N.P	N.P	
	-6.30	6.30	0.42			M	ARENA LIMOSA COLOR AMARILLENTO CLARO	N.P	N.P	
	-7.68	7.68	1.38			M	POMEZ COLOR BLANCO	N.P	N.P	

RECOBRO	GOLPES	GOLPES POR PIE	PROFUNDIDAD
10"	6 7 6	13	1'
10"	8 8 8	16	2'
12"	4 5 5	10	3'
9"	4 5 7	12	4'
11"	10 16 16	32	5'
8"	14 15 20	35	6'
10"	15 20 20	40	7'
12"	15 20 16	36	8'
12"	21 19 20	39	9'
11"	31 32 32	64	10'
10"	18 11 18	29	11'
9"	28 35 28	63	12'
9"	31 32 34	66	13'
12"	17 17 17	34	14'
12"	11 20 19	39	15'
10"	20 18 23	41	16'
10"	17 20 18	38	17'

N = Golpes / Pie

LAMSA INGENIEROS CONSULTORES LAMSA Laboratorio de Materiales Managua, Nic.

Ø = Diametro Standard, T = Tungsteno, D = Diamante, Do = Doble, CP = Cola de Pescado CN = Cuchara Normal, PD = Tubo de Pared Delgada.

LABORATORIO DE MATERIALES S.A.

LAMSA INGENIEROS CONSULTORES

DEL ARROYITO 2C. AL NORTE Y 1/2C. AL ESTE
APARTADOS 3864 - 3865
TELF. PBX 2664380 FAX 2661136
Email: lamsa@alfanumeric.com.ni
MANAGUA, NICARAGUA

Cliente : UNIVERSIDAD [illegible]

Proyecto : CONSTRUCCION EDIFICIO U N I (I.E.S.)

Sondeo No. 2

Lugar : MANAGUA

Prueba Normal de Penetración ASTM D 1586 68

HOJA No. 2 DE 2

Operador : FREDDY CUAREZMA Nivel Freático :

Observaciones :

Archivo : S2-2Edif.UNI

DIA/MES/AÑO	COTA EN METROS	PROFUNDIDAD EN METROS	ESPESOR ESTRATOS EN METROS	ADEME	TREPANO	CLASIFICACION S.U.C.S.	DESCRIPCION GEOLOGICA Y CLASIFICACION DEL MATERIAL ENCONTRADO	LIMITE LIQUIDO	INDICE DE PLASTICIDAD	INDICE DE HUMEDAD
	ELEVACION EN METROS 0.00									
15/02/2007	-9.00	9.00	1.20	SE ADEMO 3'0"	CN	M	ARENA LIMOSA COLOR CAFE CLARO	N.P	N.P	
	-10.38	10.38	1.38			M	HORMIGON VOLCANICO COLOR NEGRO	N.P	N.P	1
	-11.70	11.70	1.32			M	ARENA LIMOSA COLOR AMARILLENTO	31	2	
							Fin del Sondeo No. 2			

RECOBRO	GOLPES	GOLPES POR PIE	PROFUNDIDAD
11"	13 18 30	48	27'
13"	18 18 24	42	28'
10"	15 26 30	56	29'
9"	14 20 25	45	30'
9"	24 25 27	52	31'
10"	30 22 30	52	32'
9"	17 17 34	51	33'
9"	18 23 26	41	34'
9"	13 20 15	35	35'
	10 20 27	47	36'

N = Golpes / Pie

LAMSA INGENIEROS CONSULTORES LAMSA Laboratorio de Materiales Managua, Nic.

Ø = Diametro Standard, T = Tungsteno, D = Diamante, Do = Doble, CP = Cola de Pescado CN = Cuchara Normal, PD = Tubo de Pared Delgada.

LAMSA
INGENIEROS CONSULTORES

DEL ARBOLITO 2C. AL NORTE Y 1/2C. AL ESTE
APARTADOS 3864 - 3865
TELF. PBX 2664380 FAX 2661138
Email: lamsa@alfanumeric.com.ni
MANAGUA, NICARAGUA

Proyecto : CONSTRUCCION EDIFICIO U N I (I.E.S.

Sondeo No. 3

Lugar : MANAGUA

Prueba Normal de Penetración ASTM D 1586 68

HOJA No. 1 / 1 DE

Operador : FREDDY CUAREZMA Nivel Freático :

Observaciones :

Archivo: 03-1Edif.UNI

DIA/MES/AÑO	COTA EN METROS	PROFUNDIDAD EN METROS	ESPESOR ESTRATOS EN METROS	ADEME	TREPANO	CLASIFICACION S.U.C.S.	DESCRIPCION GEOLOGICA Y CLASIFICACION DEL MATERIAL ENCONTRADO	LIMITE LIQUIDO	INDICE DE PLASTICIDAD	INDICE DE HUMEDAD
ELEVACION EN METROS 0.00										
19/02/2007	-0.48	0.48	0.48	SC ADEMO 40"0"	CN		LIMO ARENO ARCILLOSO COLOR CAFE OSCURO	41	11	
	-0.90	0.90	0.42				ARENA LIMOSA COLOR AMARILLENTO (TALPETATE)	33	4	
	-1.80	1.80	0.90				ARENA LIMOSA COLOR CAFE	37	9	
	-2.28	2.28	0.48				ARENA LIMOSA COLOR AMARILLENTO	35	4	
	-2.70	2.70	0.42				ARENA CON GRAVA Y LIMO COLOR AMARILLENTO Y PINTAS GRIS	N.P	N.P	
	-4.50	4.50	1.80				ARENA COLOR GRIS Y HORMIGON VOLCANICO COLOR NEGRO	N.P	N.P	
	-5.88	5.88	1.38				ARENA CON HORMIGON VOLCANICO COLOR NEGRO	N.P	N.P	
	-6.78	6.78	0.90				POMEZ CON LIMO COLOR AMARILLENTO	N.P	N.P	
	-7.20	7.20	0.42							
	-7.68	7.68	0.48				POMEZ COLOR BLANCO	N.P	N.P	

RECORRO	GOLPES	GOLPES POR PIE	PROFUNDIDAD
10"	6 12 20 18	38	1'
10"	15 10 30 20	18	2'
12"	8 8 16 7	15	3'
12"	7 7 14 7	14	4'
9"	9 11 18 16	27	5'
9"	13 20 26 15	35	6'
8"	17 19 34 24	43	7'
6"	20 28 40 24	50	8'
10"	23 25 48		9'
11"	20 19 40 18	37	10'
10"	9 12 18 13	25	11'
12"	12 15 26 13	28	12'
8"	11 16 22 18	34	13'
7"	18 29 36 22	51	14'
9"	16 23 39		15'
11"	22 20 44 22	42	16'
10"	13 14 26 13	27	17'
	14 26		18'

N = Golpes / Pie

10 20 30 40 50 60 70 80 90

LAMSA INGENIEROS CONSULTORES
LAMSA S.A.
Laboratorio de Materiales
Managua, Nic.

AW – Nw EX, AX, BX, NX – Diametro Standard. T = Tungsteno, D = Diamante, Do = Doble, CP = Cola de Pescado CN = Cuchara Normal, PD = Tubo de Pared Delgado.

LABORATORIO DE MATERIALES S.A.

Cliente : UNIVERSIDAD [illegible]

LAMSA
INGENIEROS CONSULTORES

DEL ARBOLITO 2C. AL NORTE Y 1/2C. AL ESTE
APARTADOS 3864 - 3865
TELF. PBX 2664380 FAX 2661138
Email: lamsa@alfanumeric.com.ni
MANAGUA, NICARAGUA

Proyecto : CONSTRUCCION EDIFICIO U N I (I.E.S.

Sondeo No. 3

Lugar : MANAGUA

Prueba Normal de Penetración ASTM D 1586 68

HOJA No. 2 / 2 DE

Operador : FREDDY CUAREZMA Nivel Freático :

Observaciones :

Archivo: 03-2Edif.UNI

DIA/MES/AÑO	COTA EN METROS	PROFUNDIDAD EN METROS	ESPESOR ESTRATOS EN METROS	ADEME	TREPANO	CLASIFICACION S.U.C.S.	DESCRIPCION GEOLOGICA Y CLASIFICACION DEL MATERIAL ENCONTRADO	LIMITE LIQUIDO	INDICE DE PLASTICIDAD	INDICE DE HUMEDAD
ELEVACION EN METROS 0.00										
19/02/2007	-8.58	8.58	0.78	SC ADEMO 40"0"	CN		POMEZ CON LIMO COLOR AMARILLENTO	N.P	N.P	
	-9.00	9.00	0.42							
	-9.90	9.90	0.90				HORMIGON VOLCANICO COLOR NEGRO	N.P	N.P	
	-11.70	11.70	1.80				LIMO ARENOSO COLOR AMARILLENTO CLARO			
	-13.08	13.08	1.38					N.P	N.P	19.53
	-13.98	13.98	0.90				ARENA LIMOSA CON GRAVA COLOR CAFE CON PINTAS GRIS	N.P	N.P	
	-14.88	14.88	0.90				ARENA CON LIMO Y GRAVA COLOR GRIS Y PINTAS BLANCAS	N.P	N.P	
							Fin del Sondeo No. 3			

RECORRO	GOLPES	GOLPES POR PIE	PROFUNDIDAD
12"	14 18 28 20	38	21'
10"	20 21 40 21	42	22'
11"	14 16 28 18	34	23'
13"	18 19 36 18	37	24'
12"	16 17 32 19	36	25'
12"	24 30 40 40	70	26'
11"	12 20 24 25	45	27'
13"	18 20 36 22	42	28'
13"	16 18 32 25	43	29'
13"	11 23 22 30	53	30'
9"	8 10 19 20	27	31'
9"	28 37 55 45	82	32'
8	31 32 62 34	66	33'
9"	38 37 76 42	79	34'
8"	40 43 80 45	88	35'
10"	43 46 86 49	95	36'

N = Golpes / Pie

10 20 30 40 50 60 70 80 90

LAMSA INGENIEROS CONSULTORES
LAMSA
Laboratorio de Materiales
Managua, Nic.

LABORATORIO DE MATERIALES S.A.

LAMSA
INGENIEROS CONSULTORES

DEL ARBOLITO 2C. AL NORTE Y 1/2C. AL ESTE
APARTADOS 3864 - 3865
TELF. PBX 2664380 FAX 2661138
Email: lamsa@alfanumeric.com.ni
MANAGUA, NICARAGUA

Proyecto : CONSTRUCCION EDIFICIO U N I (I.E.S.)

Sondeo No. 4

Lugar : MANAGUA

Prueba Normal de Penetración ASTM D 1586 68

Operador : FREDDY CUAREZMA Nivel Freático :

Observaciones :

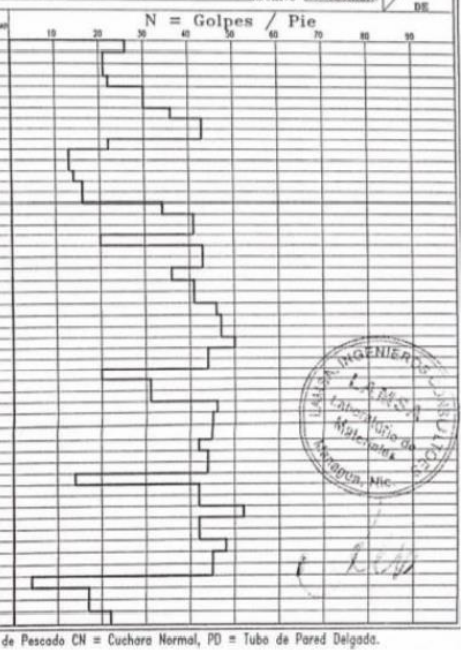
Archivo : S4-1Edif.UNI

HOJA No. 1 / 2 DE

ELEVACION EN METROS 0.00

DIA/MES/AÑO	COTA EN METROS	PROFUNDIDAD EN METROS	ESPESOR ESTRATOS EN METROS	ADEME	TREPANO	CLASIFICACION S.U.C.S.	DESCRIPCION GEOLOGICA Y CLASIFICACION DEL MATERIAL ENCONTRADO	LIMITE LIQUIDO	INDICE DE PLASTICIDAD	INDICE DE HUMEDAD
21/02/2007	-0.90	0.90	0.90	SE ADEMO 40"	CN		ARENA LIMOSA CON MATERIAL VEGETAL COLOR CAFE CLARO	43	6	
	-1.38	1.38	0.48				ARENA CON GRAVA Y LIMO COLOR AMARILLENTO CLARO	N.P	N.P	
	-1.80	1.80	0.42				ARENA LIMOSA COLOR GRIS CLARO	N.P	N.P	26.00
	-2.70	2.70	0.90				ARENA CON GRAVA Y LIMO COLOR AMARILLENTO CLARO	N.P	N.P	
	-4.50	4.50	1.80				ARENA CON LIMO COLOR GRIS CLARO	N.P	N.P	
	-5.40	5.40	0.90				HORMIGON VOLCANICO COLOR NEGRO	N.P	N.P	19.61
	-5.88	5.88	0.30				ARENA LIMOSA COLOR AMARILLENTO CLARO	36	6	
	-6.30	6.30	0.42				HORMIGON VOLCANICO COLOR NEGRO	N.P	N.P	
	-6.78	6.78	0.48				ARENA LIMOSA COLOR AMARILLENTO CLARO	36	6	
	-7.68	7.68	0.90				ARENA LIMOSA COLOR CAFE CLARO	35	5	
	-7.80	7.80	0.12					48	9	

RECORRO	GOLPES	GOLPES POR PIE	PROFUNDIDAD
11"	13 10 11	26 21	1'
11"	11 8 22	22 30	2'
10"	18 13 30	36 43	3'
9"	11 6 7	22 13	4'
12"	7 7 9	14 16	5'
12"	17 17 24	34 41	6'
11"	10 22 21	20 43	9'
10"	18 22 19	36 41	10'
13"	23 24 23	46 47	11'
12"	25 20 24	50 44	12'
12"	10 11 20	20 31	13'
10"	23 24 21	46 45	14'
11"	21 21 23	42 44	15'
11"	7 23 19	14 42	16'
12"	26 20 22	52 42	17'
10"	24 19 26	48 45	18'
9"	2 5 12	4 17	19'
	11	22	20'



AW – Nw EX. AX. BX. NX – Diametro Standard. T = Tungsteno. D = Diamante, Do = Doble, CP = Cola de Pescado CN = Cuchara Normal, PD = Tubo de Pared Delgada.

B.2 Tablas ordenadas en Excel (incluida la velocidad de onda de corte, m/s).

SONDEO N°1						
Estrato	Tipo de suelo	Profundidad (m)	N golpes	N promedio	Vs, ohta y Gotó	Vs, Ec (4) RNC-07
1	Limo arenoso con arcilla	0.9	33 16	25	260	294
2	Arena con limo	1.38	9 9 30	16	224	
3	Arena con grava volcánica	3.6	33 41 47 44 70 34 36 58	45	322	
4	Arena gravo limosa con pómez	0.9	37 30	34	290	
5	Pómez color blanco	0.9	36 50	43	316	
6	Arena con limo	0.76	4 18	11	197	
7	Arena gravo limosa	0.42	44	44	318	
8	Hormigón volcánico	0.48	46	46	323	
9	Arena limosa	0.42	90	90	409	
10	Arena limosa	2.28	34 45 61 51 100	58	351	
11	Método Rotativo	Suelo muy consolidado o roca			---	
12	Arena	0.42	38	38	303	
13	Método Rotativo	Suelo muy consolidado o roca			---	
14	arena	0.48	76	76	385	
Promedio de velocidad de onda de corte según Ohta y Gotó					**308**	

SONDEO N°2						
Estrato	Tipo de suelo	Profundidad(m)	N golpes	N promedio	Vs, ohta y Gotó	Vs, Ec (4) RNC-07
1	Limo arenoso con arcilla	0.48	13	13	208	294
2	Arena limosa con pómez	0.42	16	16	224	
3	Limo arenoso con arcilla	0.48	10	10	190	
4	Arena limosa	0.9	12	22	250	
			32			
5	Arena con limo	3.6	35	47	325	
			40			
			36			
			39			
			64			
			29			
			63			
			66			
6	Arena limosa	0.42	34	34	291	
7	Pómez	1.38	39	39	306	
			41			
			38			
8	Arena limosa	1.2	48	49	330	
			42			
			56			
9	Hormigón volcánico	1.38	45	50	332	
			52			
			52			
10	Arena limosa	1.32	41	41	311	
			35			
			47			
Promedio de velocidad de corte según ohta y Gotó					**276.8**	

SONDEO N°3						
Estrato	Tipo de suelo	Profundidad(m)	N golpes	N promedio	Vs, ohta y Gotó	Vs, Ec (4) RNC-07
1	Limo arenoso con arcilla	0.48	38	38	303	305
2	Arena limosa (talpetate)	0.42	18	18	233	
3	Arena limosa	0.9	15	15	216	
			14			
4	Arena limosa	0.48	27	27	269	
5	Arena con grava y limo	0.42	35	35	294	
6	Arena color gris y hormigón volcánico	1.8	43	45	320	
			50			
			48			
			37			
7	Arena con hormigón Volcánico	1.38	25	29	275	
			28			
			34			
8	Pómez con limo	1.32	51	44	318	
			39			
			42			
9	Pómez color blanco	0.48	27	27	269	
10	Pómez con limo	1.2	38	38	303	
			42			
			34			
11	Hormigón volcánico	0.9	37	37	298	
			36			
12	Limo arenoso	3.18	70	52	337	
			45			
			42			
			43			
			53			
			27			
			82			
13	Arena limosa con Grava	0.9	66	73	379	
			79			
14	Arena con limo y grava	0.9	88	92	411	
			95			
Promedio de velocidad de onda de corte según Ohta y Gotó					301.8	

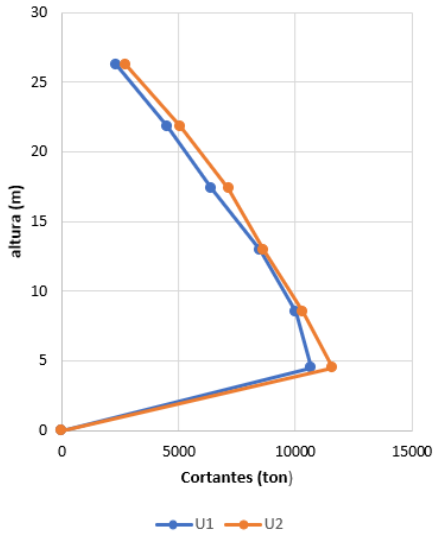
SONDEO N°4						
Estrato	Tipo de suelo	Profundidad(m)	N golpes	N promedio	Vs, ohta y Gotó	Vs, Ec (4) RNC-07
1	Arena limosa	0.9	21	26	263	307
			30			
2	Arena con grava y limo	0.48	43	43	316	
3	Arena limosa	0.42	13	13	208	
4	Arena con grava y limo	0.9	16	29	274	
			41			
5	Arena con limo	1.8	43	44	318	
			41			
			47			
			44			
6	Hormigón volcánico	0.9	31	38	303	
			45			
7	Arena limosa	0.3	44	44	318	
8	Hormigón volcánico	0.42	42	42	313	
9	Arena limosa	0.48	42	42	313	
10	Arena limosa	0.9	45	31	282	
			17			
11	Arena limosa	0.3	46	46	323	
12	Hormigón volcánico	0.9	48	50	333	
			52			
13	Arena limosa	0.48	76	76	385	
14	Arena limosa	2.22	35	48	327	
			39			
			22			
			56			
			86			
15	Arena gravosa con limo	0.48	98	98	421	
16	Método Rotativo	Suelo muy consolidado o roca			--	
17	arena gravosa	0.42	86	86	402.122246	
18	Método Rotativo	Suelo muy consolidado o roca			--	
19	arena gravosa	0.48	99	99	422.312257	
Promedio de velocidad de onda de corte según Ohta y Gotó					**325**	

C. GRÁFICAS DE CORTANTES.

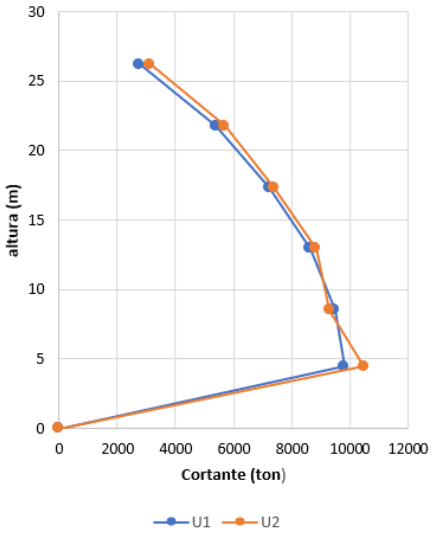
Edificio.

- Sin ISE.

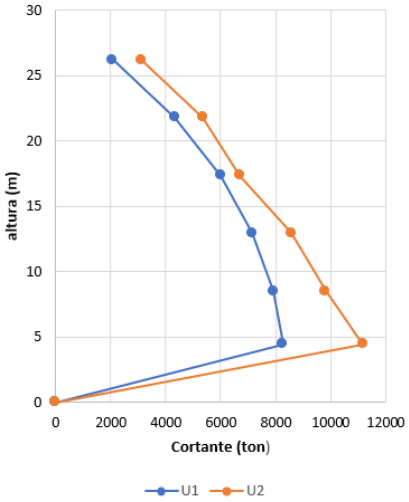
Managua 1972



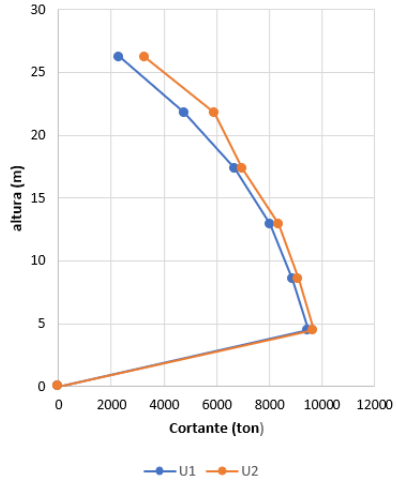
Morgan



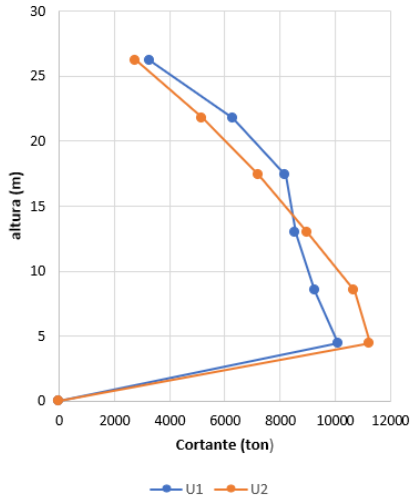
RSN4066_PARK2004



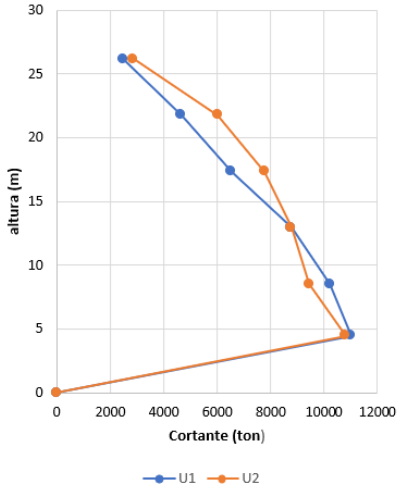
RSN4084_PARK2004



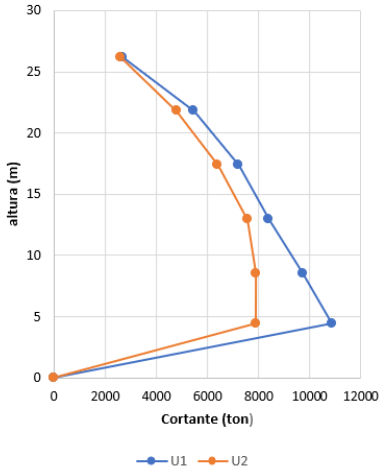
RSN4098_PARK2004



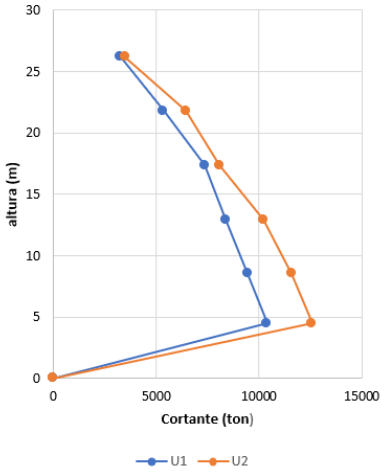
RSN4102_PARK2004

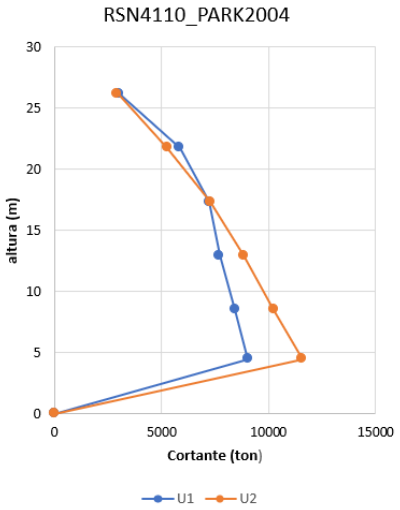


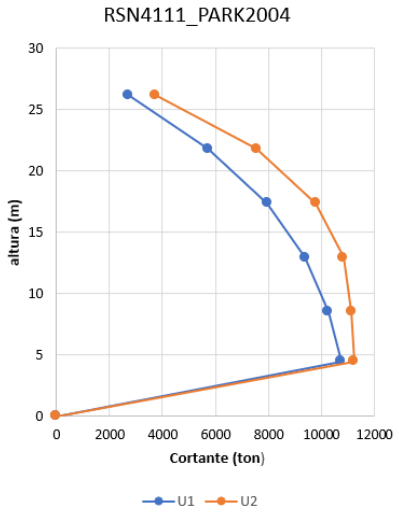
RSN4108_PARK2004

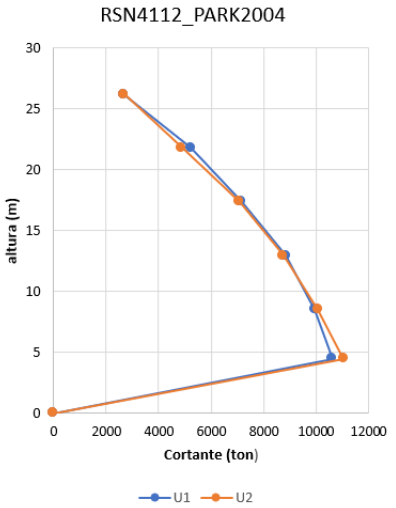


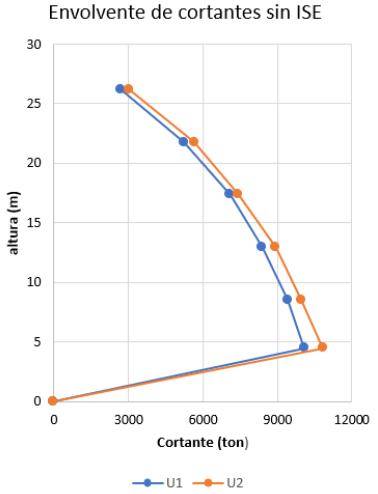
RSN4109_PARK2004



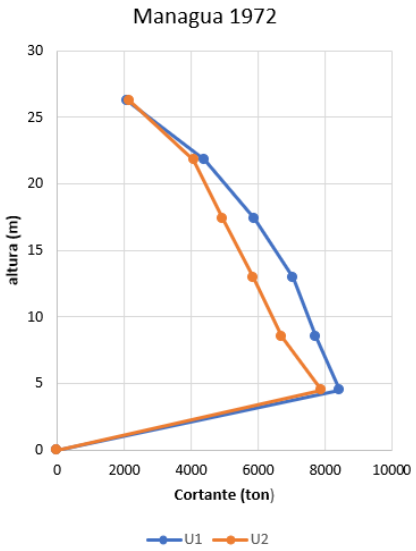

RSN4110_PARK2004
altura (m)
Cortante (ton)
U1
U2

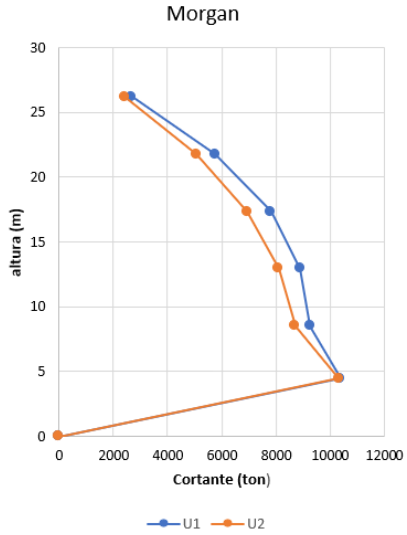

RSN4111_PARK2004
altura (m)
Cortante (ton)
U1
U2

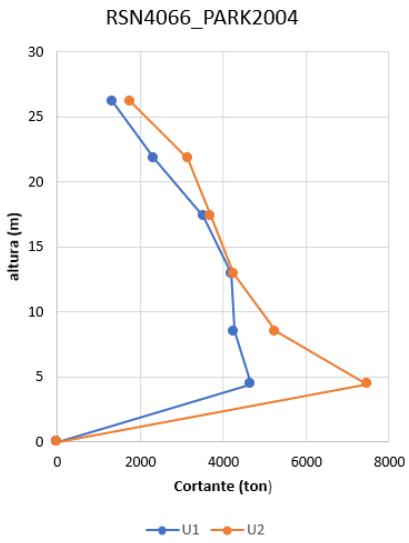

RSN4112_PARK2004
altura (m)
Cortante (ton)
U1
U2

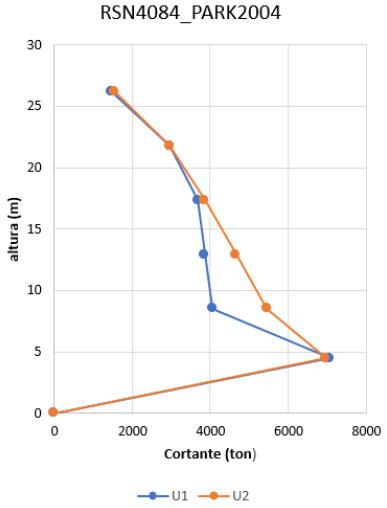

Envolvente de cortantes sin ISE
altura (m)
Cortante (ton)
U1
U2

➢ Con ISE.

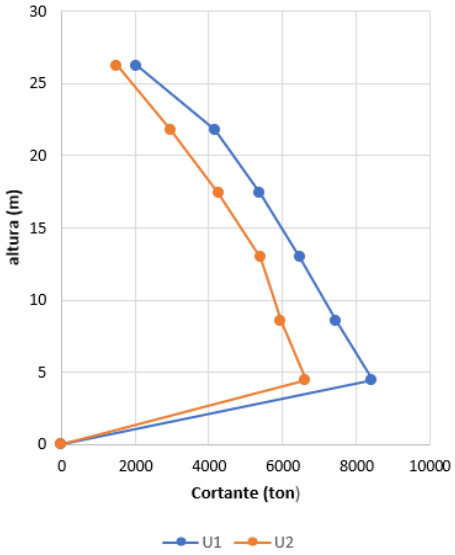

Managua 1972
altura (m)
Cortante (ton)
U1
U2


Morgan
altura (m)
Cortante (ton)
U1
U2

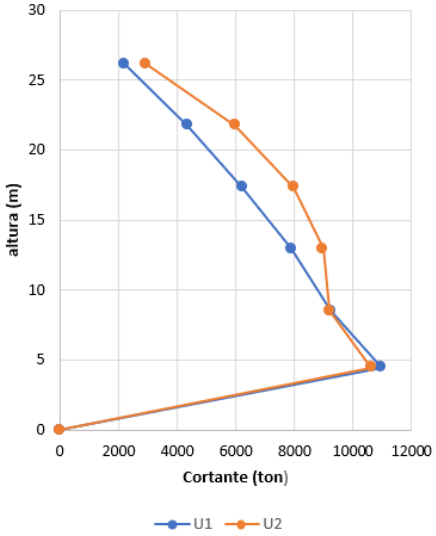

RSN4066_PARK2004
altura (m)
Cortante (ton)
U1
U2


RSN4084_PARK2004
altura (m)
Cortante (ton)
U1
U2

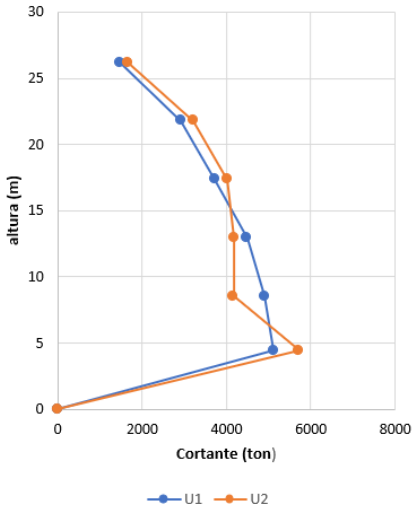
RSN4098_PARK2004



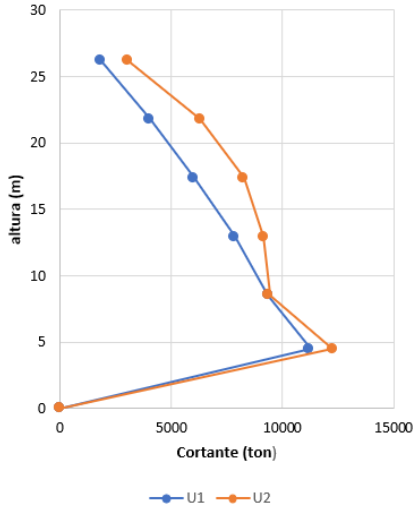
RSN4102_PARK2004



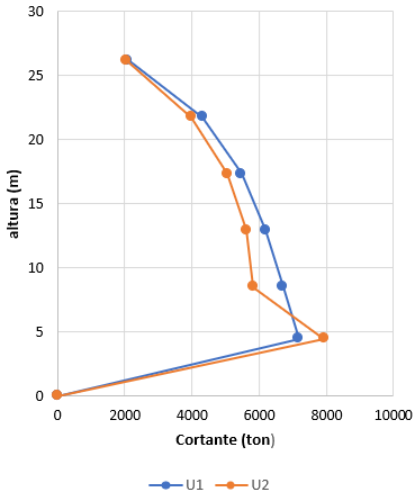
RSN4108_PARK2004



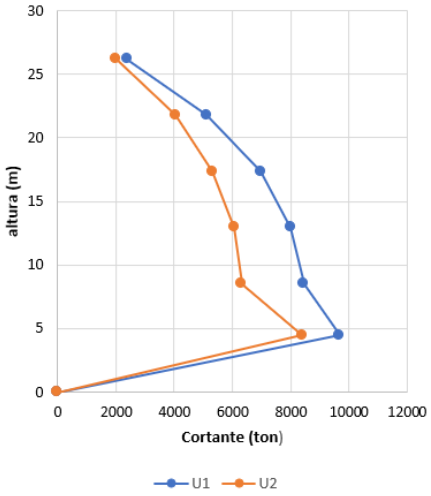
RSN4109_PARK2004



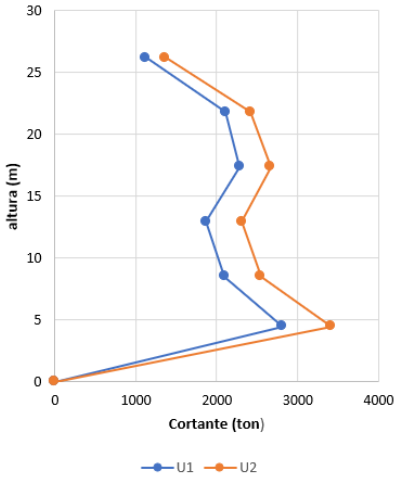
RSN4110_PARK2004



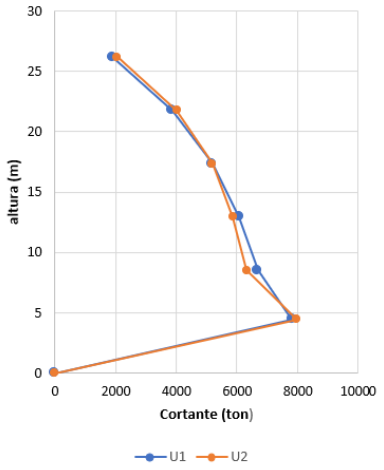
RSN4111_PARK2004



RSN4112_PARK2004

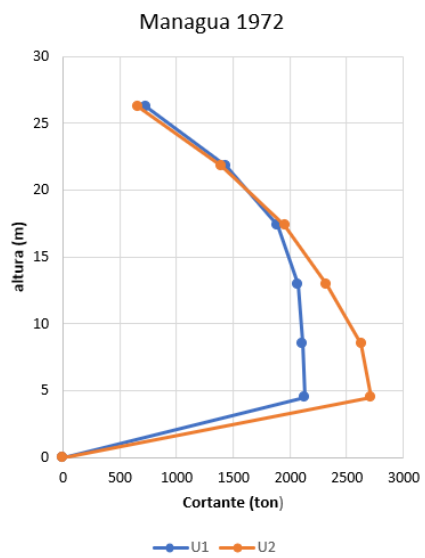


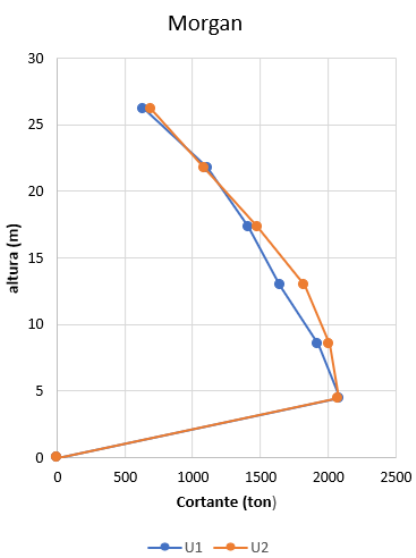
Envolvente de cortantes-con ISE

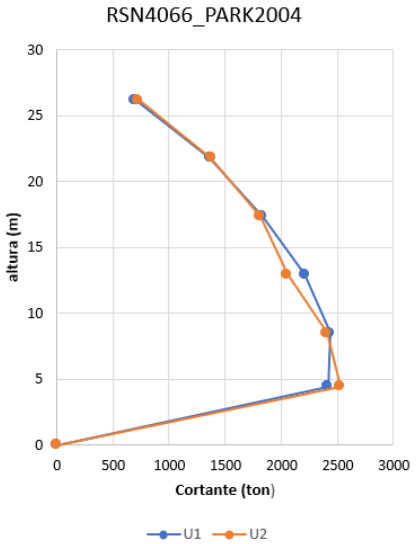


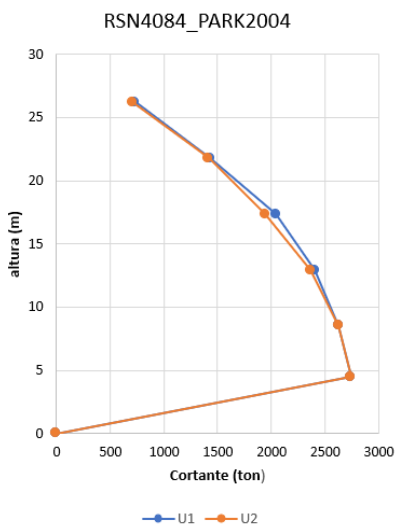
Escalera.

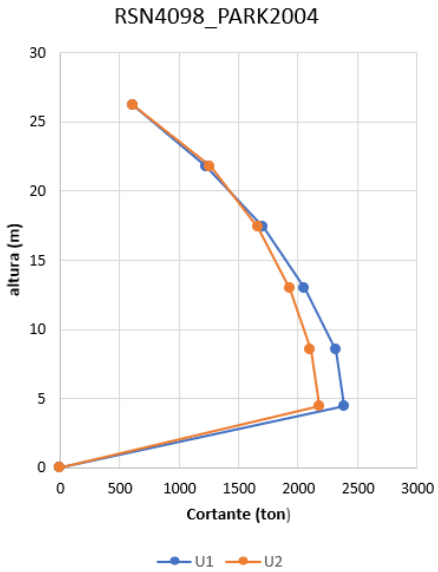
- Sin ISE.

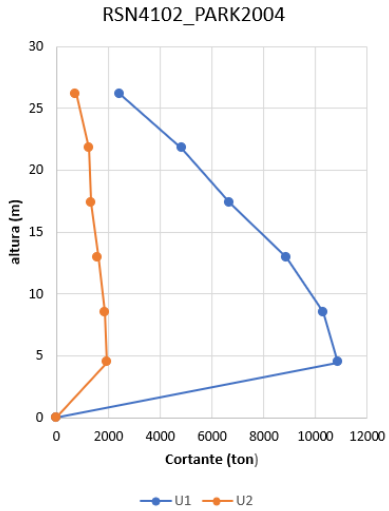


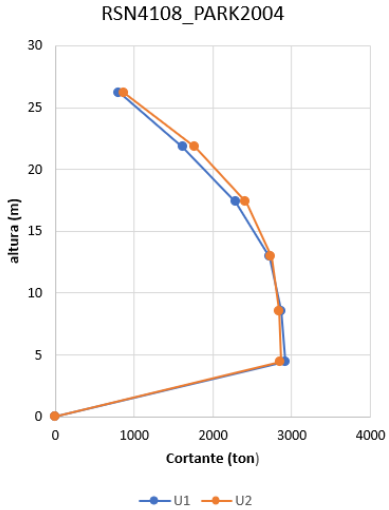


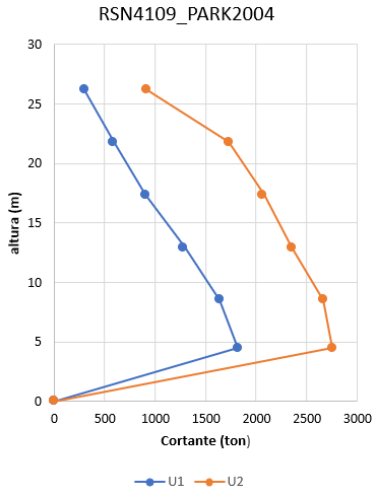


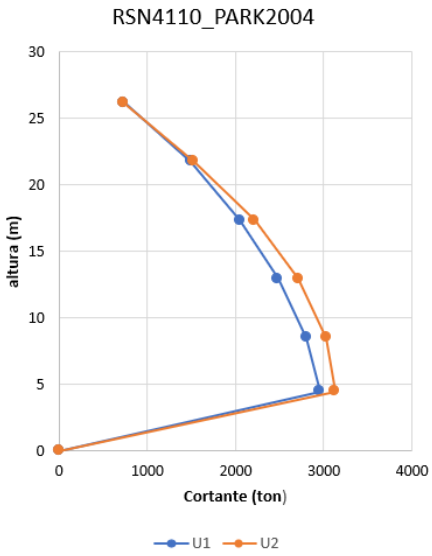


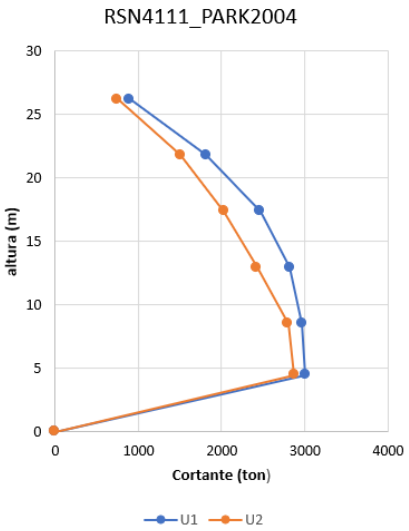


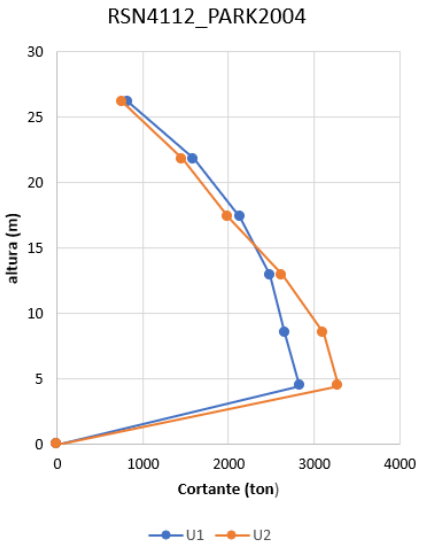


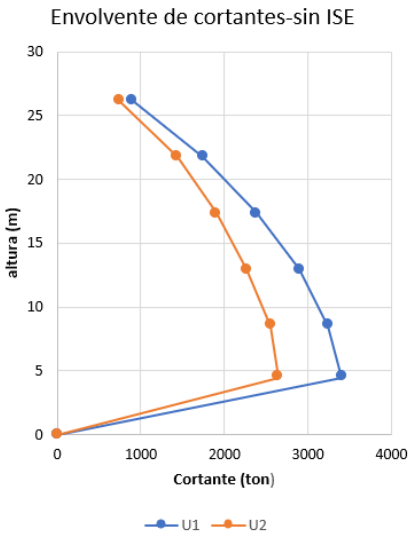




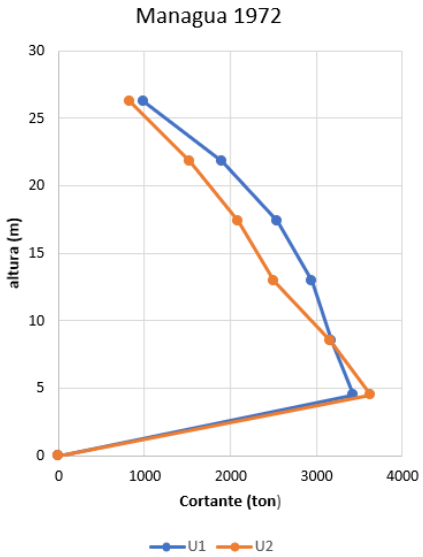

RSN4110_PARK2004
altura (m)
Cortante (ton)
U1
U2

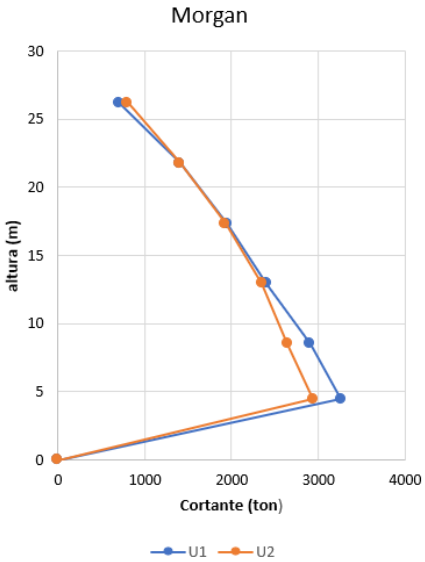

RSN4111_PARK2004
altura (m)
Cortante (ton)
U1
U2

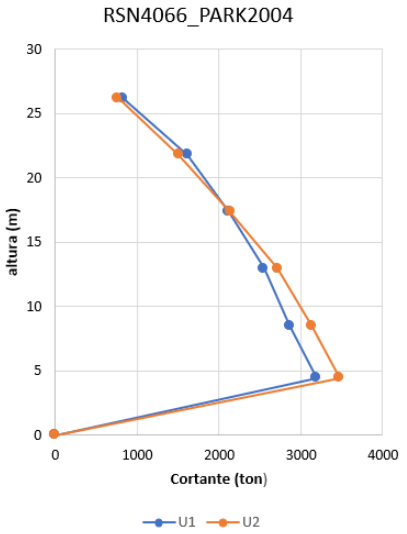

RSN4112_PARK2004
altura (m)
Cortante (ton)
U1
U2

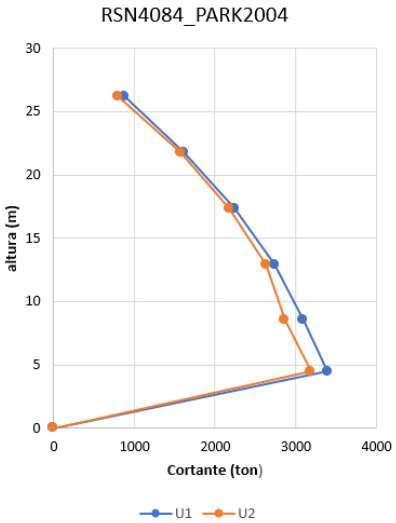

Envolvente de cortantes-sin ISE
altura (m)
Cortante (ton)
U1
U2

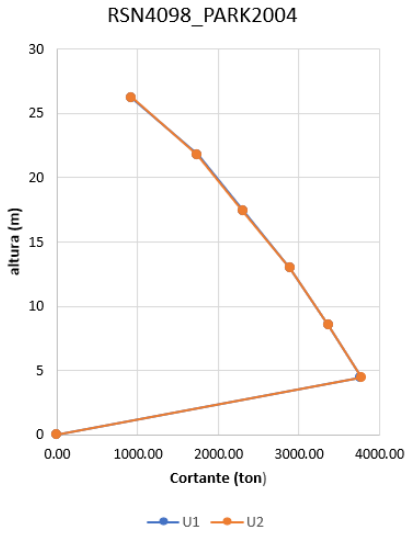
- Con ISE.

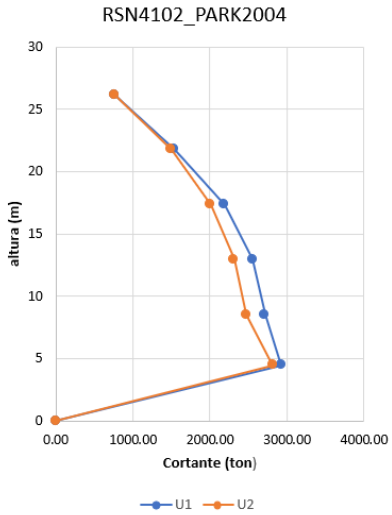

Managua 1972
altura (m)
Cortante (ton)
U1
U2

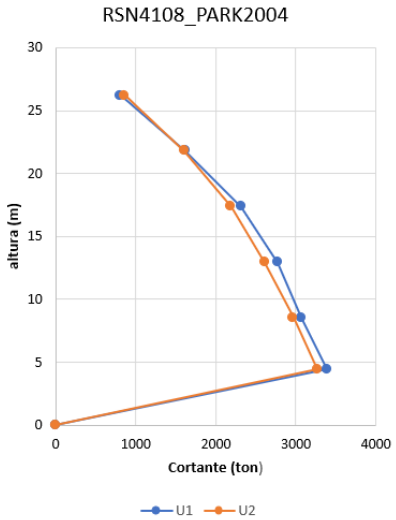

Morgan
altura (m)
Cortante (ton)
U1
U2

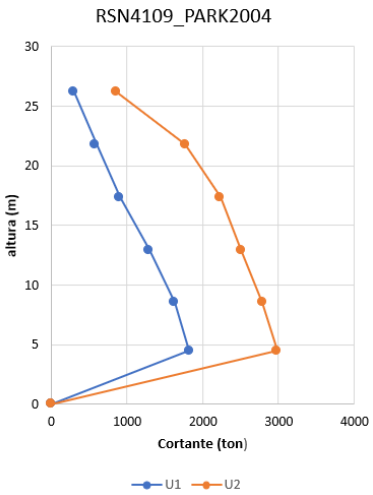

RSN4066_PARK2004
altura (m)
Cortante (ton)
U1
U2

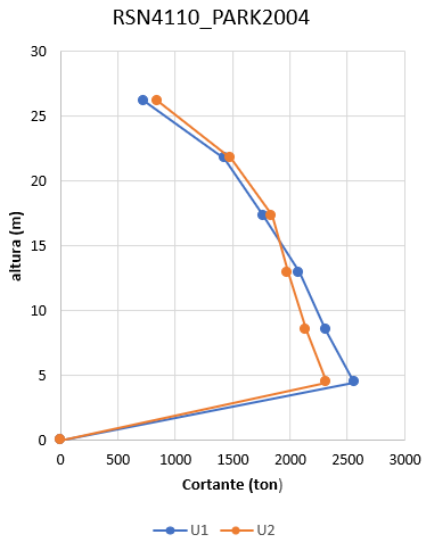

RSN4084_PARK2004
altura (m)
Cortante (ton)
U1
U2

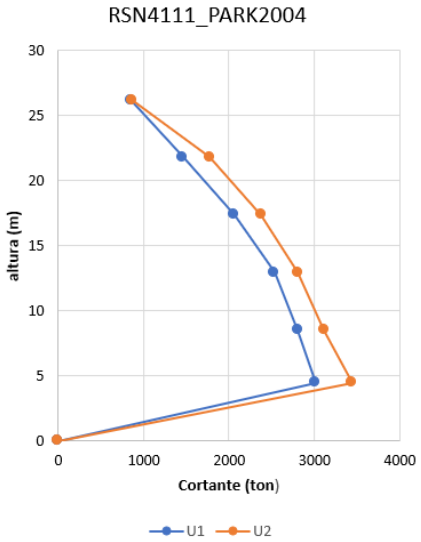

RSN4098_PARK2004
altura (m)
Cortante (ton)
U1
U2

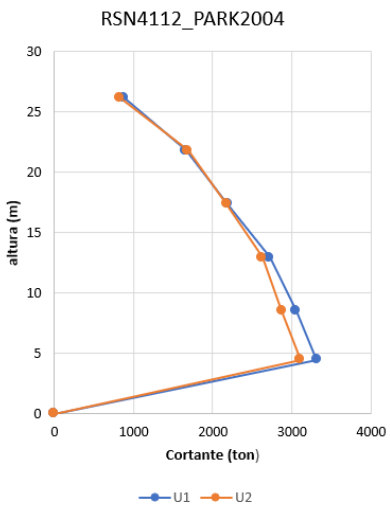

RSN4102_PARK2004
altura (m)
Cortante (ton)
U1
U2

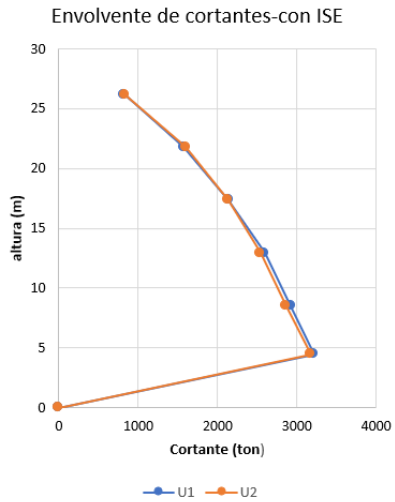

RSN4108_PARK2004
altura (m)
Cortante (ton)
U1
U2


RSN4109_PARK2004
altura (m)
Cortante (ton)
U1
U2


RSN4110_PARK2004
altura (m)
Cortante (ton)
U1
U2


RSN4111_PARK2004
altura (m)
Cortante (ton)
U1
U2


RSN4112_PARK2004
altura (m)
Cortante (ton)
U1
U2


Envolvente de cortantes-con ISE
altura (m)
Cortante (ton)
U1
U2

D) Planos estructurales