

**EFFECTOS DE LA ACCIÓN SÍSMICA, EN EDIFICACIONES
REGULARES DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO LA
INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA DE MANERA EXPLÍCITA
PARA SUELOS ARENOSOS Y ARCILLOSOS**

**TRABAJO ESPECIAL DE GRADO PRESENTADO ANTE LA ILUSTRE
UNIVERSIDAD DE CARABOBO, PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA INGENIERIA CIVIL
REPUBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD DE CARABOBO



**EFFECTOS DE LA ACCIÓN SÍSMICA, EN EDIFICACIONES
REGULARES DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO LA
INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA DE MANERA EXPLÍCITA
PARA SUELOS ARENOSOS Y ARCILLOSOS**

**TRABAJO ESPECIAL DE GRADO PRESENTADO ANTE LA ILUSTRE
UNIVERSIDAD DE CARABOBO, PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

Elaborado por:
Mata Lemus, Ramón David

Tutor:
Prof. Edinson, Guanchez

Bárbula, Marzo del 2015

AGRADECIMIENTOS

Primero que nada agradezco con Dios por permitirme culminar esta etapa de mi formación académica, guiándome, cuidándome, dándome fortaleza y salud.

A mis padres, Dionnis y Juan; a mis hermanos Isabel, Dionnis, Juan Francisco, Joanna y Juan José y a mi abuela Dionnis por acompañarme a lo largo de este camino y ser apoyo incondicional de comienzo a fin.

A mi Alma Mater, la Ilustre Universidad de Carabobo, por ofrecerme la oportunidad de convertirme en un profesional íntegro.

A mi tutor, Prof. Edinson Guanchez, por su entrega, aporte, apoyo y dedicación en cada una de las páginas de este trabajo y durante mi formación académica. Infinitas gracias por todo el conocimiento compartido.

A todos los profesores que durante toda la carrera, pusieron todo su empeño y dedicación para enseñarme y darme una excelente formación para mi carrera profesional.

A Eduardo Núñez, por siempre estar presente, apoyándome y motivándome a seguir adelante con mi objetivo de ser un mejor profesional cada día.

A mis amigos, compañeros de camino, con quienes compartí alegrías, desencuentros y el cotidiano vivir dentro y fuera de la universidad.

DEDICATORIA

Dedicado a todas aquellas personas que buscan el conocimiento y aprendizaje de todas las cosas simples o complejas del universo, no como poder sino para ayudar a los demás y preservar dicho conocimiento en el tiempo, ya que las personas van y vienen, pero el conocimiento y lo aportado al prójimo, siempre quedan.



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA INGENIERIA CIVIL
REPUBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD DE CARABOBO



EFFECTOS DE LA ACCIÓN SÍSMICA, EN EDIFICACIONES REGULARES DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA DE MANERA EXPLÍCITA PARA SUELOS ARENOSOS Y ARCILLOSOS

Autor: Mata L. Ramón D.

Tutor: Prof. Edinson Guanchez.

Fecha: mayo-2014

RESUMEN

La Gran vulnerabilidad Sísmica en las edificaciones existentes y diseñadas hoy en día, conllevan a que el análisis y modelado estructural, se vuelvan cada vez más riguroso, por lo que los investigadores a nivel mundial buscan cada día que la representación de estos modelos sea de la forma más representativa a la realidad posible, disminuyendo parte de la incertidumbre del diseño. Evidenciar los efectos de la interacción suelo-estructura, es incorporar los efectos reales de rigidez y amortiguamiento del sistema reflejando el comportamiento real que existe entre el conjunto: estructura, sistema de fundación y suelo de apoyo. Actualmente en Venezuela la normativa sísmica no ha realizado grandes avances con respecto a la incorporación de esta metodología, ya que la misma sólo hace referencia a la norma estadounidense (NEHRP) la cual solo considera la interacción suelo estructura de manera implícita.

En base a la problemática que se enfrentó surgió la siguiente interrogante: ¿Cuál será la varianza de los efectos en edificaciones sometidas a sismos al considerar la interacción suelo-estructura de manera explícita? La presente investigación realiza una comparación y análisis de varianza entre los resultados obtenidos haciendo uso de la metodología tradicional, con la metodología explícita simplificada que incorpora los efectos de interacción suelo-estructura, a través de la modificación del apoyo de la edificación de rígido a flexible, con el uso de resortes cuyas rigideces se calibraron a partir de funciones de impedancia dinámica expuestas por Gazetas (1991). En donde se concluyó, que la metodología recomendada por la normativa venezolana, puede llegar a ser más conservadora que la utilizada en esta investigación. Puesto que no considera la rigidez del sistema suelo fundación de manera flexible, despreciando la capacidad de deformación del suelo. Esto se puede ver reflejado en los resultados obtenidos como de la aplicación de dicha metodología explícita simplificada, ya que los mismos arrojaron valores de menores de cortante basal y momento de volcamiento que los obtenidos por el análisis tradicional.

Por lo tanto, se recomienda que al incorporar los efectos de interacción suelo-estructura en el análisis estructural, se tome en cuenta la rigidez del sistema suelo fundación, ya que implementarlo puede colaborar a obtener respuestas más reales del análisis sísmico estructural, disminuyendo parte de las incertidumbres de diseño y por lo tanto la vulnerabilidad en las edificaciones.

DESCRIPTORES: INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA, ESTRUCTURAS, SUELOS.

INDICE GENERAL

Certificado de Aprobación.....	iii
Agradecimientos	iv
Dedicatoria.....	v
Resumen	vi
Índice General.....	vii
Índice de Tablas	xi
Índice de Figuras	xiv
INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO I	4
EL PROBLEMA	4
Planteamiento del Problema.....	4
Preguntas de investigación.....	5
Objetivos de la Investigación	6
Objetivo General	6
Justificación	7
Alcance y Limitaciones	8
CAPITULO II	10
MARCO TEÓRICO.....	10
ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	10
BASES TEORICAS	16
Generalidades	16
Fundamentos de dinámica de suelos	16
Propiedades dinámicas de los suelos:	16

Modelo lineal y no-lineal del suelo para definir el comportamiento de carga.....	17
Correlaciones para estimar parámetros del suelo	20
Propiedades de la estructura	24
Vinculaciones	24
Flexibilidad	26
Rigidez	27
Sistemas de un grado de libertad.	29
Comportamiento de la estructura ante acciones sísmica	30
Desplazamiento:	30
Deriva.	31
Fuerza Cortante Basal.	31
Coefficiente sísmico	31
Espectro de respuesta	32
Factor de reducción de respuesta.	35
Forma modal de vibración	35
Métodos de análisis estructural	36
Análisis estático	36
Análisis dinámico	37
Diseño Geotécnico de Fundaciones.....	38
Consideraciones para el modelaje del sistema de fundaciones.....	42
Interacción suelo-estructura	44
Aspectos críticos de la interacción suelo estructura	46
Interacción cinemática	46
Interacción inercial	47
Métodos de análisis estructural evidenciando los efectos de interacción suelo estructura	48

Enfoque Directo	48
Método de elementos finitos	48
Enfoque de la Subestructura:	49
Modelos Simplificados	49
Función de Impedancia	51
Caso General.....	52
Perfiles No Uniformes de Suelo.....	53
Fundaciones Embebidas.....	54
Fundaciones no circulares.....	55
Pilotes.....	59
Deducción de la Función de Impedancia Dinámica.....	61
Análisis con la modificación del espectro de respuesta.....	68
Marco Normativo Legal	69
COVENIN 1756-1:2001	69
NEHRP.....	70
FEMA 273.....	70
FEMA 356.....	71
FEMA 440.....	71
CAPITULO III	72
MARCO METODOLÓGICO	72
Consideraciones Generales	72
Tipo de Investigación	72
Fases de la Investigación.....	72
Técnica de Recolección de datos	75
Operacionalización de Variables.....	76

Hipótesis de Investigación.....	76
Hipótesis Nulas.....	77
Hipótesis Alternativas.....	77
Diseño de la Investigación.....	78
CAPITULO IV.....	79
RESULTADOS DE LA INVESTIGACION	79
Caracterización estructural de la edificación analizada por el Método Tradicional.	79
Caracterización estructural de la edificación analizada bajo los efectos de la interacción Suelo-Estructura.....	81
Modelación computacional en ETABS	82
Modelación por la Metodología Tradicional.	83
Modelación considerando los efectos de interacción suelo-estructura.	83
Análisis y Diseño de la Estructura con la metodología tradicional según la Norma COVENIN 1756-2001 Edificaciones Sismorresistentes.	84
Análisis evidenciando los efectos de Interacción Suelo-Estructura	89
Caso M1-A: Aplicación de metodología sobre estructura apoyado en un semi-espacio homogéneo de arena.	89
Caso M1-B: Aplicación de metodología sobre estructura apoyado en un semi-espacio homogéneo de arcilla.	105
ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	118
Análisis Comparativo de los Modelos Método Tradicional contra Modelos tomando en cuenta los efectos de Interacción Suelo-Estructura.	118
Análisis de la Varianza de los efectos de la acción sísmica, obtenidos con el Método Tradicional y los Modelos tomando en cuenta la incorporación de Interacción Suelo- Estructura.....	130
CAPITULO V.....	139

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	139
Conclusiones	139
Recomendaciones	146
BIBLIOGRAFÍA	147
Anexos.....	149

INDICE DE TABLAS

Tabla 4.1. Coordenadas del espectro de diseño reducido en suelo arenoso para los modelos apoyados sobre elmismo.....	86
Tabla 4.2. Coordenadas del espectro de diseño reducido en suelo arcilloso para los modelos apoyados sobre el mismo.....	87
Tabla 4.3 Resultados de cortantes y momentos de volcamiento para edificaciones analizadas con la metodología tradicional.....	89
Tabla 4.4 Diseño y Dimensiones de zapatas para edificación de 10 niveles con zapatas apoyadas en estrato homogéneo arenoso.....	93
Tabla 4.5 Rigideces estáticas de fundación para edificación de 10 niveles con zapatas sobre estrato homogéneo arenoso.....	98
Tabla 4.6 Diseño y Dimensiones de zapatas para edificación de 15 niveles con zapatas apoyadas en estrato homogéneo arenoso.....	99
Tabla 4.7 Rigideces estáticas de fundación para edificación de 15 niveles con zapatas sobre estrato homogéneo arenoso.....	100
Tabla 4.8 Diseño y Dimensiones de zapatas para edificación de 10 niveles con zapatas reducidas de dimensiones B1X1L , B1,2X1,2L y B1,5X1,5L apoyadas en estrato homogéneo arenoso.....	101
Tabla 4.9 Diseño y Dimensiones de zapatas para edificación de 15 niveles con zapatas reducidas de dimensiones B1,5X1,5L y B2X2L apoyadas en estrato homogéneo arenoso.....	102
Tabla 4.10 Rigideces estáticas de fundación para edificación de 10 niveles con zapatas reducidas sobre estrato homogéneo arenoso.....	102
Tabla 4.11 Rigideces estáticas de fundación para edificación de 15 niveles con zapatas reducidas sobre estrato homogéneo arenoso.....	103
Tabla 4.12 Diseño y Dimensión de Losa de fundación para edificación de 10 niveles apoyada en estrato homogéneo arenoso.....	103
Tabla 4.13 Diseño y Dimensión de Losa de fundación para edificación de 15 niveles apoyada en estrato homogéneo arenoso.....	103
Tabla 4.14 Rigideces estáticas de fundación para edificación de 10 niveles con losa de fundación sobre estrato homogéneo arenoso.....	104
Tabla 4.15 Rigideces estáticas de fundación para edificación de 15 niveles con losa de fundación sobre estrato homogéneo arenoso.....	104
Tabla 4.16 Resultados de cortantes y momentos de volcamiento para edificaciones analizadas con la Incorporación de la Interacción Suelo-Estructura.....	104
Tabla 4.17 Diseño y Dimensiones de zapatas para edificación de 10 niveles con zapatas apoyadas en estrato homogéneo arcilloso.....	109
Tabla 4.18 Rigideces estáticas de fundación para edificación de 10 niveles con zapatas sobre estrato homogéneo arcilloso.....	114

Tabla 4.19 Diseño y Dimensiones de zapatas para edificación de 15 niveles con zapatas apoyadas en estrato homogéneo arcilloso.....	115
Tabla 4.20 Rigideces estáticas de fundación para edificación de 15 niveles con zapatas sobre estrato homogéneo arcilloso.....	116
Tabla 4.21 Diseño y Dimensión de Losa de fundación para edificación de 10 niveles apoyada en estrato homogéneo arcilloso.....	116
Tabla 4.22 Diseño y Dimensión de Losa de fundación para edificación de 15 niveles apoyada en estrato homogéneo arcilloso.....	116
Tabla 4.23 Rigideces estáticas de fundación para edificación de 10 niveles con losa de fundación sobre estrato homogéneo arcilloso.....	117
Tabla 4.24 Rigideces estáticas de fundación para edificación de 15 niveles con losa de fundación sobre estrato homogéneo arcilloso.....	117
Tabla 4.25 Resultados de cortantes y momentos de volcamiento para edificaciones analizadas con la Incorporación de la Interacción Suelo-Estructura.....	117
Tabla 4.26. Valores de período de la estructura T, diferenciado por caso y por metodología aplicada.....	118
Tabla 4.27. % de Incremento del período de la estructura T de base rígida a base flexible, diferenciado por caso y por metodología aplicada.....	119
Tabla 4.28. Valores de desplazamiento lateral máximo de la estructura, diferenciado por caso y por metodología aplicada.....	119
Tabla 4.29. % de Aumento del desplazamiento lateral máximo de la estructura de base rígida a base flexible, diferenciado por caso y por metodología aplicada.....	120
Tabla 4.30 Valores de cortante basal, diferenciado por caso y por metodología aplicada.....	123
Tabla 4.31. % de disminución del cortante basal de la estructura V_0 de base rígida a base flexible, diferenciado por caso y por metodología aplicada.....	126
Tabla 4.32 Valores de momento de volcamiento, diferenciado por caso y por metodología aplicada.....	126
Tabla 4.33. % de disminución del momento de volcamiento de la estructura M_0 de base rígida a base flexible, diferenciado por caso y por metodología aplicada.....	127
Tabla 4.34. Efectos generados por la incorporación de la interacción suelo estructura.....	129
Tabla 4.35: Valores obtenidos del periodo de la edificación de 10 niveles para los distintos casos y metodologías aplicadas.....	130

Tabla 4.36: Análisis de varianza del periodo de la edificación de 10 niveles considerando los distintos casos y metodología de estudio.....	131
Tabla 4.37: Valores obtenidos del periodo de la edificación de 10 niveles para los distintos casos y metodologías aplicadas.....	131
Tabla 4.38: Análisis de varianza del periodo de la edificación de 15 niveles considerando los distintos casos y metodología de estudio.....	132
Tabla 4.39: Valores obtenidos del desplazamiento lateral máximo de la edificación de 10 niveles para los distintos casos y metodologías aplicadas.....	132
Tabla 4.40: Análisis de varianza del desplazamiento lateral máximo de la edificación de 10 niveles considerando los distintos casos y metodología de estudio.....	133
Tabla 4.41: Valores obtenidos del desplazamiento lateral máximo de la edificación de 15 niveles para los distintos casos y metodologías aplicadas.....	133
Tabla 4.42: Análisis de varianza del desplazamiento lateral máximo de la edificación de 15 niveles considerando los distintos casos y metodología de estudio.....	134
Tabla 4.43: Valores obtenidos del cortante basal de la edificación de 10niveles para los distintos casos y metodologías aplicadas.....	134
Tabla 4.44: Análisis de varianza del cortante basal de la edificación de 10 niveles considerando los distintos casos y metodología de estudio.....	135
Tabla 4.45: Valores obtenidos del cortante basal de la edificación de 15niveles para los distintos casos y metodologías aplicadas.....	135
Tabla 4.46: Análisis de varianza del cortante basal de la edificación de 15 niveles considerando los distintos casos y metodología de estudio.....	136
Tabla 4.47: Valores obtenidos del momento de volcamiento de la edificación de 10 niveles para los distintos casos y metodologías aplicadas.....	137
Tabla 4.48: Análisis de varianza del momento de volcamiento de la edificación de 10 niveles considerando los distintos casos y metodología de estudio.....	138
Tabla 4.49: Valores obtenidos del momento de volcamiento de la edificación de 15 niveles para los distintos casos y metodologías aplicadas.....	138
Tabla 4.50: Análisis de varianza del momento de volcamiento de la edificación de 15 niveles considerando los distintos casos y metodología de estudio.....	139
Tabla 5.1: Porcentaje de Aumento del Periodo de la Edificación para cada caso de estudio analizado.....	142

Tabla 5.2: Porcentaje de Aumento del Desplazamiento Lateral máximo de la Edificación para cada caso de estudio analizado.....	142
Tabla 5.3: Porcentaje de Disminución del Cortante Basal de la Edificación para cada caso de estudio analizado.....	143
Tabla 5.4: Porcentaje de Disminución del Momento de Volcamiento de la Edificación para cada caso de estudio analizado.....	144

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Curva tensión – deformación típica de un ensayo triaxial no consolidado no drenado. Fuente: Lambe y Whitman (1993).....	18
Figura 2.2. Curva de histéresis deformación de corte γ -tensión de corte τ , y definición del módulo de corte máximo (G_{max}), tangente (G_{tan}) y secante (G_{sec}). La tensión τ se expresa en kPa y la deformación γ es adimensional y se expresa en%. Nota: Rodríguez, (2005).....	19
Figura 2.3. Modelo hiperbólico no-lineal del suelo para definir el comportamiento de carga y descarga (Schanz et al., 1999). Fuente: http://repositorio.uc.cl/xmlui/bitstream/handle/123456789/1867/550935.pdf?sequence=1	20
Figura 2.4. Curva de reducción de módulo de corte normalizado en arenas (Seed e Idriss,1970).Fuente: http://www.ing.unlp.edu.ar/estruc3b/flr.pdf	22
Figura 2.5. Curva de razón de amortiguamiento en arenas (Seed e Idris, 1970). Fuente: http://www.ing.unlp.edu.ar/estruc3b/flr.pdf	23
Figura 2.6. Curva de reducción de módulo de corte normalizado según índice de plasticidad(Vucetc y Dobry, 1991).Fuente: http://www.ing.unlp.edu.ar/estruc3b/flr.pdf	23
Figura 2.7. Curva de razón de amortiguamiento según índice de plasticidad (Vucetic y Dobri, 1991). Fuente: http://www.ing.unlp.edu.ar/estruc3b/flr.pdf	24
Figura 2.8. Vínculos rígidos. Nota: Mata R. , 2014.....	24
Figura 2.9. Ejemplo estructura. Nota: Mata R. , 2014.	26
Figura 2.10. Aplicación de Carga a la estructura. Fuente: http://www.ing.unlp.edu.ar/estruc3b/flr.pdf	26
Figura 2.11. Superposición de cargas. Fuente: http://www.ing.unlp.edu.ar/estruc3b/flr.pdf	27
Figura 2.12. Ejemplo estructura Fuente: http://www.ing.unlp.edu.ar/estruc3b/flr.pdf	27
Figura 2.13. Estructura en estado de carga. Fuente: http://www.ing.unlp.edu.ar/estruc3b/flr.pdf	28
Figura 2.14. Superposición de cargas. Fuente: http://www.ing.unlp.edu.ar/estruc3b/flr.pdf	28

Figura 2.15. Oscilador simple de 1 grado de libertad. Nota: Mata R. , 2014.....	29
Figura 2.16. Grados de libertad dinámicos. Nota: Mata R., 2014.....	30
Figura 2.17 Espectro de Respuesta para los diferentes perfiles geotécnicos expuestos en el capítulo V de la Norma COVENIN 1756-1:2001. Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2001 “Edificaciones Sismorresistentes”	35
Figura 2.18. Curva típica esfuerzo-deformación para el concreto bajo compresión, y puntos para definir el módulo de elasticidad según ASTM C-469. Fuente: http://www.elconstructorcivil.com/2011/01/concreto-modulo-de-elasticidad.html	36
Figura 2.19. Modificación del movimiento del campo libre. Fuente: Soriano (1989)....	44
Figura 2.20. Modificación del movimiento del campo libre debido a la presencia de estructuras. Fuente: Soriano (1989).	45
Figura 2.21. Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo. Fuente: http://www.smis.org.mx/rsmis/n79/FernandezAviles.pdf	47
Figura 2.22. Equivalencia del sistema de fundación para el análisis estructural. Nota: Safina (2012).	50
Figura 2.23. Representación de las componentes de rigidez. Nota: Casadey, Rosanna (UCLA).....	51
Figura 2.24. Rigidez de fundaciones y factores de amortiguamiento para fundaciones rígidas cilíndricas embebidas en un semi-espacio, aproximación vs solución por Apsel y Luco (1987). Fuente: modificado de Stewart et al (1998).....	55
Figura 2.25. Coeficientes de amortiguadores para amortiguación rotacional en radiación vs. Frecuencia para fundaciones de diferentes formas. (Dobry y Gazetas, 1986). Fuente: modificado de Stewart et al (1998).....	56
Figura 2.26. Esquema de sistema suelo-fundación planteado. Fuente: Mata R. (2015)...	57
Figura 2.27. Sistemas de Fundación. Fuente: Safina (2012).....	60
Figura 2.28. Medios de Fundación. Fuente: Safina (2012).....	60
Figura 2.29. Modelado de sistema de fundación. Fuente: Stewart (2003).....	61
Figura 2.30. Representación de resortes en sistema de fundación. Fuente: Stewart (2003).....	62
Figura 2.31. Representación del movimiento de entrada en sistema de fundación. Fuente: Stewart (2003).....	64

Figura 2.32. Representación de condiciones fronteras iniciales en sistema de fundación. Fuente: Stewart (2003).....	64
Figura 2.33. Fundación sin masa sujeta a una perturbación por terremoto. Fuente: Stewart (2003).....	65
Figura 2.34. Condiciones frontera para obtener el análisis de respuesta de frecuencia ante un movimiento de entrada de fundación. Fuente: Stewart (2003).....	66
Figura 2.35 Modelo de influencia oscilatoria para el sistema de fundación. Fuente: Stewart (2003).....	67
Figura 2.36 Efectos rotacionales en Sistema de fundación. Fuente: Stewart (2003).....	68
Figura 4.1. Planta Tipo. Nota: Mata R. (2015).....	79
Figura 4.2. Pórtico Modelo 1. Nota: Mata R. (2015).....	80
Figura 4.3. Pórtico Modelo 2. Mata R. (2015).....	81
Figura 4.4. Esquema de análisis de los modelos a los cuales se les aplicó la metodología que incorpora los efectos de la interacción suelo-estructura. Nota: Mata R. (2014).....	82
Figura 4.5. Espectro de diseño para estrato homogéneo arenoso. Fuente: Elaboración propia.....	86
Figura 4.6. Espectro de diseño para estrato homogéneo arcilloso. Fuente: Elaboración propia.....	87
Figura 4.7 Esquema de sistema suelo-fundación planteado. Fuente: Mata R. (2015).....	95
Figura 4.8. Rigideces traslacionales de fundación. Fuente: Mata R. (2015).....	97
Figura 4.9. Ubicación de fundaciones según su enumeración preestablecida. Fuente: Mata R.....	98
Figura 4.10. Rigideces traslacionales de fundación. Fuente: Mata R. (2015).....	99
Figura 4.11. Ubicación de fundaciones según su enumeración preestablecida. Fuente: Mata R.....	100
Figura 4.12. Ubicación de fundaciones según su enumeración preestablecida. Fuente: Mata R.....	108
Figura 4.13 Esquema de sistema suelo-fundación planteado. Fuente: Mata R. (2015).....	110
Figura 4.14. Rigideces traslacionales de fundación. Fuente: Mata R. (2015).....	113
Figura 4.15. Ubicación de fundaciones según su enumeración preestablecida. Fuente: Mata R.....	114
Figura 4.16: Diagrama variación de derivas por nivel para Edificación de 10 niveles sobre arena en los casos de estudio. Nota: Mata R. (2014).....	121
Figura 4.17: Diagrama variación de derivas por nivel para Edificación de 10 niveles sobre arcilla en los casos de estudio. Nota: Mata R. (2014).....	121
Figura 4.18: Diagrama variación de derivas por nivel para Edificación de 15 niveles sobre arena en los casos de estudio. Nota: Mata R. (2014).....	122

Figura 4.19: Diagrama variación de derivas por nivel para Edificación de 15 niveles sobre arcilla en los casos de estudio. Nota: Mata R. (2014).....	122
Figura 4.20: Diagrama variación del cortante basal en dirección X en arena, para los casos de estudio. Nota: Mata R. (2014).....	124
Figura 4.21: Diagrama variación del cortante basal en dirección Y en arena, para los casos de estudio. Nota: Mata R. (2014).....	124
Figura 4.22: Diagrama variación del cortante basal en dirección X en arcilla, para los casos de estudio. Nota: Mata R. (2014).....	125
Figura 4.23: Diagrama variación del cortante basal en dirección Y en arcilla, para los casos de estudio. Nota: Mata R. (2014).....	125
Figura 4.24: Diagrama variación del momento de volcamiento sobre dirección X en arena, para los casos de estudio. Nota: Mata R. (2014).....	127
Figura 4.25: Diagrama variación del momento de volcamiento sobre dirección Y en arena, para los casos de estudio. Nota: Mata R. (2014).....	128
Figura 4.26: Diagrama variación del momento de volcamiento sobre dirección X en arcilla, para los casos de estudio. Nota: Mata R. (2014).....	128
Figura 4.27: Diagrama variación del momento de volcamiento sobre dirección Y en arcilla, para los casos de estudio. Nota: Mata R. (2014).....	129
Figura 5.1. Modelo Estructural Planteado en el software ETABS Para la Edificación de 15 Niveles.....	149
Figura 5.2. Modelo Estructural Planteado en el software ETABS Para la Edificación de 10 Niveles.....	149
Figura 5.3. Modelo Estructural Planteado en el software ETABS Para la Edificación de 15 Niveles.....	150
Figura 5.4. Modelo Estructural Planteado en el software ETABS Para la Edificación de 10 Niveles.....	150
Figura 5.5: (a) Idealized Elasto-Plastic Load-Deformation Behavior for Soils (b) Uncoupled Spring Model for Rigid Footings. Fuente: FEMA 440.....	151

Introducción

Los sismos ó terremotos son movimientos del terreno , que se generan por la interacción entre las placas tectónicas, al chocar o desplazarse entre sí liberando energía de manera súbita, esta energía tiende a irse propagando y atenuando a medida que las ondas causadas por la liberación de energía viajan desde el punto, que se originó el sismo hacia la superficie terrestre, sin embargo en muchos casos esta disipación no ocurre por distintas condiciones de sitio dadas según las características de los suelos que incluso pueden tender a amplificarlas. Esta energía liberada en forma de onda actúa de manera cíclica en las estructuras, generando vibraciones sobre ella, que a su vez generan las acción de fuerzas de inercia sobre la misma, que se viene traducidas a la final en un aumento de las solicitaciones y reacciones de la estructura pudiendo poner en peligro la integridad de la misma ya que si no se consideran dichas solicitaciones adicionales en el diseño de los elementos de la estructura, estos pueden llegar a fallar según sea la magnitud del sismo que actúe.

Por ello se habla de un diseño sismo-resistente ya que este contempla las solicitaciones adicionales generadas durante la acción sísmica, para garantizar no solo una correcta resistencia de los elementos a las mismas sino un correcto comportamiento ante las diferentes magnitudes de acciones que puedan ocurrir ya que aún no sabemos a ciencia cierta cuanto sea la energía liberada ni cuándo ocurrirá un sismo. Si bien el diseño sismo-resistente viene siendo la herramienta para ayudar a las estructuras a comportarse de manera segura durante un sismo no servirá de nada sin hacer un correcto análisis estructural que nos describirá la respuesta y comportamiento de la estructura ante la acción sísmica probable; en los últimos años a pesar de los distintos tipos de análisis estructurales que existen, el análisis dinámicos ha demostrado ser uno de los más eficientes ya que muestra un comportamiento más próximo al real en cuanto a la manera real de la estructura de vibrar, según sus periodos y modos, que ayudan a obtener solicitaciones más óptimas y reales para el diseño.

Sin embargo este análisis dinámico toma en cuenta muchos factores estructurales pero pocos factores geotécnicos del sitio en que se estará fundando la estructura, ya que el sistema suelo-fundación se considera infinitamente rígido, lo que conlleva a errores de concepción y comportamiento de lo que sucede en el caso real como es que el sistema suelo fundación no es infinitamente rígido y dependerá sobre todo del suelo en que se apoya. En los países con amenaza sísmica significativa, los investigadores se han encargado de actualizar constantemente el estudio y desarrollo de nuevas tecnologías que principalmente permitan preservar los dos componentes más importantes de una

ciudad: vidas y edificaciones. Consiguiendo así, países líderes en el desarrollo de metodologías, como lo son Chile y Estados Unidos, quienes simulan de forma más exacta el comportamiento de las estructuras, incorporando los efectos de la interacción “suelo-estructura”

En Venezuela debido a la alta amenaza sísmica que existe se han creado normas que relacionan la zona donde esté ubicada la estructura con diferentes tipologías del suelo para obtener espectro de diseño, que ayudan a tener una idea aproximada del movimiento del terreno durante un movimiento sísmico, que de igual manera no considera una correcta interacción suelo-estructura. En el estado Carabobo existe una gran irregularidad en las tipologías de suelos, y las características del mismo las cuales al ocurrir un sismo tienden a que este evento sea más desfavorable para las estructuras causando daños en las mismas. Para esto se habla de considerar para los análisis ya mencionados el fenómeno de la interacción suelo ya sea adaptando un espectro de diseño a una condición más próxima a la real de manera implícita ó considerando la rigidez del sistema suelo-fundación de manera explícita.

Por otra parte, este procedimiento de incorporación de características más reales del suelo al que llamamos Interacción Suelo-Estructura (ISE), es aplicado por varios países como Estados Unidos, México, Chile, entre otros; pero los procedimientos no necesariamente son los mismos. En nuestro país, la norma FONDONORMA 1756-2001, hace un llamado, a que si se quisiera trabajar incorporando los efectos de la ISE, se debe hacer bajo lo establecido por la normativa del Programa Nacional de Reducción de Riesgo Sísmico de los Estados Unidos de América (National Earthquake Hazards Reduction Program) NEHRP, y esta a su vez hace un llamado a la Agencia de Manejo de Emergencias Federales (Federal Emergency Management Agency) FEMA cuya metodología trabaja con una modificación del espectro de respuesta para diseño. En esta investigación se desarrollara una metodología que considera la rigidez del sistema suelo fundación mediante la modelación de resortes elásticos y en función de los asentamientos estáticos y dinámicos del mismo, a partir de las funciones de impedancia expuestas por Gazetas (1991), en donde se considerara únicamente la rigideces traslacional del sistema suelo-fundación, ignorando el amortiguamiento aportado por el mismo de manera conservadora y simplificada.

Antes de esto, es importante aclarar algunas definiciones, como lo son las propiedades dinámicas del suelo y las propiedades de la estructura, los efectos de considerarlas, entre otros.

Al final siempre se debe buscar que una estructura debe ser capaz de soportar todas estas acciones que se ejercen sobre ella sin poner en peligro la integridad de servicio y estructural de la edificación. El objetivo del presente trabajo de investigación es: Evaluar los efectos de la acción sísmica real, sobre una edificación regular de concreto armado, considerando la interacción suelo-estructura de manera explícita tomando en cuenta la

rigidez del sistema suelo-fundación con sistemas de fundaciones superficiales, para ello se utilizara un software de última generación.

Para finalizar se analiza comparativamente y se analiza la varianza de la respuesta obtenida con la incorporación de la consideración de la interacción suelo-estructura con el uso de la metodología explícita simplificada, contra la metodología tradicional, determinando así, si es un procedimiento viable en el análisis y diseño estructural.

La investigación está conformada por cinco capítulos que tratan los siguientes aspectos. Capítulo I, contiene: Planteamiento del problema, formulación del problema, preguntas de investigación, objetivos generales y específicos de la investigación, alcances de la investigación, e importancia y justificación de la misma. En el capítulo II, se plantea el marco referencial que sirve de base documental para la realización del trabajo; en este capítulo se incluyen los antecedentes relacionados con la temática, objeto de estudio; bases teóricas y legales.

En el capítulo III se encuentra el marco metodológico, el cual comprende el nivel y modalidad de la investigación, diseño y método; técnicas e instrumentos de recolección de información y el procedimiento empleado para analizar la información. El capítulo IV se ha dispuesto para desarrollar el análisis de los objetivos propuestos, tomando en cuenta la información obtenida de la investigación y documental y los resultados de modelar la edificación en el software de última generación. Posteriormente en el capítulo V se plantearon los análisis de los resultados y en el capítulo VI las conclusiones y recomendaciones que arrojó el trabajo. Adicionalmente se relacionara las referencias bibliográficas consultadas para la realización de la investigación.

CAPITULO I

Planteamiento del Problema

Un sismo o terremoto (del griego “σειμος” ; temblor o terremoto) es una sacudida del terreno que se produce debido a la interacción continua de las placas tectónicas lo cual causa liberación súbita de energía debido a la acumulación de tensiones producidas entre ellas. Siguiendo esta cronología la tectónica de placas (del griego “τεκτων”, tekton) es una teoría geológica que explica la forma en que está estructurada la litosfera, esta teoría además de explicación a como se originaron estas placas tectónicas en la superficie terrestre, explica el movimiento continuo que se aprecia entre ellas sobre el manto terrestre fluido, sus direcciones e interacción.

A nivel mundial, el continuo movimiento de las placas tectónicas origina sismos de leves a severos, en países como Chile, Japón, Estados Unidos, etc., los cuales poseen un sistema de fallas de subducción en donde existe una alta concentración de tensiones que al liberarse generan sismos muy severos, influenciados adicionalmente por efectos de sitio, en donde la mayoría de las veces que estos ocurren existen cuantiosas pérdidas tanto económicas como humanas.

En Venezuela, el norte del país forma parte del límite entre la placa del Caribe y la placa suramericana, lo que ha generado un sistema de fallas activas del tipo transcurrente dextral, que es la que ha originado los sismos más severos ocurridos en nuestro país, dichos sismos han generado cuantiosas pérdidas humanas y económica, debido a que la mayoría de los centros poblados se encuentran hacia la zona norte del país, la cual es una zona de alta amenaza sísmica por su cercanía a la falla activa ya mencionada. No obstante, muchas de las estructuras existentes en el país fueron diseñadas y construidas sin considerar los efectos que se generan en las edificaciones debido a los sismos; estos sismos son energía liberada en forma de ondas sísmicas que viajan a través del suelo en diferentes direcciones, se transmite a la edificación causando movimientos en su base que conllevan a vibraciones en toda la misma, lo que hace que las masas de la edificación se opongan a ser desplazadas dinámicas.

Los sismos generan fuerzas las cuales al no estar contempladas en el diseño pueden causar la falla de los elementos de la estructura de manera diferente del sistema suelo fundación, lo cual de manera general perturban el equilibrio de la edificación.

Hablamos de edificación Sismorresistente cuando se diseña y construye con una configuración estructural, con elementos de resistencias y dimensiones adecuadas para

resistir las fuerzas de inercia adicionales causadas por sismos frecuentes. Sin embargo aun cuando se diseñe una estructura con todos los requisitos necesarios siempre existe la amenaza de que ocurra algún sismo de mayor magnitud que pueda poner en peligro la integridad estructural de la edificación. No obstante en los modelos de análisis no se consideran muchos factores en la estructura real, entre dichos factores tenemos la interacción suelo-estructura ya que en los modelos comunes se asume que las edificaciones están apoyadas sobre algo totalmente rígido, caso opuesto a la realidad donde existe una gran variabilidad en la rigideces de apoyo debido a la diversidad de los suelos.

Esta última manera mencionada ayudara a simular y controlar las distintas condiciones de apoyo y de sitio que puedan presentarse para diferentes tipologías considerando las variables dinámicas de los suelos y los asentamientos esperados del mismo, causando modificaciones en las propiedades dinámicas de la estructuras y logrando así análisis y diseños más óptimos y seguros en nuestras edificaciones con la incorporación de este fenómeno de la interacción suelo estructura, serán estos análisis notablemente diferentes a los obtenidos por modelos realizados sin la incorporación de la interacción suelo-estructura.? ¿Cuál será la varianza de los efectos en edificaciones sometidas a sismos al considerar la interacción suelo-estructura de manera explícita?

Preguntas de Investigación

-¿Qué puede evaluar la acción sísmica en una edificación cuando se considera la interacción suelo-estructura?

-¿Con que se puede medir el resultado real de la acción sísmica sobre una Edificación al considerar la interacción suelo-estructura?

-¿Qué ayudara a entender diferencias y semejanzas entre consideraciones de análisis cuando interviene o no, la interacción suelo-estructura?

-¿Qué puede concluir la estimación de la acción sísmica considerando la interacción suelo-estructura, sobre si es favorable o no?

Objetivos

Objetivo General

Analizar la varianza de los efectos de la acción sísmica, en edificaciones regulares de concreto armado considerando la interacción suelo-estructura de manera explícita para suelos arenosos y arcillosos

Objetivos Específicos

- 1- Caracterizar la acción sísmica actuante en las edificaciones.
- 2- Describir en qué consiste la interacción suelo-estructura.
- 3- Estimar los efectos de la acción sísmica con periodo de retorno 475 años, considerando la interacción suelo-estructura de manera explícita, en varias edificaciones regulares de concreto armado para suelos arenosos y arcillosos.
- 4- Comparar en varias edificaciones regulares, los efectos de la acción sísmica, considerando y sin considerar de manera explícita la interacción suelo-estructura.
- 5- Analizar la varianza de los efectos de la acción sísmica entre las edificaciones y suelos estudiados, considerando y sin considerar la interacción suelo-estructura de manera explícita.

Justificación

El comportamiento de las estructuras diseñadas sísmicamente en Venezuela no ha considerado en su análisis la interacción suelo-estructura. La presente investigación tiene como finalidad dar a conocer que al tomar en cuenta la interacción suelo-estructura para futuros análisis y diseños estaremos garantizando una menor vulnerabilidad de las estructuras ante acciones sísmicas en sitios donde no se tenga un claro entendimiento del terreno de fundación por sus diferentes características y de igual manera ayuda a conocer cuáles serán los efectos que ocurrirán en la estructura cuando consideramos esta variable interviniente de la interacción suelo-estructura en comparación a cuando esto no se hace, con lo que ambas contribuyen a disminuir el riesgo de pérdidas tanto humanas, como económicas durante y después de la acción sísmica, ya que se tiene un conocimiento del comportamiento más real del sistema estructural y el sistema suelo-fundación ambos actuando conjuntamente. Técnica y socialmente es una incorporación.

La presente investigación tiene la finalidad de conocer el efecto que origina la respuesta sísmica de varias estructuras con la incorporación de la interacción suelo estructura y establecer una metodología de cálculo que incentive la inclusión de estos análisis en la normativa Sismorresistente venezolana, debido a la carencia de procedimientos en Venezuela que permitan incorporar la interacción suelo-estructura en el análisis de edificaciones. Por otra parte, se espera que la presente investigación constituya una base y proporcione la información requerida para garantizar la continuidad del estudio, contribuyendo de esta manera al desarrollo de trabajos futuros dentro de la mismas líneas investigativas que, con el paso del tiempo, originen fundamentos teóricos confiables, aplicables en nuestro país, lo que representaría grandes avances para la industria de la construcción. Académica y socialmente es una incorporación.

Alcance y Limitaciones

La aplicación de la metodología se fundamenta en la recomendación de la normativa COVENIN 1756-1:2001, la cual hace un llamado a la normativa norteamericana NEHRP. Esta última, ha tenido ya varias actualizaciones desde la impresión de la venezolana, por lo cual se procedió a trabajar con la normativa más vigente.

La investigación abarca estructuras regulares de concreto armado, utilizando sistemas aporticados con una planta rectangular de 180 m², y apoyado sobre zapatas, zapatas reducidas y losas de fundación de 15x12m y 17x14m. Con 10 y 15 niveles y una altura de entrepiso de 3 m, se ha evaluado la influencia que tiene la metodología en sistemas regulares de diversas alturas. Se trabajó únicamente con zapatas reducidas en el estrato arenoso, ya que los diseños de las fundaciones sobre el estrato arcillosos fueron muy ajustados, en el sentido de que al reducir sus dimensiones el sistema fallaría por capacidad portante.

Las edificaciones analizadas se consideraron como regulares debido a la limitación establecida en el capítulo 8 de la norma COVENIN 1756-1:2001, que únicamente permite la incorporación de la interacción suelo-estructura a edificaciones regulares.

Los métodos de análisis utilizados fueron la metodología tradicional y la metodología que incorpora los efectos de La Interacción Suelo-Estructura. Para observar el efecto del suelo en la estructura se estudiaron dos estratos. El primero, semi-espacio arenoso denso y el segundo estrato, semi-espacio arcilloso fino. Dicho estudio se limitó a la interpretación de los siguientes parámetros: el período fundamental de vibración, el desplazamiento lateral máximo, la deriva, el valor de cortante basal y el valor del momento de volcamiento. Se utilizara el software ETABS 9.7.4 de la Empresa CSI como única herramienta de verificación de los fenómenos de ISE por ser el software de análisis estructural de más fácil acceso en nuestro país.

Las estratigrafías de suelos utilizadas se limitaron a un estrato medio homogéneo arenoso y un estrato medio homogéneo arcilloso, debido a la gran variabilidad que existe en las litologías de suelos y adicionalmente a la ausencia de estudios geotécnicos disponibles para visualizar otras estratigrafías. Ambas en ausencia de agua o presiones de poro.

Debido a la ausencia de información, la elección del sistema de fundación utilizado y el valor del módulo de Poisson, se asumieron como 0,3 para el estrato arenoso y 0,4 para el estrato arcilloso. Adicionalmente la reducción del módulo de cortante dinámico de los

suelos se consideró lineal, estableciendo un valor específico luego de la reducción del mismo, ya que el considerar la reducción del módulo de cortante dinámico del suelo, de manera no lineal amerita metodologías más específicas que no son objeto de esta investigación.

A lo largo de la investigación se presentaron algunas limitaciones, la ausencia de metodologías que incorporen la ISE en la normativa venezolana. Por lo cual, fue necesaria la utilización de estudios internacionales, como los de Gazetas (1991) los cuales anuncia expresiones sobre las rigideces del sistema suelo-fundación en función a funciones de impedancia estáticas y dinámicas en donde para las funciones de impedancia utilizadas en esta investigación se consideraron únicamente coeficientes de rigidez dinámicas de tipo traslacional en las dos direcciones sobre el plano y las rigideces rotacionales para un total de seis grados de libertad en la base, despreciando el amortiguamiento del mismo debido a la complejidad del procedimiento que esto incurre y al despreciar el mismo, estamos incurriendo en un análisis más conservador.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

-Nacionales:

Rodríguez Rodríguez, María Alejandra; Rodríguez Vasseur, María Alejandra;(2014); “Aplicación de una metodologías que considere la interacción suelo-estructura en el modelo de sistemas aporticados de estructuras regulares de concreto armado”. Tesis de pregrado no Publicada, Universidad de Carabobo, Valencia. La presente investigación realiza una comparación entre los resultados obtenidos haciendo uso de la metodología tradicional, con la metodología que incorpora los efectos de interacción suelo-estructura. Evidenciar los efectos de la interacción suelo-estructura, es incorporar los efectos reales de rigidez y amortiguamiento del sistema reflejando el comportamiento real que existe entre el conjunto: estructura, sistema de fundación y suelo de apoyo ya que actualmente en Venezuela la normativa sísmica no ha realizado grandes avances con respecto a la incorporación de esta metodología, ya que la misma sólo hace referencia a la norma estadounidense (NEHRP). Tras la incorporación de los efectos de la interacción suelo-estructura se concluyó, que la metodología recomendada por la normativa venezolana, puede llegar a ser aún más conservadora que la nuestra. Puesto que no considera el amortiguamiento en su totalidad, despreciando el amortiguamiento histerético propio del suelo. Esto se puede ver reflejado en los espectros de respuesta que dieron como resultado de la aplicación de dicha metodología, ya que los mismos arrojaron valores de ordenadas mayores que los obtenidos por el análisis tradicional. Por lo tanto, recomienda que al incorporar los efectos de interacción suelo-estructura en el análisis estructural, se tome en cuenta el amortiguamiento histerético propio del suelo, ya que implementarlo puede llegar a ser de vital importancia con respecto al análisis sísmico estructural.

Safina, S. (1996). “*Relationship Soil-Structures Upon Fundamental Dynamics Properties of Ordinary Buildings.*” (Relación de la interacción suelo-estructura con las propiedades dinámicas fundamentales de edificaciones regulares) CD-ROM 11th WCEE. Paper No. 1951. Acapulco. México. En el trabajo refleja cuales son los principales parámetros que se deben considerar al estudiar la interacción suelo-estructura, evaluando paramétricamente diferentes edificaciones, entre estos se encuentran la reducción de las frecuencias propias de vibración del sistema (incremento de los

períodos de vibración del sistema), la variación de la fracción de amortiguamiento modal del sistema (expresados generalmente como un incremento, aunque existen casos donde puede haber reducciones) y la variación de las formas modales de vibración, respecto las evaluadas bajo la condición de base rígida. Se establece que los principales parámetros que controlan la respuesta del sistema son: el parámetro de rigidez relativa estructura suelo, la relación de esbeltez de la edificación h/r , la relación de radios, el parámetro de pesos específicos relativos μ y el factor de amortiguamiento histerético del suelo "D".

E. Guanchez (2014, Mayo) "Evaluación de la Respuesta Sísmica de Sitio" Trabajo de investigación presentado en el II Congreso Internacional de Ingeniería Estructural & Sismoresistente. La presente investigación tiene por objeto ilustrar los efectos que produce la respuesta sísmica local del sitio, respecto al análisis efectuado mediante espectros de diseño normalizados y tipificados en los códigos de diseño vigentes. Se describe cómo se desarrollan los análisis de respuesta del terreno en una, dos y tres dimensiones y se evalúan cuáles son las respuestas esperadas para diferentes condiciones geotécnicas (estratos homogéneos, estratos heterogéneos, estratos sobre roca rígida y elástica). Dentro de este aspecto se desarrolla una descripción de las variables de orden geotécnico que intervienen en los análisis y se describe cómo deben ser utilizadas las propiedades dinámicas del sistema suelo-fundación para obtener resultados confiables. Se dan los lineamientos para efectuar un análisis de respuesta del terreno utilizando registros de sismos de otras localidades que puedan ser adaptados a las condiciones particulares del sitio, utilizando criterios de ubicación de fallas, uso de leyes de atenuación y analizando los procesos de refracción que ocurren según el medio de propagación existente.

En vista de lo denso que puede llegar a ser el análisis numérico, se presentan las ventajas existentes actualmente mediante el uso de software de última generación, tales como el Shake 2000 (Schnabel et al, 1972). Se dan los lineamientos para determinar la respuesta del terreno de fundación mediante la construcción de historias de aceleraciones, utilizando este tipo de herramientas. Mediante el desarrollo de este tipo de análisis es posible incluir los efectos de la interacción suelo-estructura de forma mucho más precisa y obtener resultados más realistas para el diseño del sistema suelo-fundación y por ende sobre la edificación. Se presenta algunos de los lineamientos de los códigos vigentes para inclusión de estos efectos en el análisis, específicamente las previsiones del National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP), las normas de la Federal Emergency Management Agency (FEMA 440 y FEMA 356) y la Norma del Applied Technology Council (ATC-40). Un aspecto importante a destacar es la propuesta de revisión de los procedimientos que se utilizan actualmente para el diseño geotécnico y estructural del sistema suelo-fundación al incluir la rigidez producto de la interacción en el análisis.

Safina , S. (1999). “Evaluación de los Efectos de Interacción Suelo-Estructura sobre la Determinación de las Propiedades Dinámicas Fundamentales de Edificaciones Regulares”. Trabajo de Grado para optar al título de Magister Scientiarum en Ingeniería Estructural. Facultad de Ingeniería.UCV. Caracas. En este trabajo, destaca la importancia de incorporar los efectos de interacción suelo-estructura en el diseño de edificaciones regulares, especialmente en aquellos casos donde dichos efectos adquieren relevancia desde el punto de vista práctico. Asimismo, se discuten en él aquellos casos donde despreciar los efectos de interacción suelo-estructura puede conducir a subestimar las fuerzas sísmicas y los correspondientes desplazamientos. Se destaca la importancia de considerar las propiedades dinámicas del suelo compatibles con los niveles de deformaciones cortantes esperados que pueden ser correlacionados con los valores de aceleración del terreno. Finalmente, propone una interpretación física de los diferentes modos de interacción inercial que permite destacar la influencia que tiene un determinado sistema de fundaciones en favorecer o restringir dichos efectos, como una estrategia para avalar la selección de un esquema de fundaciones.

Safina, S. y López, O.A. (2005). “Desarrollo de una Metodología Simplificada para Evaluar los Efectos de Interacción Suelo-Estructura sobre las Propiedades Dinámicas de Edificaciones Regulares”. XV Congreso Nacional Ingeniería Sísmica. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C. México 2005. En esta investigación, demuestran que en edificaciones regulares las propiedades dinámicas varían considerablemente cuando se toma en cuenta la interacción suelo-estructura. Su cuantificación depende de una serie de parámetros característicos de la estructura, las fundaciones y del terreno de fundación.

-Internacionales:

Applied Technology Council (ATC), 1978. Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings (Provisones tentativas para el desarrollo de regulaciones sísmicas para edificios), ATC 3-06, Redwood City, CA, USA. En el trabajo resumen los procedimientos para la predicción de los efectos de la interacción suelo-estructura y revisan los procesos de identificación del sistema para evaluar sus efectos a partir de registros de movimientos sísmicos. Los procedimientos estudiados fueron aplicados en 57 regiones de California y Taiwán.

Gazetas (1991): “Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations Journal of Geotechnical Engineering” (Fórmulas y procedimientos para las impedancias de fundaciones superficiales y embebidas. Diario de Ingeniería

Geotécnica), expresa que existen diversos procedimientos y códigos computacionales alternativos que están disponibles para que el ingeniero pueda obtener las funciones de impedancias dinámicas (resortes) para cada problema de fundaciones sometidas a vibraciones. La escogencia entre estos métodos va a depender de una gran precisión, la cual primeramente va a depender del tamaño e importancia del proyecto. Aún más, el método seleccionado deberá reflejar las principales características de la fundación y del suelo de soporte. Específicamente, se podría clasificar ampliamente los sistemas suelo-fundación de acuerdo a las características geométricas y del material: la forma de la cimentación (circular, franja, rectangular, arbitraria), el tipo del perfil del suelo (depósito profundo uniforme, depósito heterogéneo profundo, estrato superficial sobre roca), la cantidad de empotramiento (fundación superficial, fundación empotrada, fundación con pilotes).

Universidad de California, (1998): “Empirical Evaluation of Inertial Soil-Structure Interaction Effects” (Evaluación Empírica de los Efectos de Interacción Inercial Suelo-Estructura). Los Ángeles. USA. Stewart Jonathan P. En el documento, se identificaron las condiciones en que se producen efectos significativos de interacción suelo-estructura, para luego realizar las calibraciones técnicas y analíticas simplificadas para predecir estos efectos. Para cada sitio en estudio, se utilizaron los análisis de identificación del sistema para evaluar los períodos del primer modo y las relaciones de amortiguamiento, para un caso de base flexible que incorpora los efectos de interacción suelo-estructura, y un caso de base fija en la que se representa sólo la flexibilidad estructural. Se encontró que estos efectos de interacción inercial son significativos en algunos sitios (por ejemplo, con relación de alargamiento del período igual a 4, y 30% de amortiguamiento de la fundación), y despreciable a los demás (sin período de alargamiento y amortiguamiento de la fundación igual a cero).

Universidad de California, (1999) “Seismic soil-structure interaction in buildings.I: Analytical aspects” (Interacción sísmica suelo-estructura en edificios, I: Aspectos Analíticos) Los Ángeles. USA. Stewart Jonathan P. En el documento, se plantearon como objetivo hacer uso de los datos obtenidos a partir de un movimiento sísmico de gran intensidad para evaluar los efectos de la interacción suelo estructura en respuestas estructurales para un región determinada, emplearon dichos resultados en la calibración de los procedimientos analíticos simplificados, similares a los de la norma Building Seismic Safety Council (BSSC)(1997).

Gazetas (2006), “Seismic Design of Foundations and Soil-Structure Interaction” (Diseño Sísmico de Fundaciones e Interacción Suelo-Estructura). Trabajo de Investigación. Donde se propone y establece los siguientes tópicos de significado práctico: (a) la percepción generalizada, reflejada en la mayoría de códigos de diseño sísmico, que la interacción suelo-estructura juega invariablemente un papel favorable (y por lo tanto

puede ser ignorada en diseño estando en el lado seguro) y que se evidencia como resultado de un concepto errado, derivado de la forma real espectro de respuesta de aceleración para diseño en presencia de suelos blandos profundos. (b) Evidencia analítica, experimental y de campo obtenida recientemente ha comenzado a revelar que el diseño sísmico de fundaciones superficiales podría cubrir las estrictas limitaciones del llamado “diseño por capacidad”, al permitir importantes deslizamientos, levantamientos e incluso desplazamiento de los mecanismos de falla de capacidad portante que ocurren. Se ha demostrado que bajo condiciones sísmicas tales respuestas dinámicas no lineales e inelásticas podrían conducir a aceptables deformaciones horizontales y verticales permanentes.

Universidad de California, (2003); “Revisions to Soil-Structure Interaction Procedures in NEHRP Design Provisions” (Revisiones para la interacción suelo estructura establecidas en las recomendaciones de diseño del NEHRP). Los Ángeles, USA. Stewart Jonathan P, Fenves Gregory L. En esta investigación se verifica la eficiencia de las recomendaciones NEHRP introducidas en el año 2000, respecto a las precedentes en el cual se procesan los datos de 47 edificaciones de la data original Edificaciones fundadas superficialmente y 21 edificaciones con fundaciones profundas). Para todos los casos, las propiedades del terreno son evaluadas con base a las recomendaciones de profundidad vigente ($0,75 r_x$ y $0,75 r_y$) y comparadas con las recomendaciones anteriores ($4 r_x$ y $1,5 r_y$), obtenidas a través de un análisis con el programa SHAKE91, empleando las curvas típicas de reducción del módulo de corte propuestas por Idriss y Sun.

J. E. Luco (2012) “Equivalent 1-DOF Model for Approximate Multi-Modal Analysis of Soil-Structure Interaction” (Modelo equivalente para aproximar un análisis mutli-modal de la Interacción Suelo-Estructura) University of California San Diego, La Jolla, California, USA. En este trabajo se presenta un nuevo modelo equivalente, que consta de un solo grado de libertad oscilador soportado sobre un suelo elástico, seleccionado para aproximar la respuesta de un sistema de suelo-estructura de varios pisos en la proximidad de cada modo de vibración del sistema. El modelo se basa en las propiedades modales de la estructura sobre una base fija sobre la fundación y funciones de impedancia. Se muestra que los efectos de los modos de base fija más baja pueden ser explicados por el aumento de la rigidez y amortiguación de la base mientras que los efectos de los modos de base fija más alto pueden ser aproximados por el aumento de la masa de la fundación. El nuevo modelo eficaz aporta un mayor conocimiento en los efectos de ISE sobre la respuesta dinámica de las estructuras y se puede utilizar para obtener valores aproximados de la frecuencias naturales del sistema, formas de los modos, las relaciones de amortiguación y los factores de participación de una estructura de N-pisos por resolver un problema de N valores en tercera dimensión. Un nuevo modelo equivalente, que consiste de un solo grado de libertad oscilador soportado

sobre un elástico suelo, seleccionado para aproximar la respuesta de un sistema-la estructura del suelo en las proximidades de cada modo del sistema se ha presentado. Las magnitudes de las masas de cimentación adicionales asociados con el efecto de la base fija de modos más altos han sido cuantificados por una estructura de prueba de nueve pisos. La masa de la fundación agregada disminuye rápidamente con número de modo de un máximo, para el primer modo, de aproximadamente 15% de la masa total de la superestructura. El momento adicional de masa y momento de inercia son extremadamente pequeñas. El agregado masa propuesto aquí coincide con la propuesta por Parmelee (1967) para el modo fundamental, pero es significativamente más pequeña que la masa añadida anteriormente para los modos más altos. Los modos de base fija más baja contribuyen a la rigidez y la amortiguación de la fundación. El agregado de la rigidez traslacional aumenta gradualmente con el orden del modo, mientras que la rigidez rotacional añadida aumenta principalmente de la primera a la segunda modalidad. La rigidez de traslación y de rotación añadida de la base puede ser, por suelos blandos, de la misma orden de las impedancias de la fundación. El agregado de la rigidez de acoplamiento puede ser varias veces mayor que la impedancia de fundación correspondiente, por lo tanto aumentara de manera significativa el efecto del acoplamiento traducción-oscilante en la matriz de rigidez efectiva de la fundación. Los efectos de los modos de base fija más baja en el aumento de la matriz de amortiguamiento de fundación son menos pronunciados que los de la rigidez. Este es un resultado de la típicamente pequeña cantidad de amortiguación modal estructural en comparación con la radiación de amortiguación más grande en el suelo. Los resultados analíticos obtenidos aquí para la amortiguación adicional son consistentes con los resultados numéricos de Bielak (1975, 1976), que muestran que la contribución estructural al sistema de amortiguamiento para un modo particular se debe principalmente a los modos de base fija más baja. Por último, el nuevo modelo 3-DOF tiene sido validada por comparación de la respuesta local de estado estacionario con la obtenida por la solución exacta de la ecuación de movimiento para el sistema de interacción completa.

BASES TEORICAS

Generalidades

Una estructura puede concebirse como un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada. Esta debe cumplir la función a que está destinada con un grado de seguridad razonable y de manera que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio.

Prácticamente todas las estructuras reales son tridimensionales, sin embargo, para fines de análisis, en muchos casos las estructuras pueden dividirse en estructuras más sencillas que puedan ser consideradas contenidas en un plano, es decir, estructuras planas; definidas por líneas unidimensionales, coincidentes con los ejes geométricos de los miembros.

Otro aspecto a considerar para el análisis estructural son los materiales con los cuales se construirá la edificación, entre ellos, el concreto armado y el acero estructural, los mismos tienen gráficas carga-deflexión en las que se empieza con una función lineal y luego, presentan una amplia zona de no linealidad.

Un último aspecto a tomar en cuenta es el tamaño y comportamiento de los apoyos en las estructuras y de las interacciones de sus miembros. Los apoyos ideales, representan puntos en los que no hay fricciones que restrinjan el desplazamiento o las rotaciones de los miembros, lo que quiere decir, que proporcionan un empotramiento perfecto. No así, los apoyos reales poseen dimensiones apreciables y siempre hay fricciones o empotramientos que no son perfectos, los cuales también dependerán del terreno donde se realizará el sistema de fundación.

Fundamentos de dinámica de suelos

Propiedades dinámicas de los suelos:

Modulo dinámico equivalente de Young (E): Se denomina módulo de elasticidad a la razón entre el incremento de esfuerzo y el cambio correspondiente a la deformación unitaria. Si el esfuerzo es una tensión o una compresión, el módulo se denomina módulo de Young y tiene el mismo valor para una tensión que para una compresión, siendo una constante independiente del esfuerzo siempre que no exceda de un valor máximo denominado límite elástico. Tanto el módulo de Young como el límite elástico, son naturalmente distintos para las diversas sustancias.

Módulo de cortante Dinámico (G): Se refiere a las deformaciones ocasionadas al modificar el estado tensional del suelo, pudiendo ocasionar su rotura. Esta rotura puede

ser fácilmente apreciada como grietas, generadas al romper la tracción, por ejemplo en los suelos cohesivos. La resistencia al corte de un suelo depende, entre otros factores de las características de la carga.

Módulo dinámico de deformación volumétrica (V): El módulo de deformación volumétrica se refiere a situaciones donde el volumen de un material sufre un cambio a causa de un esfuerzo externo. A diferencia de los módulos de Young y de elasticidad transversal, que solamente se aplican con los sólidos, el módulo de elasticidad volumétrica es aplicable tanto con sólidos y líquidos como con gases. Podemos decir que el esfuerzo volumétrico equivale al incremento de la fuerza que actúa por área unitaria.

Relación de Poisson (ν): El coeficiente de Poisson corresponde a la razón entre la elongación longitudinal y a la deformación transversal en un ensayo de tracción. Alternativamente el coeficiente de Poisson puede calcularse a partir de los módulos de elasticidad longitudinal y transversal:

$$\nu = \frac{E}{2G} - 1 \quad \text{Ec (2.1)}$$

Modelo lineal y no-lineal del suelo para definir el comportamiento de carga

Aunque el comportamiento del suelo durante un sismo no es lineal, los métodos lineales se adaptan para predecir la respuesta real de suelo. El método más utilizado es el equivalente lineal, debido a que requiere de pocos parámetros de entrada para caracterizar el suelo que son de fácil obtención, dependientes a su vez del módulo de elasticidad del suelo, también conocido como módulo de Young. Este modelo se basa en que la respuesta dinámica de un suelo con respuesta histerética y no lineal, puede aproximarse satisfactoriamente a un modelo elástico amortiguado. Es un modelo basado en esfuerzos totales por lo que no considera el efecto de las presiones de poro, ni deformaciones permanentes.

La importancia del comportamiento dinámico del suelo en base a un progresivo ablandamiento debido a la generación de exceso de presión de poro, resistencia limitada al corte y deformaciones permanentes, requiere de una evaluación mediante modelos no lineales.

Por ello, se implementa un análisis bidimensional de deformaciones planas con un modelo hiperbólico con endurecimiento isotrópico, tal como el mostrado en las Figuras 2.2 y Figura 2.3, reflejando un análisis de deformación y estabilidad en proyectos geotécnicos, que requieren modelos constitutivos avanzados para la simulación del comportamiento no lineal y dependiente del tiempo en los suelos.

Los estados límites de los esfuerzos se describen mediante el ángulo de fricción interna (ϕ), la cohesión (c) y el ángulo de dilatancia (φ), que definen la falla basada en la teoría de Mohr-Coulomb. La dilatancia es uno de los parámetros más importantes incorporados al modelo, ya que tiene un gran efecto sobre la resistencia al cortante debido a la considerable cantidad de energía que se emplea en movilizarla; en consecuencia se produce una resistencia pico o estado crítico. Este estado se presenta cuando la arena contraída o dilatada alcanza un volumen o relación de vacíos constante o crítica.

En la Figura 2.1 se presenta un resultado típico de un ensayo triaxial ejecutado sobre muestras saturadas con drenaje impedido, en la cual se representa en el eje de las abscisas la deformación vertical (ϵ_1) de la muestra y en ordenadas el esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$), siendo σ_1 la presión vertical total y σ_3 la presión de confinamiento horizontal. La pendiente de la recta tangente a la curva esfuerzo-deformación es denominada módulo de Young o módulo de elasticidad (E), el cual se define como la razón entre el incremento de esfuerzo y el cambio correspondiente a la deformación unitaria.

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon} \quad \text{Ec (2.2)}$$

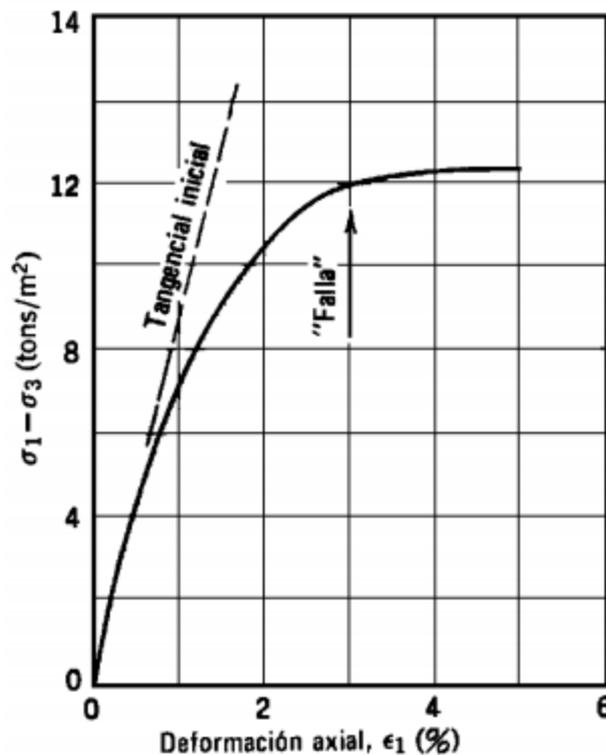


Figura 2.1. Curva tensión – deformación típica de un ensayo triaxial no consolidado no drenado. Fuente: Lambe y Whitman (1993).

En la Figura 2.1 se representa la deformación típica esfuerzo deformación inelástica no lineal para suelos, donde al aplicarle una carga cíclica se producirá un comportamiento tenso-deformacional en el mismo, representado por una curva de histéresis entre la deformación de corte (γ) y la tensión de corte (ζ).

Uno de los parámetros que se pueden obtener a partir de la presente curva es el módulo dinámico de corte (G), el cual se logra a partir de la relación entre la tensión y la deformación de corte en un punto determinado de la curva de Figura 2.2, y se obtiene calculando la pendiente en dicha curva. En función de donde se calcula la pendiente se diferencia entre el módulo de corte tangente (G_{tan}), módulo de corte secante (G_{sec}) y módulo de corte máximo (G_{max}).

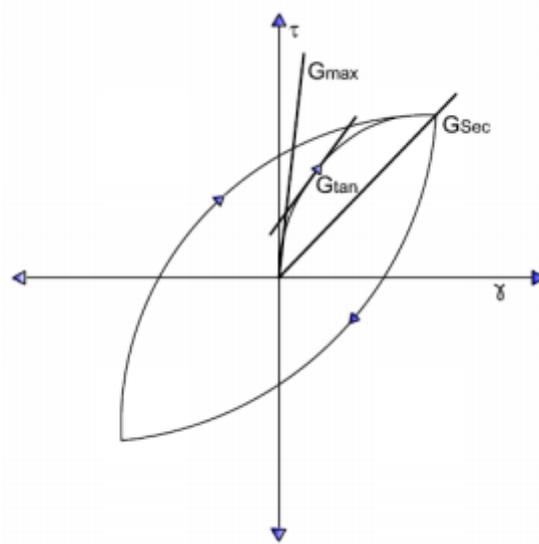


Figura 2.2. Curva de histéresis deformación de corte γ -tensión de corte τ , y definición del módulo de corte máximo (G_{max}), tangente (G_{tan}) y secante (G_{sec}). La tensión τ se expresa en kPa y la deformación γ es adimensional y se expresa en%. Nota: Rodríguez, (2005).

El módulo de corte máximo (G_{max}) es el valor de la pendiente de la recta tangente en el punto inicial de la curva, el módulo de corte tangente (G_{tan}) es la pendiente en un punto de la curva, y el módulo de corte secante (G_{sec}) se calcula como el valor de la pendiente de la recta secante a la curva.

Partiendo de la teoría de la elasticidad, se conoce que el módulo dinámico de corte G está relacionado con el coeficiente de Poisson y el módulo de Young E , mediante la siguiente ecuación:

$$E = (2 + \mu)G \quad \text{Ec (2.3)}$$

Esta fórmula es válida para materiales que tienen un comportamiento isótropo y homogéneo. Destacando que el módulo dinámico de corte G es equivalente al módulo de Young E , correspondiente a un estudio dinámico.

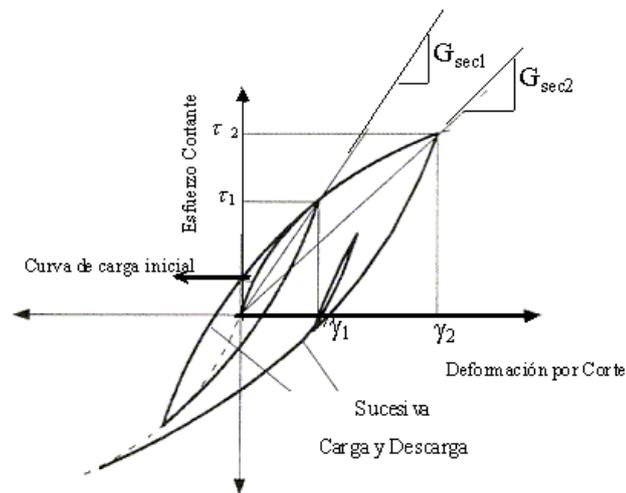


Figura 2.3. Modelo hiperbólico no-lineal del suelo para definir el comportamiento de carga y descarga (Schanz et al., 1999). Fuente: <http://repositorio.uc.cl/xmlui/bitstream/handle/123456789/1867/550935.pdf?sequence=1>

Por último, se destaca de la que el área encerrada por la curva en el proceso de carga y descarga del suelo o área del lazo del ciclo de histéresis, representa la capacidad que tiene el mismo para disipar energía. Por lo tanto, si el área va aumentando con el tiempo, el suelo va incrementando su capacidad de disipar energía, y si el área se reduce, el suelo va disminuyendo con el tiempo su capacidad para disipar energía.

La razón de amortiguamiento expresa la capacidad del material para disipar la energía. Se calcula según la siguiente ecuación:

$$\varepsilon = \frac{Wd}{4\pi Ws} = \frac{Alazo}{2\pi G\gamma c^2} \quad \text{Ec (2.4)}$$

Donde Wd corresponde a la energía disipada, Ws es la energía de la deformación máxima y $Alazo$ es el área del lazo del ciclo de histéresis.

Correlaciones para estimar parámetros del suelo

Las correlaciones que se presentan son obtenidas con el índice N de resistencia a la penetración del ensayo SPT, para bajos niveles de deformación cortante. La mayoría de éstas, provienen de ensayos realizados en Japón. Por ende se recomienda corregir la resistencia a la penetración normalizada, con la siguiente ecuación, propuesta por la Sociedad Venezolana de Geotecnia:

$$N_{60} = 0,7N \quad \text{Ec (2.5)}$$

Siendo los valores de N , obtenidos con un martillo de 63,4Kg (140Lbs) y altura de caída libre de 76,2 cm (30 pulg.).

A partir de los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio o campo, se han propuesto una serie de correlaciones que permiten estimar valores representativos de los parámetros del suelo, tratándose en este caso del módulo al cortante dinámico máximo, G_{max} .

Gazetas (1991)

$$G_{max} \sim 120N^{0.8} \left(\frac{Kgf}{cm^2} \right) \quad \text{Ec (2.6)}$$

Hardin y Black (1966) proponen para deformaciones angulares inferiores a 10^{-4} , las siguientes expresiones:

Para arenas con granos redondeados ($e < 0.8$)

$$G_{max} = \frac{697.35(2.17 - e)^2}{(1 - e)} (\sigma_o)^{0.5} \quad \text{Ec (2.7)}$$

Para arenas con granos angulosos

$$G_{max} = \frac{326.14(2.97 - e)^2}{(1 + e)} (\sigma_o)^{0.5} \quad \text{Ec (2.8)}$$

En las que:

G =Módulo de rigidez al cortante en kg/cm²

e =Relación de vacíos.

σ_o =Esfuerzo octaédrico efectivo= $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$

Seed e Idriss (1970) con base a los resultados experimentales y teóricos publicados por diversos investigadores, proponen el cálculo del módulo de rigidez al cortante, mediante la siguiente ecuación:

$$G = 22k_2(\sigma_o)^{0.5} \quad \text{Ec (2.9)}$$

El parámetro k_2 está relacionado con la prueba de penetración estándar y para arenas, depende de la relación de vacíos y de la amplitud de las deformaciones.

Debido a que la mayoría de las pruebas geofísicas inducen deformaciones por corte inferiores al 0,0003%, las velocidades de ondas de corte pueden ser utilizadas para estimar G_{max} a partir de la siguiente expresión:

$$G_{max} = \rho * V_{s_{max}}^2 \quad \text{Ec (2.10)}$$

El uso de la medición de las velocidades de ondas de corte (V_s) se considera como uno de los métodos más confiables para estimar en sitio el valor de G_{max} .

Los mismos, proponen unas curvas modelos que representan la relación de G/G_{max} para diferentes niveles de deformación cortante para suelos arenosos. La Figura 2.4 contiene tres curvas representativas de los rangos inferiores (curva inferior), rangos superiores (curva superior) y rangos ponderados (curva intermedia). Además, con respecto a la razón del amortiguamiento histerético del suelo, estos autores proponen un rango de valores, en función de diferentes niveles de deformación cortante, como se muestra en la Figura 2.5.

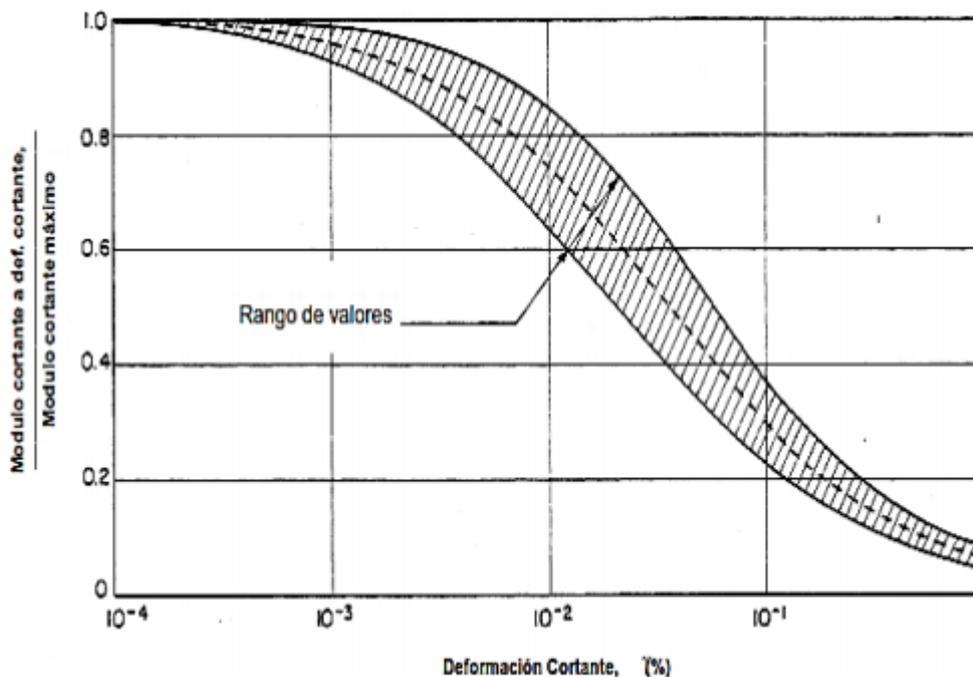


Figura 2.4. Curva de reducción de módulo de corte normalizado en arenas (Seed e Idriss, 1970). Fuente: <http://www.ing.unlp.edu.ar/estruc3b/flr.pdf>.

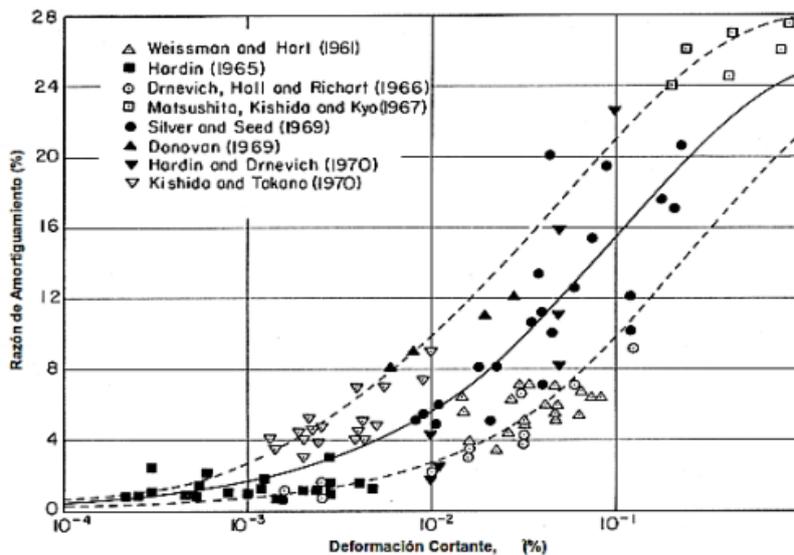


Figura 2.5. Curva de razón de amortiguamiento en arenas (Seed e Idris, 1970).
Fuente: <http://www.ing.unlp.edu.ar/estruc3b/flr.pdf>.

Vucetic y Dobry (1991) proponen las curvas de reducción de módulo de corte normalizada y razón de amortiguamiento en función del índice de plasticidad, como se muestran en las figuras 2.6 y 2.7.

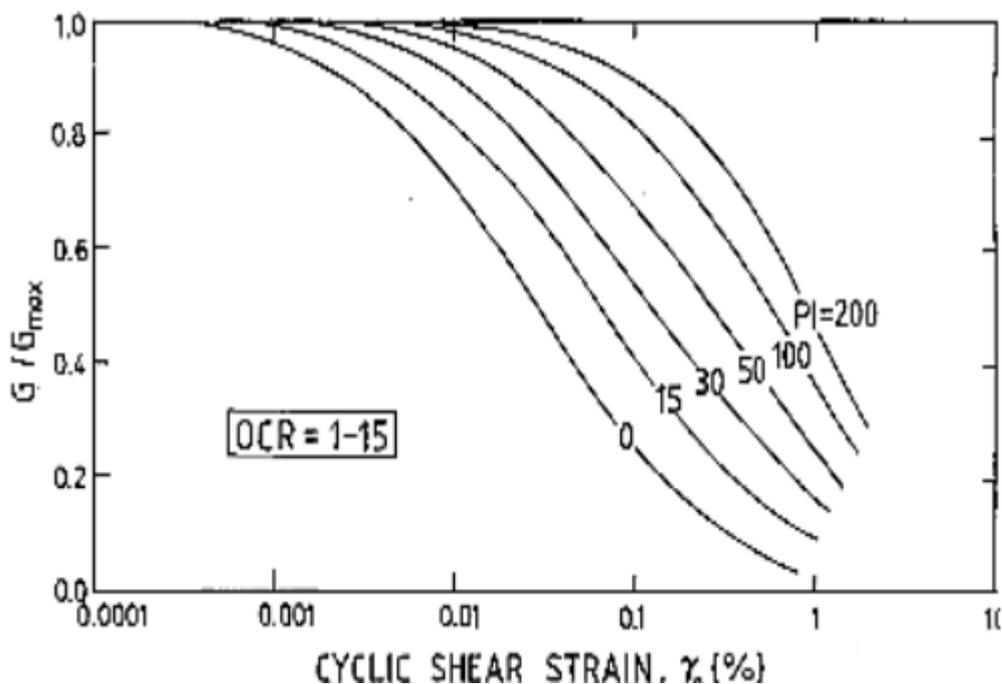


Figura 2.6. Curva de reducción de módulo de corte normalizado según índice de plasticidad (Vucetic y Dobry, 1991).
Fuente: <http://www.ing.unlp.edu.ar/estruc3b/flr.pdf>.

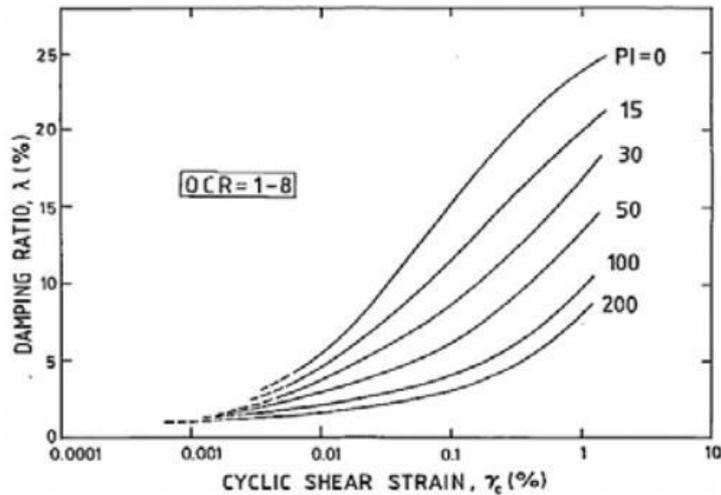


Figura 2.7. Curva de razón de amortiguamiento según índice de plasticidad (Vucetic y Dobri, 1991). Fuente: <http://www.ing.unlp.edu.ar/estruc3b/flr.pdf>.

Fundamentos de Análisis Estructural

Vinculaciones

Los vínculos en una estructura son los mecanismos de unión entre los diferentes miembros que la constituyen. Un vínculo no siempre es una pieza en especial, puede ser la simple unión o continuidad de los elementos estructurales. Lo importante en ellos es que definen los tipos de acciones y reacciones que habrán de surgir entre los elementos que se unen.

De forma general se pueden dividir los vínculos en dos grandes grupos: vínculos directos y vínculos flexibles. Los vínculos directos son aquellos que no permiten que la estructura se desplace en el eje Y , estos engloban los apoyos simples, las articulaciones y los empotramientos.

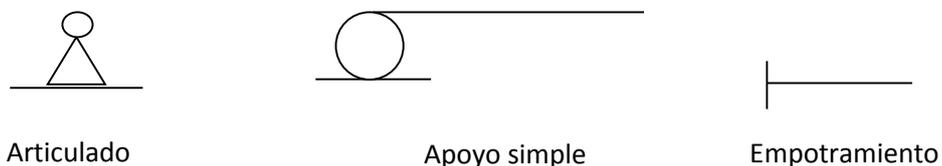


Figura 2.8. Vínculos rígidos. Nota: Mata R. , 2014.

Estos a su vez se dividen en primera, segunda y tercera especie. Los de primera especie (rodillo externo, apoyo simple o articulación móvil), restringe a la estructura contra desplazamientos verticales, permitiéndole desplazamientos horizontales y giros o

rotaciones. En estos apoyos se desarrolla una reacción vertical, R_y , pero la reacción horizontal, R_x , y el momento, M_z , son nulos. Por ende, solo existe una reacción en el apoyo.

Los apoyos de segunda especie (articulación externa), restringen los desplazamientos verticales y horizontales, pero permite la rotación. Se generan dos reacciones en el apoyo, R_x y R_y , y el momento, M_z es nulo.

Vínculos de tercera especie (empotramiento externo), restringen los tres movimientos que pueden ocurrir en el plano: los desplazamientos verticales y horizontales y la rotación. En estos apoyos se desarrollaran tres reacciones, R_x , R_y y M_z .

Para sistemas elásticos, se sabe que el efecto de la flexibilidad del suelo es alargar el periodo fundamental de vibración de la estructura. Como resultado de ello y dependiendo del periodo resonante en el espectro de respuesta, se puede esperar incrementos o reducciones de la respuesta estructural. Esta sufrirá cambios adicionales debidos generalmente a un incremento en el amortiguamiento, producto de la disipación de energía por comportamiento histérico y radiación de ondas en el suelo. Por ende se establecen los apoyos flexibles, los cuales pueden llegar a ser capaces de reflejar este comportamiento.

Un elemento característico con apoyo flexible comprende lo siguiente:

- Un elemento de masa m , representando la masa e inercia característica de la estructura.
- Un elemento resorte K , representado por las fuerzas elásticas de restitución y la energía potencial en la estructura.
- Un elemento amortiguador C , representado por las características friccionantes internas y pérdida de energía de la estructura.
- Una fuerza de excitación $F(t)$ representando la fuerza externa variable en el tiempo actuando en la estructura.

Este sistema no existe en la realidad y el modelo matemático solo es una idealización conceptual de la estructura real, que puede proveer un completo y adecuado conocimiento del comportamiento del sistema real o estructura.

Cuando se aplica una fuerza a una estructura, esta se desplazará en la dirección de la fuerza. La rigidez se define como el cociente entre la fuerza aplicada y el desplazamiento producido.

Flexibilidad

Se parte de una estructura con tres direcciones establecidas en la Figura 2.9, sobre las cuales actúan de valor unitario.



Figura 2.9. Ejemplo estructura. Nota: Mata R. , 2014.

Se aplica a la estructura una carga unitaria por vez y se observan los desplazamientos que se producen como consecuencia del estado de carga (Figura 2.10).

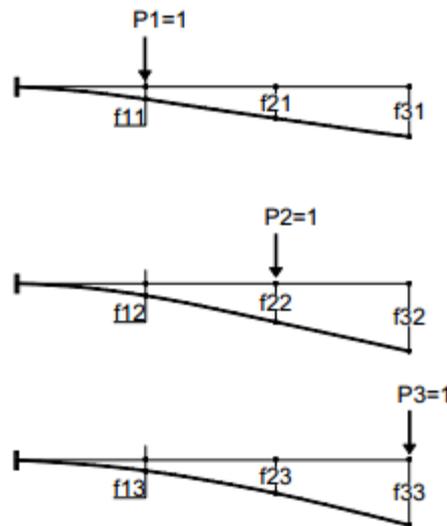
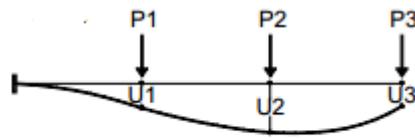


Figura 2.10. Aplicación de Carga a la estructura. Fuente: <http://www.ing.unlp.edu.ar/estruc3b/flr.pdf> 28

Los desplazamientos originados en cada dirección son las denominadas flexibilidades y que se indican como f_{ij} , i indica la dirección en que se produce y j donde actúa la causa unitaria. De esta manera la definición de estos desplazamientos sería:

La flexibilidad f_{ij} es el efecto cinemático en i producido por una causa estática unitaria que actúa en j .

Basándonos en la anterior definición de flexibilidades y aplicando el principio de superposición, los desplazamientos totales U_i que se producen cuando actúan cargas P_i (Figura 2.11) son tres (3)



$$U_1 = f_{11}P_1 + f_{12}P_2 + f_{13}P_3$$

$$U_2 = f_{21}P_1 + f_{22}P_2 + f_{23}P_3$$

$$U_3 = f_{31}P_1 + f_{32}P_2 + f_{33}P_3$$

Figura 2.11. Superposición de cargas. Fuente: <http://www.ing.unlp.edu.ar/estruc3b/flr.pdf>

Expresando estas ecuaciones en forma matricial se tiene:

$$\begin{matrix} U_1 \\ U_2 \\ U_3 \end{matrix} = \begin{matrix} f_{11} & f_{12} & f_{13} \\ f_{21} & f_{22} & f_{23} \\ f_{31} & f_{32} & f_{33} \end{matrix} \begin{matrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \end{matrix}$$

$U=FP$

Siendo U , la relación entre las fuerzas que actúan en determinadas direcciones y los desplazamientos que ocurren en las mismas direcciones. Esta relación lineal se establece a través de matriz F , que es independiente de las cargas P y sólo depende de la estructura y de las direcciones elegidas.

La matriz F se denomina Matriz Flexibilidad y está integrada por las flexibilidades f_{ij} .

Rigidez

Suponiendo una estructura igual que la planteada anteriormente para explicar el concepto de rigidez, se incorporan vínculos en las diferentes direcciones definidas como se observa en la Figura 2.12.

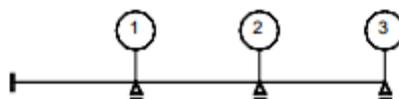


Figura 2.12. Ejemplo estructura. Fuente: <http://www.ing.unlp.edu.ar/estruc3b/flr.pdf>

El estado de carga, en este caso, será un desplazamiento de vínculo impuesto en cada uno de los vínculos agregados. Estos se realizaran uno por uno (Figura 2.13).

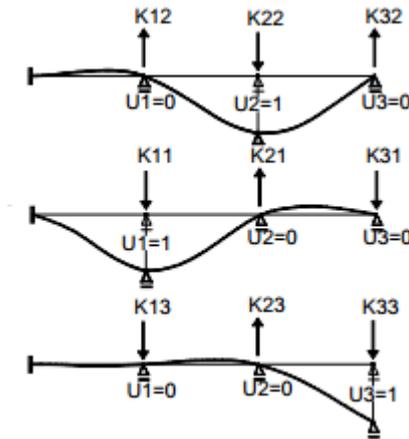
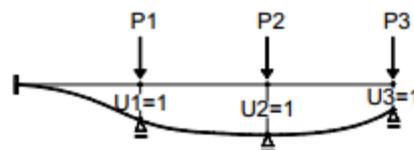


Figura 2.13. Estructura en estado de carga. Fuente: <http://www.ing.unlp.edu.ar/estruc3b/flr.pdf>

Las fuerzas reactivas necesarias para imponer esos desplazamientos son las llamadas rigideces, y se indican con k_{ij} ; donde i indica la dirección donde actúa la reacción y j donde se impuso el desplazamiento unitario. La definición es la siguiente:

Una rigidez k_{ij} es el efecto estático en i producido por una causa cinemática unitaria en j . Sobre la base de la anterior definición de rigidez y de la aplicación del principio de superposición, P_i son las fuerzas reactivas que se originan en cada dirección, como consecuencia de los vínculos impuestos U_i (Figura 2.14) se tiene:



$$P_1 = k_{11}U_1 + k_{12}U_2 + k_{13}U_3$$

$$P_2 = k_{21}U_1 + k_{22}U_2 + k_{23}U_3$$

$$P_3 = k_{31}U_1 + k_{32}U_2 + k_{33}U_3$$

Figura 2.14. Superposición de cargas. Fuente: <http://www.ing.unlp.edu.ar/estruc3b/flr.pdf>

Expresando estas ecuaciones en forma matricial

$$\begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ U_3 \end{Bmatrix}$$

$$P=KU$$

La matriz K se denomina matriz rigidez y está integrada por las rigideces k_{ij}

Sistemas de un grado de libertad.

A su vez, es de gran importancia conocer la configuración del sistema en cuanto a sus coordenadas independientes, es decir sus grados de libertad. En general, en estructuras continuas se pueden definir infinitos grados de libertad, sin embargo el proceso de idealización o selección de un apropiado modelo matemático, permite la reducción de los grados de libertad a un número más discreto.

Un sistema de un grado de libertad se define como aquel en el que solo es posible un tipo de movimiento, es decir su posición en un instante cualquiera puede ser definida por la de una sola coordenada.

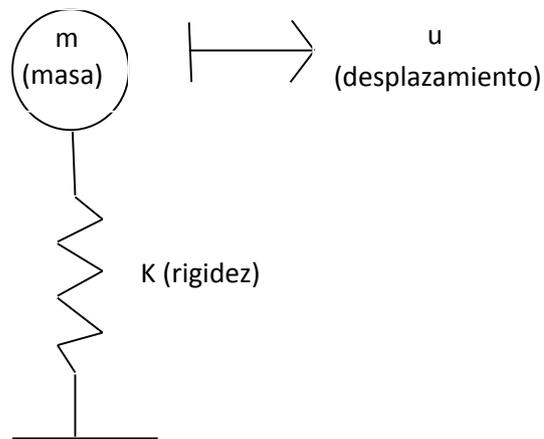


Figura 2.15. Oscilador simple de 1 grado de libertad. Nota: Mata R. , 2014.

En la Figura 2.15 se aprecia que para un cuerpo de masa M con una rigidez K , su desplazamiento U estará en función de estos dos factores. Se observa entonces que el desplazamiento de una estructura en su conexión con la tierra no puede ser considerado a la ligera como un empotramiento, puesto que las características del suelo y la rigidez del sistema de fundación determinarán el desplazamiento que la misma tendrá al momento de un evento sísmico que pueda producir el colapso.

Desde el punto de vista dinámico, estos desplazamientos en función de los grados de libertad, solo serán de importancia cuando la fuerza que se genere sobre la estructura sea de importancia. Es decir, cuando se generen fuerzas iguales a la masa por la aceleración o momento de inercia por aceleración angular.

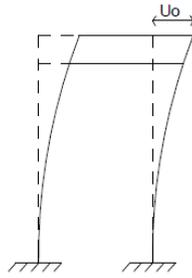


Figura 2.16. Grados de libertad dinámicos. Nota: Mata R., 2014.

Dado que las fuerzas de inercia importantes solamente las que generan la masa del techo al moverse lateralmente y las son deformaciones de los pisos en su plano son despreciables, se tiene un sistema de un grado de libertad dinámico, que es el desplazamiento.

Para la Discretización de los grados de libertad se debe asumir la hipótesis que transforma el problema de una estructura con infinitos grados de libertad concentrados en las masas de los pisos y que se restringen los grados de libertad de los pórticos estructurales a sólo un grado de libertad de movimiento horizontal, cuando analizamos el sistema en el plano, si lo analizamos en el espacio, serian tres grados de libertad por nivel.

Comportamiento de la estructura ante acciones sísmica

Los efectos que el sismo provoca sobre una estructura dependerán de las características tanto del suelo como de la edificación. Las condiciones dinámicas del evento, la zona geográfica, las propiedades del suelo y la estructura, la interacción suelo-estructura, el propio movimiento sísmico y la capacidad de liberar energía de la estructura, son algunos de los factores más relevantes. Sin embargo para entender el comportamiento de una estructura ante la acción sísmica es necesario comprender algunos conceptos fundamentales:

Desplazamiento:

En todo diseño de edificación se debe garantizar que la estructura cumpla con un control de desplazamientos laterales máximos que pueden presentarse a lo largo de su vida útil, principalmente en los pórticos más alejados del centro de torsión. Dicho control se realiza para evitar o reducir los daños de elementos no estructurales como juntas, o escaleras y de forma más general, catástrofes humanas. Los desplazamientos son el último paso en el análisis sísmológico de una estructura.

Deriva.

Es la diferencia de los desplazamientos laterales entre dos niveles consecutivos entre la altura de entrepiso, se determinan una vez calculados los valores de los desplazamientos laterales de cada nivel de la edificación.

Fuerza Cortante Basal.

La fuerza cortante basal V_o , es la sumatoria de las fuerzas horizontales debidas a acciones sísmicas que se aplican a cada nivel de una edificación, dichas fuerzas irán disminuyendo a medida que los niveles aumentan. La sumatoria de fuerzas cortantes, se realiza iniciando en el nivel superior, y se va incrementando a medida que se baja de nivel. La ecuación que define a la fuerza cortante basal V_o , es:

$$V_o = \mu \cdot A_d \cdot W \quad \text{Ec (2.11)}$$

Donde:

A_d =Ordenada del espectro de diseño.

W =Peso total de la edificación por encima del nivel de la base

μ =El mayor de los valores del factor de reducción de corte, dados por:

$$\mu = 1.4 \left[\frac{N + 9}{2N + 12} \right] \quad \text{Ec (2.12)}$$

$$\mu = 0.8 + \frac{1}{20} \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right] \quad \text{Ec (2.13)}$$

Donde:

N =Número de niveles

T = Periodo fundamental (s)

=Máximo periodo (s)

Coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico de una estructura no será más que la relación entre el producto del factor de importancia (α) y el coeficiente de aceleración horizontal (A_o), y el valor de reducción de respuesta (R). Este coeficiente será menos que la relación entre fuerza cortante (V_o) a nivel de la base del mismo y el peso total (W) de la edificación por encima del nivel de la base.

$$\frac{V_o}{W} \geq \frac{\alpha A_o}{R} \quad \text{Ec (2.14)}$$

Donde:

α =Factor de importancia (Tabla 6.1 de la norma COVENIN 1756:2001)

A_0 =Coeficiente de aceleración horizontal para cada zona sísmica (tabla 4.1 de la norma COVENIN 1756-2001).

R =Factor de reducción de respuesta (Tabla 6.4 de la norma COVENIN 1756:2001).

V_0 = Fuerza cortante a nivel de la base.

W = Peso total de la edificación.

Espectro de respuesta

Un espectro de respuesta es la representación gráfica de los valores máximos espectrales en función del periodo, es decir relaciona la naturaleza del movimiento del suelo durante un sismo con intervalo de periodos naturales, y predice sus máximos efectos sobre la estructura.

Cuando diversos sistemas presentan diferentes coeficientes de amortiguamiento, sus espectros de respuestas serán distintos, al igual que si sus características son idénticas pero son fundados en suelos distintos.

Existen distintos tipos de espectros de respuesta, como los que se mencionan a continuación:

- Espectro de respuesta normalizado: representa el cociente de la ordenada del espectro de respuesta entre la máxima aceleración del terreno durante la acción sísmica, en función del periodo de vibración.
- Espectro de respuesta suavizado: representa la probabilidad de excedencia, obtenida a base de valores estadísticos, en función del periodo de vibración. Es un espectro ideal, utilizado en el diseño sísmico.
- Espectro de respuesta elástico: se grafica con los valores arrojados, luego de haber supuesto que la estructura ante un sismo, se comporta de forma elástico-lineal.
- Espectro de diseño: Los espectros de diseño se crean con el fin de diseñar nuevas estructuras, evaluar estructuras existentes ante la amenaza sísmica y por lo tanto, proveen las bases para calcular la fuerza de diseño y deformación de una estructura de un grado de libertad para permanecer dentro del rango elástico.

Las ordenadas de un espectro de respuesta son desiguales, y varían de un sismo a otro. El espectro elástico de diseño, consiste en suavizar estas ordenadas con curvas y cierto nivel de amortiguamiento. El espectro de diseño, por lo tanto, es una curva envolvente

suavizada de los espectros de respuesta de una familia de registros acelerográficos de sismos, que se esperan en cierta región. Si no se tiene registros en el sitio, entonces se deben determinar los sismos bajo condiciones similares, en cuya selección entran factores como la distancia epicentral, el mecanismo de falla, la geología y las condiciones locales del sitio.

En forma general, podemos definir 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. En estos gráficos, se representa en abscisas el periodo propio de la estructura (o la frecuencia) y en ordenadas la Respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento. Para explicar en forma conceptual el procedimiento de construcción de un espectro de respuesta consideremos una serie de estructuras de un grado de libertad u osciladores simples con diferentes periodos de vibración, T , y con igual factor de amortiguamiento. Si sometemos todos estos osciladores a la acción de un mismo terremoto (utilizando un registro de aceleraciones, $\ddot{u}_g(t)$), cada uno de ellos exhibirá una respuesta diferente, la cual puede representarse, por ejemplo, a través de la historia de desplazamientos, $u(t)$. Una vez que hemos calculado la respuesta de los osciladores es posible determinar el máximo (en valor absoluto, dado que el signo no tiene importancia) 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 periodo T representa un punto del espectro.

Es común admitir que la edificación pueda hacer incursiones importantes en el rango inelástico (post-elástico). Por esta razón en el diseño se utilizan espectros de respuesta elástica a partir de un factor de reducción que depende del factor de ductilidad, garantizando un sistema resistente a sismos.

En algunas ocasiones, las Normativas que definen una determinada acción sísmica, lo hacen a partir de la probabilidad de ocurrencia del sismo en un determinado periodo de tiempo. Para utilizar en el cálculo el sismo así definido, es necesario conocer la aceleración del suelo a que corresponde, y que sirve de base para construir el espectro de diseño. Hay que determinar, por tanto, la aceleración del suelo que corresponde al sismo que tiene una probabilidad de ocurrencia “ p ” durante un periodo de “ n ” años.

El procedimiento a seguir en este caso es el siguiente:

1. Conocer el periodo de retorno (T_1) a que corresponde la aceleración del suelo (a_1) definida por la Normativa que se utilice de referencia. En la Norma

COVENIN 1756-1:2001, la acción sísmica que define para los cálculos de Estado Límite Último corresponde a un periodo de retorno de 475 años.

2. Convertir la probabilidad de ocurrencia (p) en un tiempo (n) en periodo de retorno (T2).
3. Utilizar el periodo de retorno (T2) así obtenido para definir la aceleración del suelo (a2).
4. Definir el espectro de diseño correspondiente a la aceleración del suelo (a2).

Probabilidad de ocurrencia vs. Periodo de retorno

La fórmula que relaciona la probabilidad de ocurrencia “p” durante un periodo de años “n” con el periodo de retorno “T” es la siguiente:

$$T = \frac{1}{1 - (1 - p)^{1/n}} \quad \text{Ec (2.15)}$$

Relación entre aceleraciones del suelo y periodos de retorno

Conocidos ya “a1”, “T1” y “T2”, queda por determinar el valor de “a2” que sirve para construir el espectro de diseño. Para ello, puede utilizarse la siguiente expresión:

$$\frac{a2}{a1} = \left(\frac{T2}{T1}\right)^k \quad \text{Ec (2.16)}$$

Siendo “k” un valor que puede variar entre 0.3 y 0.4.

Conocido “a2”, el espectro de diseño quedará definido utilizando las expresiones dadas por la Normativa de referencia del proyecto que definen el espectro de diseño a partir de la aceleración del suelo.

Un sismo que tiene una probabilidad de ocurrencia del 10% en 50 años, corresponde a un sismo de 475 años de periodo de retorno. Utilizando p=0.1 y n=50, se obtiene T=475 al utilizar la primera fórmula. El sismo así definido es el que se utiliza en la Norma COVENIN 1756-1:2001. Un sismo que tiene una probabilidad de ocurrencia del 10% en 100 años, corresponde a un sismo de 950 años de periodo de retorno. Utilizando p=0.1 y n=100, se obtiene T=950. El sismo así definido es el que se utiliza como sismo de Estado Límite Último en proyectos en California. Un sismo que tiene una probabilidad de ocurrencia del 10% en 10 años, corresponde a un sismo de 95 años de periodo de retorno. Utilizando p=0.1 y n=10, se obtiene T=95. El sismo así definido es el que se utiliza a veces para determinar la acción sísmica a considerar durante la construcción de puentes de gran importancia. En cada uno de los casos se establece una probabilidad de excedencia del 10% para tener un alto margen de seguridad, en el sentido de que las

estructuras resistirán en su tiempo de vida útil que comúnmente en nuestro país se maneja 50 años, resistirá el 90% de las acciones sísmicas comunes que sobre el actúen.

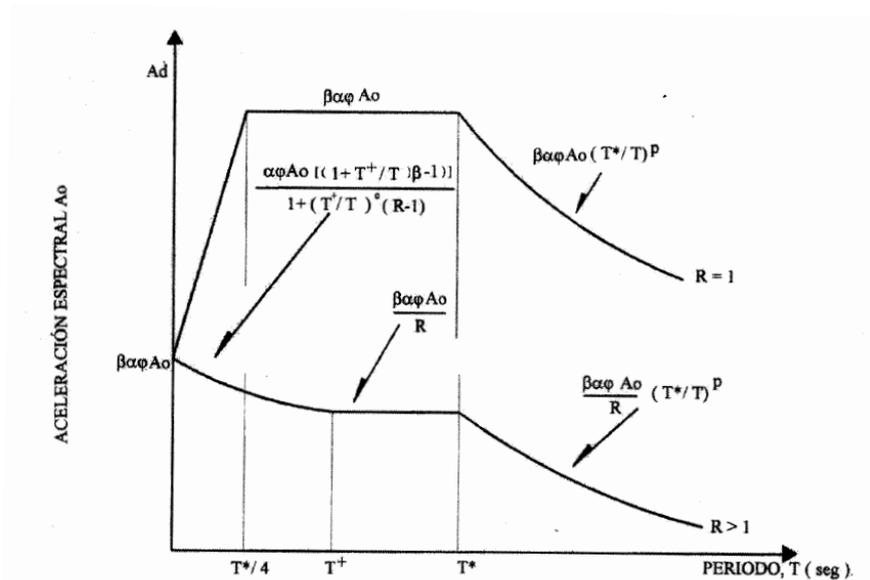


Figura 2.17 Espectro de Respuesta para los diferentes perfiles geotécnicos expuestos en el capítulo V de la Norma COVENIN 1756-1:2001. Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2001 “Edificaciones Sismorresistentes”

Factor de reducción de respuesta.

El factor de reducción de respuesta, R , es un factor que me reduce la demanda de una estructura en función de la ductilidad que pueda aportar la misma; constituye uno de los parámetros de mayor importancia en el cómputo de las cargas sísmicas inelásticas utilizadas en el proceso de diseño o evaluación estructural de un edificio. En base al hecho de que durante la respuesta inelástica a la acción de cargas dinámicas, las estructuras disipan energía y pueden activar tres recursos esenciales a saber: la ductilidad (μ), la sobre-resistencia (O) y la redundancia (R_r); el factor R se utiliza para reducir la intensidad de las cargas elásticas usadas para el diseño a niveles inelásticos.

Este factor de reducción de respuesta es generalizado por la norma venezolana COVENIN 1756-1:2001 según el grupo de sistema estructural al cual pertenezca la edificación en estudio.

Forma modal de vibración

En la ecuación de movimiento se refleja el comportamiento de un sistema vibratorio, como lo son una estructura o un componente estructural sometido a una fuerza de excitación oscilatoria. En esta ecuación los valores característicos representan las frecuencias naturales complejas del sistema; los vectores característicos, las formas modales asociadas con cada una de estas frecuencias (es un vector de ceros) y r indica

el número de modo. Cada frecuencia natural compleja está relacionada con la frecuencia natural, y la razón de amortiguamiento de un modo de vibración.

El análisis modal se realiza para determinar las frecuencias naturales y modos de vibrar de la estructura durante una vibración libre. Es común obtener los parámetros modales de un sistema a partir de los resultados de pruebas de vibración, en las que una fuerza controlada se aplica a la estructura para medir su respuesta vibratoria en uno o más puntos. Los resultados en el dominio de la frecuencia se pueden expresar mediante funciones de respuesta que expresan la amplitud y el ángulo de fase de la respuesta a una fuerza de excitación unitaria, las cuales son funciones de la frecuencia de excitación. Existen varios métodos usados convencionalmente para determinar parámetros modales estructurales (por ejemplo, McConnell, 2008; Ewins, 2000; Brandt, 2001; He y Zhu, 2001).

Métodos de análisis estructural

Ahora, existen dos métodos para realizar el análisis estructural, los cuales siguen diferentes lineamientos con respecto a los aspectos referidos anteriormente. Estos son el método de análisis estático y el método de análisis dinámico.

Análisis estático

Supone que los miembros estructurales tienen un comportamiento lineal o elástico, es decir, que su gráfica carga-deflexión es como la mostrada en la Figura 2.18. Además, dicho análisis permite efectuar simplificaciones importantes en el mismo, como lo son:

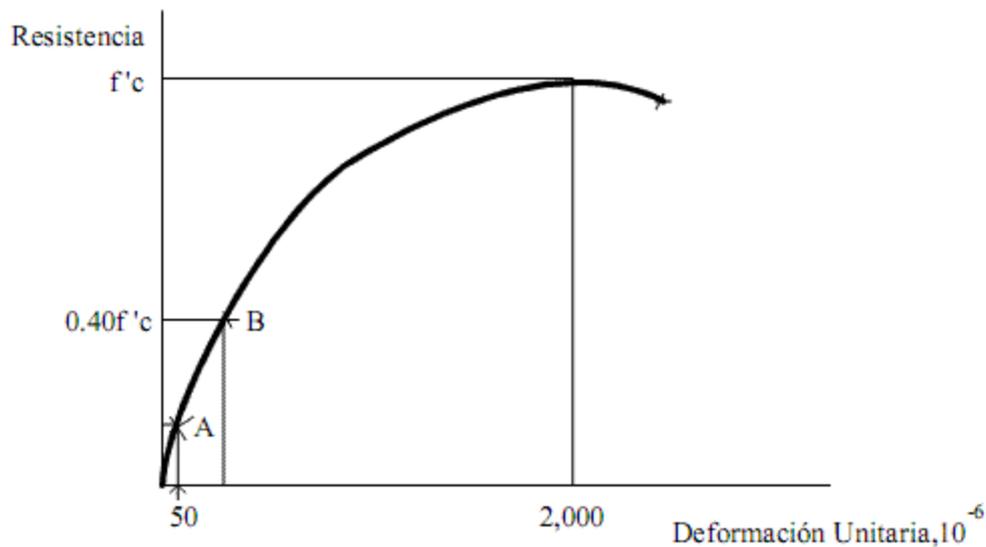


Figura 2.18. Curva típica esfuerzo-deformación para el concreto bajo compresión, y puntos para definir el módulo de elasticidad según ASTM C-469. Fuente: <http://www.elconstructorcivil.com/2011/01/concreto-modulo-de-elasticidad.html>

Las cargas actuantes en el sistema no varían con el tiempo. El peso propio de los miembros estructurales, son un ejemplo de este tipo de cargas. Otras cargas, como las cargas vivas, aunque varían con el tiempo, lo hacen en periodos largos, por lo tanto pueden ser considerados como constantes, tomando un valor cercano al máximo que las mismas alcancen.

Se consideran apoyos o vínculos ideales, los cuales proporcionan un empotramiento perfecto.

Para la aplicación del análisis estático se debe conocer la clasificación con respecto al número de grados de indeterminación estática, de la estructura que se ha de estudiar. Los sistemas se clasifican en hipostáticos o mecanismos cinemáticos, estructuras isostáticas y estructuras hiperestáticas.

Para establecer el número de grados de libertad de la estructura, primeramente se deben calcular el número de reacciones que se desarrollan en los vínculos de la misma. Por lo tanto, es necesario determinar las reacciones que ocurren en los diversos tipos de apoyo existentes.

Análisis dinámico

El análisis estático es válido cuando las cargas se aplican lentamente, es decir cuando la frecuencia de aplicación es mucho mayor que la frecuencia de la estructura. Sin embargo, cuando las cargas se aplican en forma repentina o cuando son de naturaleza variable, la masa y los efectos de la aceleración adquieren importancia en el análisis.

En este análisis no es necesaria la suposición de un comportamiento lineal, sino más bien conducente a que las acciones internas se aproximen a las que ocurrirían en el sistema real, bajo el efecto de cargas que producen esfuerzos dentro de la zona de comportamiento lineal de los miembros estructurales. Estas son las llamadas cargas de servicio, donde el análisis debe ser llevado a cabo con ellas. Dicho análisis se realiza tomando en cuenta estructuras que además de estar sujetas por cargas de servicio (carga que toma en cuenta el efecto por carga permanente y carga viva), puedan estar sujetas a acciones externas cuya magnitud varía rápidamente con el tiempo, como los sismos o el viento.

Diseño Geotécnico de Fundaciones

Es necesario el estudio geotécnico que comprende investigación del suelo, análisis y recomendaciones, para proporcionar al proyectista datos sobre: la profundidad del nivel freático, los diferentes estratos del terreno conociendo su inclinación, espesor y características mecánicas, ángulo de fricción interna, cohesión del terreno. Los cuales se obtienen mediante ensayos de campo y ensayos de laboratorio.

1. Capacidad de Carga

Para el análisis del suelo se determina la capacidad de carga última.

La capacidad de carga total última de una losa de cimentación o zapata se determina con la misma ecuación usada para cimentaciones superficiales, o:

$$q_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \quad \text{Ec(2.17)}$$

c' = Cohesión

q = Esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

γ = Peso específico del suelo

B = El termino B en la ecuación es la dimensión más pequeña de la losa

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = Factores de forma

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = Factores de Profundidad

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = Factores de inclinación de carga

N_c, N_q, N_γ = Factores de Capacidad de Carga

Factores de Capacidad de Carga

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'} \quad \text{Ec (2.18)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad \text{Ec (2.19)}$$

$$N_v = 2(N_q + 1) \tan \phi' \quad \text{Ec (2.20)}$$

Factores de forma

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) \quad \text{Ec (2.21)}$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi' \quad \text{Ec (2.22)}$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right) \quad \text{Ec (2.23)}$$

Factor de profundidad

Si $\frac{D_f}{B} \leq 1$

Para $\phi' = 0$

$$F_{cd} = 1 - 0.4 \left(\frac{D_f}{B}\right) \quad \text{Ec (2.24)}$$

$$F_{qd} = 1$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Para $\phi' > 0$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'} \quad \text{Ec (2.25)}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \left(\frac{D_f}{B}\right) \quad \text{Ec (2.26)}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Si $\frac{D_f}{B} > 1$

Para $\phi' = 0$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad \text{Ec (2.27)}$$

$$F_{qd} = 1$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Para $\phi' > 0$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'} \quad \text{Ec (2.28)}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad \text{Ec (2.29)}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Factor de Inclinación

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right) \quad \text{Ec (2.30)}$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi'} \right) \quad \text{Ec (2.31)}$$

β = inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical.

La capacidad neta última es:

$$q_{neta(u)} = q_u - q \quad \text{Ec (2.32)}$$

Un factor de seguridad adecuado debe usarse para calcular la capacidad de carga neta admisible. Se estila el uso de factores mayores iguales a dos, pero con este ser mayor a uno, la capacidad portante del sistema suelo fundación, cumplirá con los requerimientos mínimos.

Para arcillas saturadas con $\phi = 0$ y condición de carga vertical, la ecuación de capacidad de carga resulta:

$$q_u = c_u N_c F_{cs} F_{cd} + q \quad \text{Ec (2.33)}$$

Donde c_u = cohesión no drenada.

$$(N_c=5.14, N_q=1 \text{ y } N_\gamma=0)$$

$$F_{cs} \text{ y } F_{cd} \text{ para } \phi = 0$$

Al sustituir los factores, la capacidad neta última será:

$$q_{neta} = 5.14c_u \left(1 + \frac{0.195B}{L}\right) \left(1 + 0.4 \frac{D_f}{B}\right) \quad \text{Ec (2.34)}$$

Para FS=3, la capacidad de carga permisible neta es:

$$q_{neta} = 1.713c_u \left(1 + \frac{0.195B}{L}\right) \left(1 + 0.4 \frac{D_f}{B}\right) \quad \text{Ec (2.35)}$$

La capacidad de carga neta admisible para zapatas y losas de cimentación construidas sobre depósitos de suelo granular es adecuadamente determinada a partir de los números de resistencia por penetración estándar. De la ecuación, para cimentación superficiales.

$$q_{neta}(kN/m^2) = \frac{N_{60}}{0.08} \left(\frac{B + 0.3}{B} \right)^2 F_d \left(\frac{S_e}{25} \right) \quad \text{Ec (2.36)}$$

Donde

N_{60} = resistencia a la penetración estándar

N_{cor} = resistencia por penetración estándar corregida

B = ancho (m)

$$F_d = 1 + 0.33(D_F/B) \leq 1.33 \quad \text{Ec (2.37)}$$

S_e = asentamiento (mm)

Cuando el ancho B es grande, la ecuación anterior es aproximada (suponiendo que $3.28B + 1 \approx 3.28B$) por:

$$q_{neta}(kN/m^2) \leq 16.63N_{60} \left[\frac{S_e(mm)}{25} \right] \quad \text{Ec (2.38)}$$

Consideraciones para el modelaje del sistema de fundaciones

Para incorporar los efectos de interacción suelo-estructura directamente en el análisis, el modelo debe incorporar los componentes del sistema de fundaciones y del terreno, de manera que reproduzcan las deformaciones y los movimientos de las fundaciones, los cuales pueden afectar significativamente la respuesta sísmica global y el desempeño de la estructura, así como modificar sustancialmente las sollicitaciones en los elementos de interfase de la estructura con el sistema de fundación y de los propios componentes de las fundaciones, conduciendo a diseños más racionales.

Existe una diversidad de posibilidades para incorporar los componentes del sistema de fundaciones en el modelo de análisis, como una simple extensión del modelo básico de análisis (que no incorpora las fundaciones). Los parámetros que definen la respuesta de los elementos que componen el sistema de fundación dependen de las propiedades estructurales y geotécnicas, condicionando las relaciones fuerzas-desplazamientos en términos de la resistencia y rigidez de los materiales. Para el análisis de la respuesta dinámica de fundaciones es conveniente considerar que la misma puede ser modelada como un bloque rígido apoyado en la superficie de un semi-espacio deformable que representa el medio de fundación. En estas condiciones, la movilidad del bloque rígido puede expresarse a través de seis componentes de movimiento o modos de vibración,

linealmente independientes entre sí, representados por un desplazamiento vertical, dos desplazamientos horizontales, dos componentes de rotación y uno de torsión.

Cuando el bloque se somete a una acción dinámica, se producen en la interfase con el medio de fundación, esfuerzos y deformaciones de naturaleza dinámica que inducen la generación de ondas que se propagan en el medio de fundación en todas las direcciones. Para cada excitación armónica particular de frecuencia ω , se define la impedancia dinámica como la relación en régimen estacionario entre la fuerza aplicada y el desplazamiento resultante, de un bloque rígido de geometría equivalente a la fundación, pero sin masa. (Gazetas, 1991) El problema fundamental consiste en determinar (por vía analítica, numérica, empírica o experimentalmente) la función de impedancia dinámica $K(\omega)$. Es una función compleja donde cada una de sus componentes depende la frecuencia ω . La parte real, se conoce normalmente como la rigidez dinámica y refleja la rigidez y la inercia del medio de fundación; su dependencia de la frecuencia es atribuida solamente a la influencia que esta ejerce sobre la inercia, ya que las propiedades del suelo son esencialmente independientes de la frecuencia de excitación. La parte imaginaria, es el producto de la frecuencia por el coeficiente de amortiguamiento y representa el amortiguamiento del sistema, tanto por radiación de ondas como por el propio amortiguamiento del material; la radiación refleja la energía disipada a través de la propagación de ondas en el medio de fundación y es dependiente de la frecuencia, mientras que el amortiguamiento del material cuantifica la energía disipada debido al comportamiento histerético del suelo, el cual es prácticamente independiente de la frecuencia de excitación. Cada uno de estos componente pueden expresarse como el producto de la rigidez estática K , por un coeficiente adimensional dependiente de la frecuencia ω .

Específicamente, la rigidez dinámica se obtiene como el producto de la rigidez estática por el coeficiente adimensional de rigidez, mientras que el coeficiente de amortiguamiento se obtiene como el producto de la rigidez estática por el coeficiente adimensional de amortiguamiento.

Normalmente es posible representar los coeficiente de rigidez estáticos K , a través de expresiones analíticas de fácil aplicación, mientras que la representación de los coeficientes adimensionales de rigidez y amortiguamiento normalmente se hace a través de gráficos, siendo relativamente pocos los casos que cuentan con solución cerradas, al menos aproximada. Para determinar las propiedades del terreno de fundación, generalmente se recurre a correlaciones que permiten estimar, en ausencia de mediciones específicas, valores representativos del módulo de rigidez dinámico o de la velocidad de propagación de onda de corte asociada, los cuales deben ser estimados para las profundidades antes recomendadas y con valores compatibles con los niveles de deformación esperados en el terreno.

Interacción suelo-estructura

La interacción suelo-estructura busca representar el comportamiento real de un sistema estructural, a través, de la modificación del análisis con apoyo fijo del sistema de fundación, por uno que flexibilice el mismo. Generando un incremento del periodo fundamental de vibración, asociado al reconocimiento de la posibilidad de deformación del medio de fundación y la modificación del amortiguamiento total del sistema. Obteniendo así, que una parte de la energía que actúa sobre la edificación se disipe sustancialmente en el medio de fundación mediante la radiación de ondas y otra parte se disipara por el comportamiento histerético del material. Consecuentemente esto lleva a la reducción de las fuerzas internas y una mayor deriva en los pisos, lo cual significaría que el modelado de la estructura será más conservador.

Es ampliamente reconocido que el diseño sísmico basado en desempeño requiere de análisis más precisos, que incluyan todos los factores potencialmente importantes involucrados en el comportamiento estructural. En la manera tradicional el análisis estructural consiste en colocar una fuerza o aceleración en la base o fuerzas estáticas equivalentes colocadas en los entrepisos de la misma. Estas fuerzas se asumen a partir de la excitación sísmica pero están divorciadas del suelo y la fundación, están desacopladas. En otras palabras, es posible afirmar que se asume que el sistema de fundación o apoyos y el entorno del suelo circundante son un punto con el mismo comportamiento o movimiento. En el análisis estructural frente a acciones sísmicas se necesita conocer cuál es el movimiento de la base de la estructura o del terreno inmediatamente adyacente, que evidentemente será distinto del movimiento de campo libre correspondiente; la presencia de la estructura modifica el movimiento. Como se muestra en la Figura 2.19 y Figura 2.20.

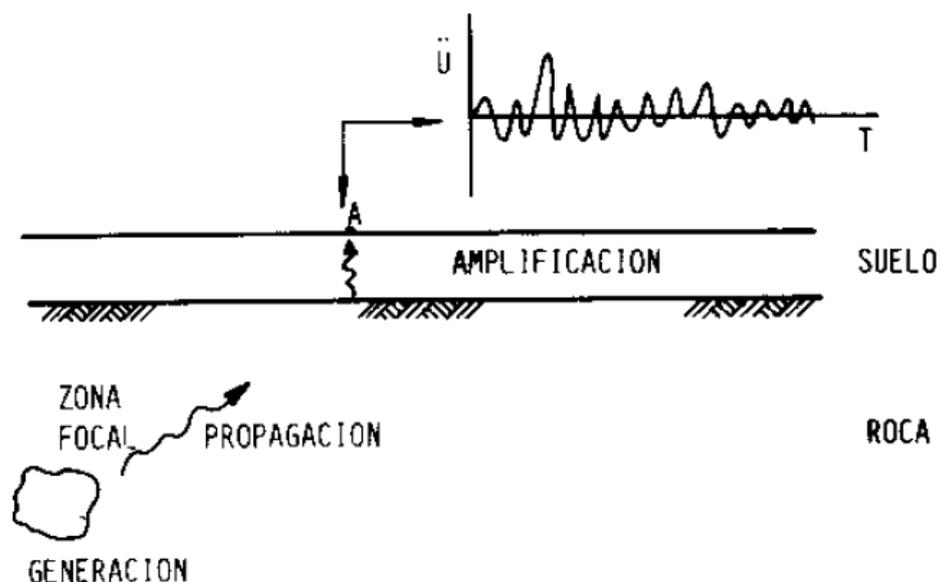


Figura 2.19. Modificación del movimiento del campo libre. Fuente: Soriano (1989)

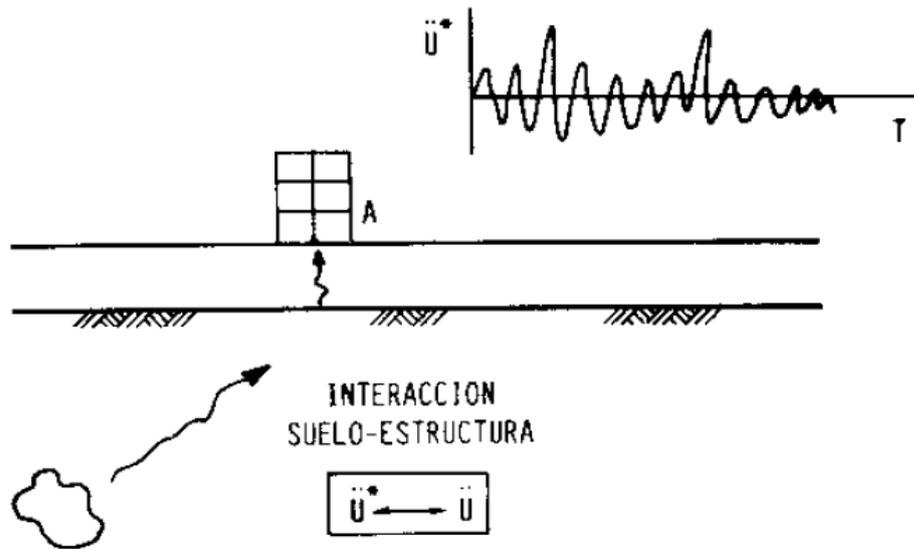


Figura 2.20. Modificación del movimiento del campo libre debido a la presencia de estructuras. Fuente: Soriano (1989).

El mecanismo por el cual la presencia de la estructura influye en el movimiento del terreno es conocido bajo el nombre de interacción suelo-estructura.

Para visualizar cómo el suelo afecta la respuesta del sistema estructural (ante excitaciones sísmica principalmente) es importante distinguir tres efectos.

Primero, la respuesta de campo libre es modificada. Las capas de suelo que se encuentran sobre la roca, modifican las ondas, resultando en ocasiones en la amplificación de éstas, aumentando los desplazamientos horizontales. A este fenómeno se le conoce como efectos de sitio.

Segundo, la presencia de la cimentación modifica el movimiento efectivo en la base, filtrando los componentes de alta frecuencia de la excitación. La cimentación experimenta un desplazamiento horizontal promedio, debido a que la cimentación al ser más rígida no puede deformarse como el suelo. Este movimiento de cuerpo rígido resulta en aceleraciones que varían a lo largo de la altura del edificio (causando fuerzas inerciales), a diferencia de las aceleraciones presentes en el caso de base empotrada. A éste efecto se le conoce como Interacción Cinemática.

Tercero, las fuerzas inerciales aplicadas a la estructura conducirán a un momento de volcamiento y un cortante transversal en la base. Esto provocará la deformación del suelo, generando una vez más la modificación de los movimientos en el sistema completo. A este fenómeno se le conoce como Interacción inercial.

Dependiendo de la posición del periodo de la estructura con respecto al pico en el espectro de respuesta, los efectos de interacción pueden ser favorables o desfavorables;

resultando en general benéficos para estructuras con periodo mayor al dominante y perjudiciales en caso contrario

Al momento de un evento sísmico, el sistema de fundación y suelo será un medio de disipación de energía que propiciará la modificación de las frecuencias y formas modales de vibración, incrementando los períodos de vibración. Esto es debido a la flexibilización del medio de fundación y por tanto del sistema.

Por otra parte, se dará una modificación de la capacidad de amortiguamiento total o efectivo del sistema debido a que una porción sustancial de la energía se disipa en el medio de fundación mediante radiación de ondas (amortiguamiento geométrico) y la otra se disipa por la acción histerética del material (amortiguamiento histerético).

Las ondas originadas por la estructura vibrando entran al suelo semi-infinito y se propagan en las tres dimensiones, la amplitud de las ondas disminuye rápidamente con la distancia al foco emisor debido al efecto llamado amortiguamiento geométrico que tiene que ver con la naturaleza de la propagación de las ondas y se presenta aún si el medio es perfectamente elástico. El suelo en general no es homogéneo por lo que se producen refracciones y reflexiones, pero es de esperar que a una cierta distancia sólo existan ondas provenientes de la estructura hacia el infinito con energía apreciable.

El amortiguamiento histerético es referido al amortiguamiento que propicia al suelo por sus propiedades geotécnicas al estar sometido a una fuerza de variación sinusoidal, que genera deformaciones representadas las gráficas de histéresis (Ver Figura 2.3).

Aspectos críticos de la interacción suelo estructura

Interacción cinemática

La interacción cinemática se refiere a la diferencia entre el movimiento de campo libre y la excitación efectiva de la base, y es especialmente 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, generándose 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 con las ondas difractadas es la razón principal de este efecto. Depende de la geometría de la cimentación, la estratigrafía del subsuelo y la naturaleza de la excitación sísmica.

Si el sistema de fundación es suficientemente rígido, se manifiesta en una reducción de los movimientos de traslación del mismo, fenómeno conocido como filtrado de la excitación sísmica. Mientras más grande sea el sistema de fundación, la frecuencia a partir de la cual se presenta el efecto de filtrado será menor, ya que la longitud de onda que es necesaria para mover la fundación será mayor.

La interacción cinemática consiste en determinar la excitación efectiva de la fundación provocada por el movimiento sísmico. Tal excitación representa el movimiento de entrada que resulta de superponer el campo libre con el campo difractado por la cimentación supuesta carente de masa y perfectamente rígida.

Únicamente para fundaciones apoyadas sobre la superficie del terreno y sujetas a ondas planas que se propagan verticalmente no ocurre la difracción, por lo que la excitación efectiva resulta ser igual al movimiento de campo libre.

La rigidez de la estructura sin incluir su masa altera el movimiento del terreno especialmente debido a la geometría y rigidez del sistema de fundación. Lo que ocurre es que las componentes de traslación del movimiento al filtrarse en el terreno disminuyen su amplitud en el intervalo de frecuencias medianas a altas (periodos pequeños) y se modifican las componentes rotacionales y torsionales.

Interacción inercial

El alargamiento del periodo fundamental, la modificación del amortiguamiento y la reducción de la ductilidad, con respecto a los valores que tendría la estructura supuesta sobre base rígida, son producto de la interacción inercial.

La interacción inercial se modela por medio de las funciones de impedancia del suelo (rigideces y amortiguamientos del conjunto suelo-fundación dependientes de la frecuencia) y mediante el análisis del sistema suelo estructura completo con matrices de rigidez, amortiguamiento y masa que contienen todos los elementos del sistema.

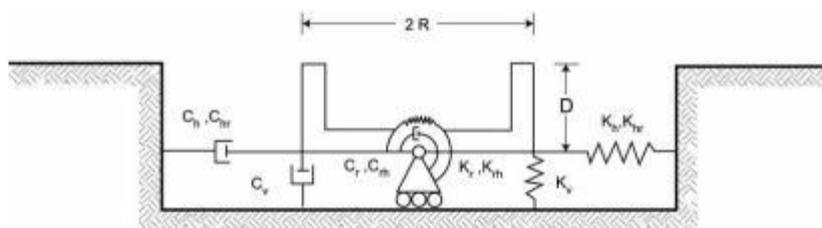


Figura 2.21. Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo. Fuente: <http://www.smis.org.mx/rsmis/n79/FernandezAviles.pdf>

A la relación en estado estacionario entre una fuerza (momento) armónica aplicada a una cimentación rígida carente de masa y el desplazamiento (rotación) resultante, se le conoce como función de impedancia. Las funciones de impedancia son números complejos que permiten considerar tanto la magnitud como la fase de las fuerzas aplicadas a la cimentación y los desplazamientos resultantes.

Estas describen la flexibilidad de los soportes de la fundación así como el amortiguamiento asociado con la interacción suelo-fundación (Figura 2.25), esta debe tomar en cuenta los estratos del suelo, la rigidez y la geometría de la fundación, y se calcula usando las propiedades equivalentes lineales del suelo, apropiadas para las deformaciones de corte dinámicas en el sitio.

Cuando las masas de la cimentación y la estructura vibran generan fuerzas de inercias que se oponen al movimiento y que producen internamente reacciones en los 3 ejes, (3 fuerzas y 3 momentos). Si el suelo no es rígido, las fuerzas y momentos originan deformaciones que alteran el movimiento de la fundación. Este fenómeno es llamado Interacción Inercial.

Métodos de análisis estructural evidenciando los efectos de interacción suelo estructura

Para incorporar los efectos de interacción suelo-estructura directamente en el análisis, el modelo debe incorporar los componentes del sistema de fundaciones y del terreno, de manera que reproduzcan las deformaciones y los movimientos de las fundaciones, los cuales pueden afectar significativamente la respuesta sísmica global y el desempeño de la estructura, así como modificar sustancialmente las sollicitaciones en los elementos de interface de la estructura con el sistema de fundación y de los propios componentes de las fundaciones, conduciendo a diseños más racionales. Es por esto que se han generado diferentes métodos generales para considerar la interacción suelo-estructura en el diseño de sistemas estructurales, entre los cuales pueden ser categorizados como enfoques directos y de subestructura, como sigue a continuación:

Enfoque Directo:

En un enfoque directo, el suelo y la estructura se incluyen dentro del mismo modelo y se analizan en un solo paso, siendo una de las metodologías utilizadas para el análisis estructural la de elementos finitos.

Método de elementos finitos

El método de los elementos finitos consiste en la división de un elemento estructural en un conjunto de elementos de pequeño tamaño unidos por una serie de puntos llamados nodos. Las ecuaciones que marcan el comportamiento de la estructura marcarán también el comportamiento de los elementos. Se consigue así pasar de un sistema continuo de infinitos grados de libertad, gobernado por ecuaciones diferenciales, a un sistema con un número finito de grados de libertad, cuyo comportamiento está definido por un sistema de ecuaciones, lineales o no. Es decir, se trata de una técnica que sustituye el problema diferencial por otro algebraico para el que se conocen técnicas de resolución y que es aproximadamente equivalente.

El método de los elementos finitos divide a la estructura en estudio en elementos discretos. De esta forma, se aproxima el conjunto total en estudio mediante los elementos en los que se divide. Estos elementos constitutivos quedan definidos por una serie de puntos, o nodos, que los unen entre sí. Sobre estos nodos, se definen las incógnitas fundamentales del problema. Estas incógnitas son los grados de libertad de cada nodo, que son las variables que determinan el estado y posición del nodo. Para los elementos estructurales, estas incógnitas son los desplazamientos nodales. A partir de estas incógnitas se pueden determinar las demás incógnitas que puedan interesar.

Obtenido el valor de las incógnitas nodales, se puede plantear la ecuación diferencial que domina el comportamiento del continuo para el elemento. De esta forma, se obtendrán fórmulas que relacionan el comportamiento de cualquier punto del elemento con el valor que toman las incógnitas en los nodos. Estas funciones reciben el nombre de funciones de interpolación, ya que su función es interpolar el valor de las incógnitas entre los nodos que marcan un elemento para hallar los valores intermedios del mismo.

Para la resolución de estas incógnitas se hace uso de un software que facilite el procedimiento. Una vez conocidas las matrices que marcan el comportamiento del elemento, se unen y se obtiene un sistema de ecuaciones algebraicas que valor de los grados de libertad en los nodos del sistema.

Enfoque de la Subestructura:

Modelos Simplificados

Los modelos simplificados son aquellos representados con un oscilador elástico lineal, viscosamente amortiguado, constituido por N masas discretas (una masa por nivel), el cual se encuentra apoyado en la superficie de un semi-espacio homogéneo, isotrópico, visco elástico y lineal, a través de un nivel de base infinitamente rígido [Bielak, 1975].

La primera vez que fue propuesto un procedimiento considerando la interacción de un suelo con la subestructura, fue realizado por Winkler en el año 1867. Este modelo asocia la tensión transmitida al terreno por una placa rígida con la deformación o la penetración de la misma en el suelo, donde dicha relación entre la tensión aplicada por la placa q y la penetración o asentamiento de la misma y , se identifica con la letra k y es llamada Reacción del Terreno o Coeficiente de Balasto. La cual se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

El método de los elementos finitos aplicado al cálculo de pequeñas estructuras. Pre y post procesado (2001). Laura Fuentes Calles.

$$K = \frac{q}{y} \quad \text{Ec (2.39)}$$

Además el método de Winkler supone el suelo equivalente a un número infinito de resortes elásticos cuya rigidez, es denominada coeficiente de balasto k . Este parámetro tiene la dimensión de un peso específico y, aunque depende de las propiedades del terreno, no es una constante del mismo ya que el asiento de una fundación apoyada sobre un medio pseudo elástico, depende de las dimensiones del área cargada.

La aplicación de la teoría del módulo de balasto ha ganado aceptación en los últimos tiempos, ya que permite una fácil asimilación del modelo suelo-estructura utilizando los métodos matriciales de cálculo.

Los parámetros que definen la respuesta de los elementos que componen el sistema de fundación, dependen de las propiedades estructurales y geotécnicas, condicionando las relaciones fuerzas-desplazamientos en términos de la resistencia y rigidez de los materiales.

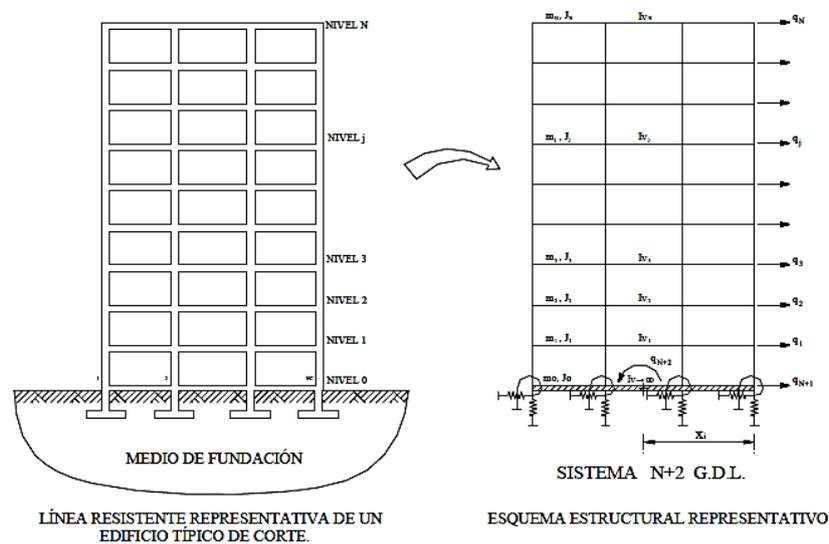


Figura 2.22. Equivalencia del sistema de fundación para el análisis estructural. Nota: Safina (2012).

Para esto debemos conocer la respuesta dinámica de fundaciones conocida como impedancia dinámica k . La impedancia dinámica es la respuesta en régimen estacionario entre la fuerza aplicada y el desplazamiento resultante de un bloque rígido, sin masa, con geometría equivalente a la fundación.

Esto será representado como una función compleja representado con una parte real, definida como la rigidez dinámica K , reflejando la rigidez e inercia del medio de fundación y una parte imaginaria definida como el amortiguamiento C , (el cual es el producto de la frecuencia por el coeficiente de amortiguamiento (definido como el producto de la rigidez estática por un coeficiente adimensional de amortiguamiento)). A su vez la rigidez dinámica, se expresa como la rigidez estática k multiplicado por un coeficiente adimensional que depende de la frecuencia w .

$$M_o \ddot{u} + C_o(w) \dot{u} + K_o(w) u = P$$

Ec (2.40)

La rigidez estática se determina a partir de expresiones analíticas, mientras que los coeficientes adimensionales de rigidez y amortiguamiento se obtienen a través de gráficas.

Hay que destacar que no solo se toma en cuenta para el análisis el tipo de fundación que se utilizara sino, los diferentes medios de fundación y su estratigrafía, la cual es fundamental y define el comportamiento histerético.

Para el análisis de la respuesta dinámica de fundaciones es conveniente considerar que la misma puede ser modelada como un bloque rígido apoyado en la superficie de un semi-espacio deformable que representa el medio de fundación. Si el sistema se analiza en dos dimensiones, estará representado a través de 3 componentes de desplazamiento y por consiguiente de rigidez, definidas en la Figura 2.22 como K_θ , K_z y K_x .

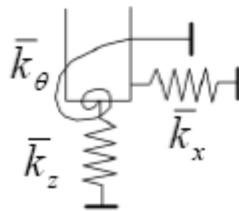


Figura 2.23. Representación de las componentes de rigidez. Nota: Casadey, Rosanna (UCLA).

Donde representa la rigidez torsional, la rigidez lateral en el eje horizontal y la rigidez axial, las cuales constituyen la capacidad que tiene la fundación para resistir momentos torsionales, fuerzas cortantes y fuerzas axiales, respectivamente, sin adquirir grandes deformaciones y/o desplazamientos.

Para el análisis en tres dimensiones, la movilidad del bloque rígido puede expresarse a través de seis componentes de movimiento o modos de vibración, linealmente independientes entre sí, representados por un desplazamiento vertical, dos desplazamientos horizontales, dos componentes de rotación y uno de torsión.

Función de Impedancia

Según Stewart et al (1998) la función de impedancia representa la rigidez dinámica y las características de amortiguamiento de la interacción suelo-fundación. De forma matemática, la función de impedancia es igual a una matriz la cual relaciona las fuerzas en la base de la estructura con los desplazamientos y rotaciones de la fundación en campo libre. La complejidad se encuentra en hallar los términos de dicha función, los

cuales son dependientes de la frecuencia. Se puede definir esta función en los casos que se presentan a continuación:

(a) Caso General

En forma general, se toman en cuenta seis grados de libertad para cada punto de soporte de la fundación. En el diseño, se asume en la mayoría de los casos que la fundación es rígida, la cual reduce el número total de grados de libertad a seis. Ahora, cuando se considera la respuesta lateral de la estructura en una dirección específica sobre la fundación rígida, como se muestra en la Figura 2.24 solo dos términos serán necesarios (como se muestra en la Ecuación (2.41)). En la Ecuación (2.41), los valores de una de las diagonales son despreciados ya que tienden a ser valores muy pequeños, como también la torsión e excitación vertical.

$$\begin{bmatrix} V \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{k}_u & 0 \\ 0 & \bar{k}_\theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_f \\ 0 \end{bmatrix} \tag{Ec (2.41)}$$

Existen innumerables procedimientos para la resolución de la función de impedancia, sin embargo, la comúnmente usada es la solución para una fundación circular rígida en la superficie de un semi-espacio visco-elástico (Veletsos y Wei, 1971 y Veletsos y Verbic, 1973)

Para la solución de una fundación circular rígida sobre un semi-espacio, la función de impedancia se presenta de la siguiente forma:

$$\bar{k}_j = k_j(\partial_0, \nu) + i\omega C_j(\partial_0, \nu) \tag{Ec (2.42)}$$

Donde j denota cualquiera de los dos modos de deformación u o θ , ω es la frecuencia angular, ∂_0 es la frecuencia adimensional definida como $\partial_0 = \omega r / V_s$, r =radio de la fundación, V_s = velocidad de onda de corte, y ν = coeficiente de Poisson. Los radios de la fundación son calculados separadamente para los modos de deformación traslacional y rotacional, para que los mismos coincidan con el área A_f y la inercia I_f de la fundación actual. Calculados con las siguientes ecuaciones:

$$r_u = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}} \quad ; \quad r_\theta = \sqrt{\frac{4I_f}{\pi}} \tag{Ec (2.43)}$$

Donde:

Af=Área fundación.

If=Inercia fundación.

La rigidez y amortiguamiento real de los resortes y amortiguadores traslacionales y rotacionales son expresadas respectivamente como:

$$k_u = \alpha_u K_u \quad \text{Ec (2.44)}$$

$$C_u = \beta_u \frac{K_u r_u}{V_S} \quad \text{Ec (2.45)}$$

$$k_\theta = \alpha_\theta K_\theta \quad \text{Ec (2.46)}$$

$$c_\theta = \beta_\theta \frac{K_\theta r_\theta}{V_S} \quad \text{Ec (2.47)}$$

Los valores de α_u , β_u , α_θ y β_θ , , y son parámetros adimensionales, los cuales expresan la dependencia de la frecuencia de los resultados. Además, K_u y K_θ representan las rigideces estáticas de un disco en un semi-espacio, definidos como:

$$K_u = \frac{8}{2 - \nu} G r_u \quad \text{Ec (2.48)}$$

$$K_\theta = \frac{8}{3(1 - \nu)} G r_\theta^2 \quad \text{Ec (2.49)}$$

Donde G es igual al módulo de corte dinámico del suelo.

Los valores del módulo de corte dinámico G y amortiguamiento histerético usados en la formulación de las funciones de impedancia deben coincidir con los valores en sitio.

Los efectos de estas condiciones en la función de impedancia pueden ser aproximados con los ajustes presentados en los apartados que serán presentados a continuación, tomados sobre la solución básica, expresada anteriormente.

(b) Perfiles No Uniformes de Suelo

Los perfiles no uniformes de suelo pueden estar caracterizados por un aumento gradual de sus rigideces con la profundidad, o con la presencia de un estrato muy rígido subyacente a uno superficial y de rigidez relativamente menor.

Roessent (1980) demostró que para suelos con perfiles que aumentaban su rigidez gradualmente con la profundidad se deben usar las propiedades del suelo a partir de una profundidad de $0,5r$, los cuales obtuvieron impedancias de semi-espacio, lo que significa en una simulación razonable de la impedancia en el perfil variable.

Además, en dicho estudio se trabajó con unas velocidades aproximadas para una profundidad de $0,5r$, tomadas con la ecuación , donde es el tiempo de viaje que realizan las ondas de propagación vertical de corte desde una profundidad a la superficie del terreno.

Para el caso de un estrato finito de suelo soportado sobre un material con mayor rigidez, las consideraciones que se deben tomar son las de un aumento en las rigideces estáticas y la de un cambio en las variaciones dependientes de la frecuencia de la rigidez y amortiguamiento. Los aumentos de las rigideces estáticas son expresados con las siguientes ecuaciones (Kausel, 1974)

$$(K_u)_{FL} = K_u \left(1 + \frac{r_u}{2d_s} \right) \quad \text{Ec (2.50)}$$

$$(K_\theta)_{FL} = K_\theta \left(1 + \frac{r_\theta}{2d_s} \right) \quad \text{Ec (2.51)}$$

Donde (K_u) y (K_θ) son la rigideces estáticas horizontales y rotacionales de la fundación en el estrato finito de suelo, y es la profundidad del estrato. La variación de la frecuencia dependiente de los términos de rigidez sigue la tendencia general para un semi-espacio en la Figura 2.25, pero posee osciladores asociados con la frecuencia natural del estrato a bajos niveles de amortiguación del suelo. Para un amortiguamiento histerético que exceda el 7%, Roesset (1980) comprobó que la oscilación puede ser despreciada.

(c) Fundaciones Embebidas

Los efectos por fundaciones embebidas fueron considerados por Elsabee y Morray (1977), los cuales realizaron sus estudios para una fundación circular embebida a una profundidad y en un estrato homogéneo de profundidad. Gracias a dichos estudios, se obtuvieron las ecuaciones para el cálculo de las rigideces estáticas horizontales y rotacionales, aproximadas para y presentadas a continuación:

$$(K_u)_{FL/E} = K_u \left(1 + \frac{2e}{3r} \right) \left(1 + \frac{5e}{4d_s} \right) \left(1 + \frac{r}{2d_s} \right) \quad \text{Ec (2.52)}$$

$$(K_\theta)_{FL} = K_\theta \left(1 + \frac{2e}{r} \right) \left(1 + \frac{0,7e}{d_s} \right) \left(1 + \frac{r}{6d_s} \right) \quad \text{Ec (2.53)}$$

Elsabee y Morray (1977) sugieren que la dependencia de la frecuencia de la rigidez de fundación y los términos de amortiguación podrían ser aproximados por la Ecuación 2.4d (los cuales son estrictamente aplicados para una fundación circular rígida sobre un semi-espacio). Estas recomendaciones fueron adoptadas para el código de provisiones de la NEHRP (BSSC, 1997), con la excepción de los términos de rigidez de dependencia de la frecuencia (α), que se supone igual a la unidad.

Las ecuaciones (2.52) y (2.53) obtenidas por Elsabee y Morray (1977) fueron comparadas con una solución analítica más rigurosa derivada de ecuaciones integrales de Apsel y Luco (1978), haciendo uso de los factores derivados de la Figura 2.26. La misma ilustra unas curvas aproximadas, las cuales fueron calculadas como el producto de los factores de impedancia adimensionales, α_u , β_u y α_θ , β_θ y el primer modificador en el lado derecho de las ecuaciones (2.52). Ambas soluciones aplican para un semi-espacio uniforme viscoelástico con $\beta=1\%$ y $\nu=0,25$.

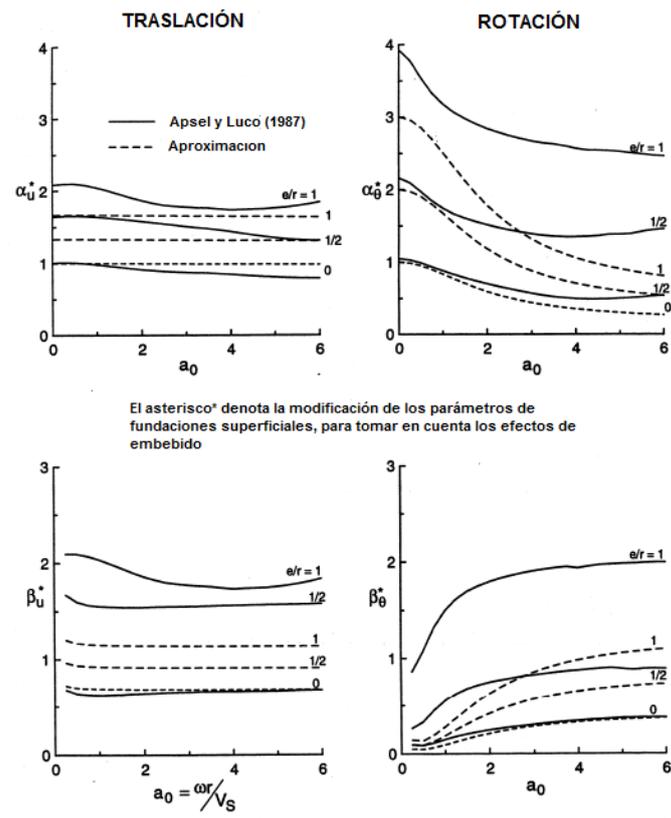


Figura 2.24. Rigidez de fundaciones y factores de amortiguamiento para fundaciones rígidas cilíndricas embebidas en un semi-espacio, aproximación vs solución por Apsel y Luco (1987). Fuente: modificado de Stewart et al (1998).

(d) Fundaciones no circulares

Dobry y Gazetas (1986) investigaron acerca de las diferentes soluciones de la función de impedancia para fundaciones con varias formas, incluyendo círculos y rectángulos con relaciones de dimensiones (L/B) entre 1 e infinito. Los mismos confirmaron que el uso de las ecuaciones para disco rígido, es una aproximación aceptable para relaciones de dimensiones menores de 4:1, con la notable excepción de los coeficientes de amortiguamiento en el modo de rotación. Como se muestra en la Figura 2.24, los coeficientes adimensionales de amortiguamiento y (para rotación longitudinal y transversal, respectivamente), dependen de la relación de dimensiones (L/B) y

Por lo tanto, cuando se está en presencia de fundaciones no circulares, se debe realizar una corrección en concordancia con los resultados ilustrados en la Figura 2.25. Esta corrección se debe realizar multiplicando la componente de radiación amortiguada de los coeficientes de amortiguamiento, obtenida mediante el apartado (a) por los coeficientes (G) (Vs), donde representa el valor calculado mediante las gráficas de la Figura 2.25.

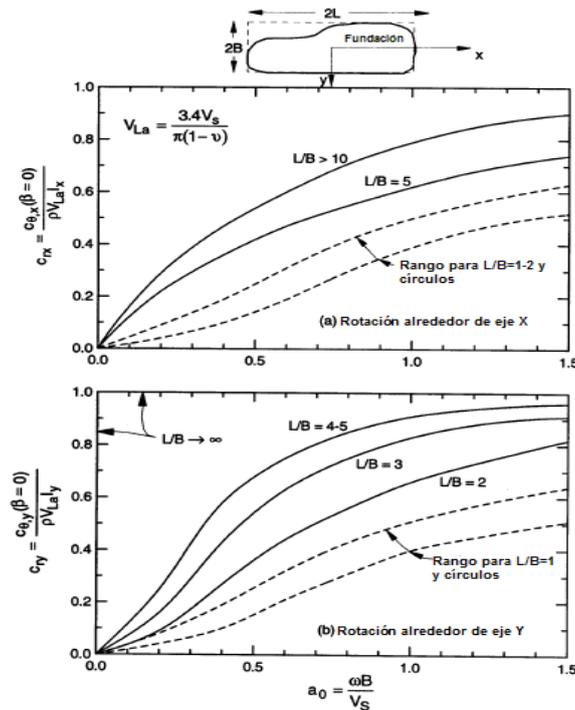


Figura 2.25. Coeficientes de amortiguadores para amortiguación rotacional en radiación vs. Frecuencia para fundaciones de diferentes formas. (Dobry y Gazetas, 1986). Fuente: modificado de Stewart et al (1998).

Adicionalmente Gazetas (1991) propuso una expresiones de funciones de impedancia que representan la rigidez estática del sistema suelo fundación, las ecuaciones a utilizar fueron las siguientes ya que las fundaciones utilizadas son superficiales pero están embebidas o enterradas a una profundidad de desplante (Df) y a una altura efectiva de Contacto (d), tal que $h=Df-(d/2)$, con dimensiones B y L, dichas ecuaciones están adicionalmente simplificadas en el sentido que no se consideró la parte de la ecuación que representa el amortiguamiento de las mismas de manera conservadora, solo las rigideces traslacionales que se muestran a continuación.

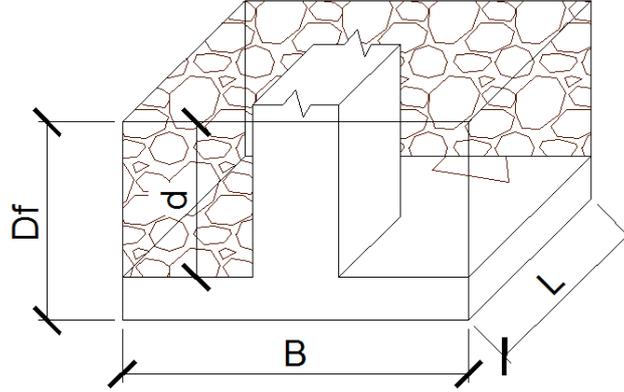


Figura 2.26. Esquema de sistema suelo-fundación planteado. Fuente: Mata R. (2015)

Para Fundaciones Cuadradas:

$$K_{xB} = K_{xL} = \frac{9 * G * B}{2 - \nu} * \left(1 + 0,15 * \sqrt{\frac{Df}{B}} \right) * \left[1 + 1,20 * \left(\frac{d * h}{B^2} \right)^{0,40} \right] \quad \text{Ec (2.54)}$$

$$K_{\theta B} = K_{\theta L} = \frac{3,6 * G * B^3}{1 - \nu} * \left\{ 1 + 0,92 * \left(\frac{d}{B} \right)^{0,6} * \left[1,5 + \left(\frac{d}{B} \right)^{1,9} * \left(\frac{d}{Df} \right)^{-0,6} \right] \right\} \quad \text{Ec (2.55)}$$

$$K_{x\theta B} = K_{x\theta L} = 0,33 * d * K_{xB} = 0,33 * d * K_{xL} \quad \text{Ec (2.56)}$$

$$K_z = \frac{4,5 * G * B}{1 - \nu} * \left[1 + 0,11 * \frac{Df}{B} \right] * \left[1 + 0,32 * \left(\frac{d}{B} \right)^{\frac{2}{3}} \right] \quad \text{Ec (2.57)}$$

Para Fundaciones Rectangulares:

$$K_{xB} = K_{xB_{sup}} * \left(1 + 0,15 * \sqrt{\frac{Df}{B}} \right) * \left[1 + 0,52 * \left(\frac{4 * (B + L) * d * h}{B * L^2} \right)^{0,40} \right] \quad \text{Ec (2.58)}$$

$$K_{xL} = K_{xL_{sup}} * \left(1 + 0,15 * \sqrt{\frac{Df}{L}} \right) * \left[1 + 0,52 * \left(\frac{4 * (B + L) * d * h}{L * B^2} \right)^{0,40} \right] \quad \text{Ec (2.59)}$$

$$K_{\theta B} = K_{\theta B_{sup}} * \left\{ 1 + 1,26 * \frac{d}{B} * \left[1 + \frac{d}{B} * \left(\frac{d}{Df} \right)^{-0,2} * \sqrt{\frac{B}{L}} \right] \right\} \quad \text{Ec (2.60)}$$

$$K_{\theta L} = K_{\theta L_{sup}} * \left\{ 1 + 0,92 * \left(\frac{d}{L} \right)^{0,6} * \left[1,5 + \left(\frac{d}{L} \right)^{1,9} * \left(\frac{d}{Df} \right)^{-0,6} \right] \right\} \quad \text{Ec (2.61)}$$

$$K_{x\theta B} = 0,33 * d * K_{xB} \quad \text{Ec (2.62)}$$

$$Kx\vartheta L = 0,33 * d * KxL \quad \text{Ec (2.63)}$$

$$Kz = Kz_{sup} * \left[1 + \frac{1}{21} * \frac{Df}{B} * \left(1 + 1,3 * \frac{B}{L} \right) \right] * \left[1 + 0,2 * \left(\frac{B + L}{B * L} * d \right)^{\frac{2}{3}} \right] \quad \text{Ec (2.64)}$$

Siendo todos los Ki_{sup} , usados cuando no tenemos fundaciones enterradas, caso poco común en zapatas, e iguales a:

-En cuadradas:

$$KxB_{sup} = KxL_{sup} = \frac{9 * G * B}{2 - \nu} \quad \text{Ec (2.65)}$$

$$K\vartheta B_{sup} = K\vartheta L_{sup} = \frac{3,6 * G * B^3}{1 - \nu} \quad \text{Ec (2.66)}$$

$$Kz_{sup} = \frac{4,5 * G * B}{1 - \nu} \quad \text{Ec (2.66)}$$

Con radios equivalentes:

$$rx = rz = 1,128 * B \quad \text{Ec (2.67)}$$

$$r\vartheta = 1,142 * B \quad \text{Ec (2.68)}$$

-En rectangulares:

$$KxB_{sup} = \frac{2 * G * a}{2 - \nu} * \left[2 + 2,5 * \left(\frac{B}{L} \right)^{0,85} \right] \quad \text{Ec (2.69)}$$

$$KxL_{sup} = KxB_{sup} - \frac{0,2 * G * L}{0,75 - \nu} * \left(1 - \frac{B}{L} \right) \quad \text{Ec (2.70)}$$

$$K\vartheta B_{sup} = \frac{G}{1 - \nu} * I_B^{0,75} * \left(\frac{L}{B} \right)^{0,25} * \left(2,4 + 0,5 * \frac{B}{L} \right) \quad \text{Ec (2.71)}$$

$$K\vartheta L_{sup} = \frac{2,9 * G}{1 - \nu} * I_L^{0,75} * \left(\frac{L}{B} \right)^{0,15} \quad \text{Ec (2.72)}$$

$$I_B = \frac{4}{3} * L * B^3 \quad \text{Ec (2.73)}$$

$$I_L = \frac{4}{3} * B * L^3 \quad \text{Ec (2.74)}$$

Con radios equivalentes:

$$rx = rz = \sqrt{\frac{4 * B * L}{\pi}} \quad \text{Ec (2.75)}$$

$$r\vartheta B = \sqrt[4]{\frac{4 * I_B}{\pi}} \quad \text{Ec (2.76)}$$

$$r\vartheta L = \sqrt[4]{\frac{4 * I_L}{\pi}} \quad \text{Ec (2.77)}$$

Donde:

B: Dimensión menor de la Fundación (En este caso Zapata) (m)

L: Dimensión mayor de la Fundación (En este caso Zapata) (m)

Df: Profundidad de desplante de la fundación (m)

d: Altura efectiva de contacto de la fundación (espesor de la misma) (m)

G: Módulo de cortante dinámico del suelo (KN/m²)

KxB: Rigidez traslacional de la fundación en la dirección del lado B (KN/m)

KxL: Rigidez traslacional de la fundación en la dirección del lado L (KN/m)

KxB: Rigidez rotacional de la fundación en la dirección del lado B (KN/m/rad)

KxL: Rigidez rotacional de la fundación en la dirección del lado L (KN/m/rad)

KxθB = KxθL = Usada como rigidez rotacional en caso de existir balanceo de la estructura, sino usada para la rigidez rotacional torsional de la edificación en el eje Z (la menor de ellas) (KN/m/rad)

Kz = Rigidez traslacional de la fundación en el eje Z (KN/m)

rx = Radio de giro inercial de la fundación respecto al eje X.

rz = Radio de giro inercial de la fundación respecto al eje Z.

Según Stewart et al. (2003) la influencia de la ISE viene dada hasta aproximadamente $0,75r_z$ de profundidad bajo la fundación, por lo cual los datos geotécnicos del suelos, fueron considerados hasta dicha profundidad

(e) Pilotes

La influencia de los pilotes en las funciones de impedancia no puede ser fácilmente explicada con análisis simplificados. Muchas de las técnicas analíticas están disponibles para la evaluación de la impedancia de pilotes como sistema de fundación (por ejemplo, Novak, 1991 y Gohl, 1993), sin embargo, la revisión de estas técnicas va más allá del alcance de esta investigación.

Discretización de Tipos de Fundación y Estratigrafías:

Se consideran los siguientes tipos de fundación (ver Figura 2.26):

- Fundaciones Superficiales
- Fundaciones enterradas o embebidas
- Fundaciones profundas

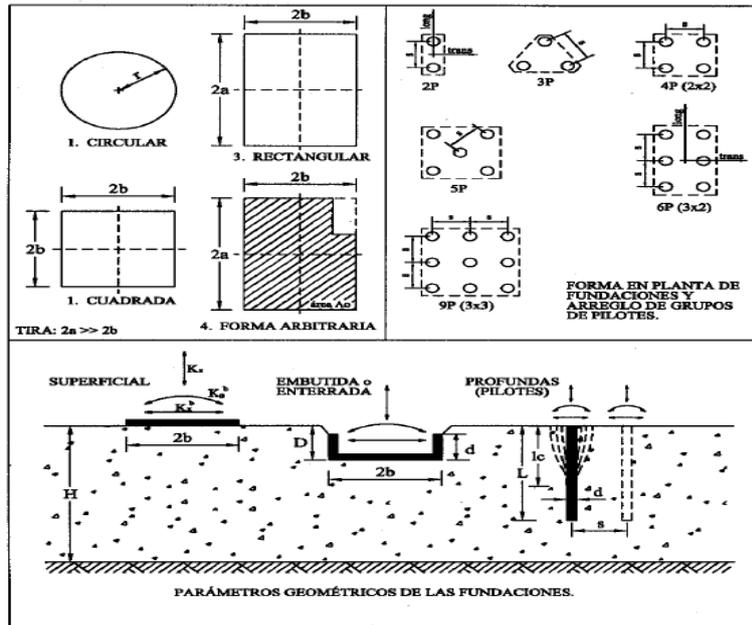


Figura 2.27. Sistemas de Fundación. Fuente: Safina (2012)

Se consideran los siguientes medios de fundación (ver Figura 2.27):

- Semi-espacio homogéneo
- Estrato homogéneo sobre un basamento o sustrato rígido
- Estrato homogéneo sobre semi-espacio homogéneo
- Estrato no homogéneo

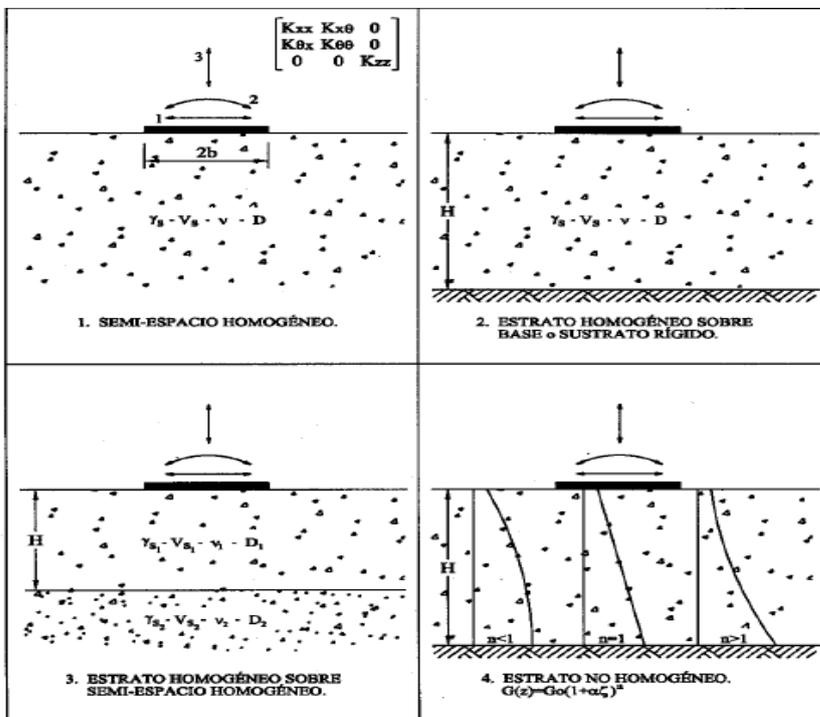


Figura 2.28. Medios de Fundación. Fuente: Safina (2012).

Semi-espacio homogéneo: se refiere a un estrato de suelo donde para una profundidad determinada posee características o propiedades análogas entre sus componentes (partículas). Asume comportamiento isotrópico en ambas direcciones.

Estrato homogéneo sobre basamento o sustrato rígido: se refiere a un estrato de suelo con las mismas condiciones geotécnicas apoyado sobre una capa la cual se supone indeformable o rígido.

Estrato homogéneo sobre semi-espacio homogéneo: se refiere a un estrato de suelo donde para una profundidad determinada posee características o propiedades análogas entre sus componentes, apoyado sobre otro estrato de suelo con diferentes características a éste y con propiedades análogas entre sus partículas.

Estrato no homogéneo: se refiere a un estrato de suelo que posee condiciones geotécnicas las cuales varían con la profundidad.

Deducción de la función de impedancia dinámica

Un modelo de influencia oscilante es un método análisis dinámico para el sistema de interacción suelo estructura, en este modelo la base de fundación es asumida rígida y los efectos interacción son incorporados a través de resortes dinámicos del suelo llamados “funciones de impedancia dinámica”.

El movimiento de entrada de la fundación debido a la perturbación de un terremoto es aplicado en las funciones de impedancia dinámica.

Aquí se considerara el significado físico y la evaluación del método de la función de la impedancia estática y el movimiento de entrada de la fundación, usando una estructura rígida enterrada que modela las fundaciones como se muestra a continuación:

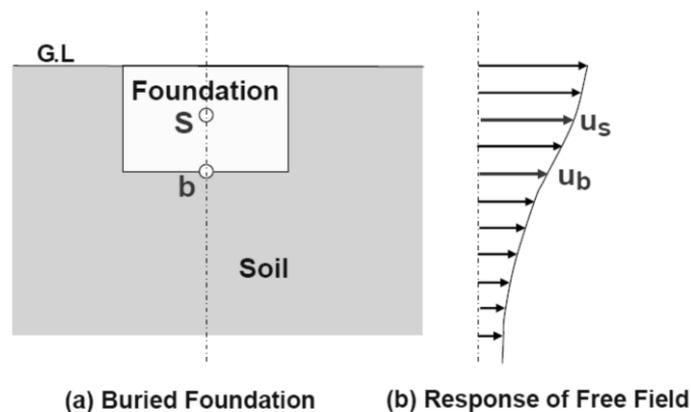


Figura 2.29. Modelado de sistema de fundación. Fuente: Stewart (2003).

Por sencillez nosotros asumimos que la fundación está vibrando bajo la siguiente supuesto:

- 1.- Las fundaciones rígidas y vibra en la dirección lateral sin rotación.
- 2.- Una perturbación del terremoto es debida a un incidente de onda sísmica que se propaga hacia arriba:

Los resortes del suelo adjuntados a la fundación para el suelo en campo libre son K_s y K_b que son representados:

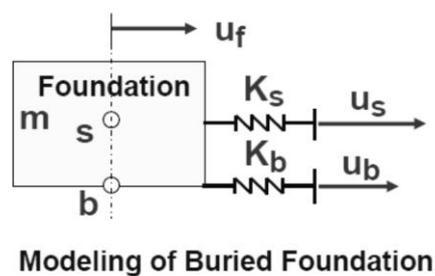


Figura 2.30. Representación de resortes en sistema de fundación. Fuente: Stewart (2003).

Una ecuación del movimiento para el modelo de fundación es formulada por:

$$m\ddot{u}_f + K_S(u_f - u_S) + K_b(u_f - u_b) = 0 \quad \text{Ec (2.78)}$$

Donde:

m : Masa de la fundación.

K_s, K_b : Muelles del suelo.

U_f : Desplazamiento lateral de la fundación.

U_s, U_b : Desplazamiento lateral de campo libre.

Ec. (2.78) se puede reescribir en:

$$m\ddot{u}_f + (K_S + K_b)u_f = K_S u_S + K_b u_b \quad \text{Ec (2.79)}$$

Poner:

$$K = K_S + K_b \quad \text{Ec (2.80)}$$

Ec. (2.81):

$$m\ddot{u}_f + (K_S + K_b)u_f = K_S u_S + K_b u_b \quad \text{Ec (2.81)}$$

Puede ser reorganizado como:

$$m\ddot{u}_f + Ku_f = K_S u_S + K_b u_b = K \left(\frac{K_S u_S + K_b u_b}{K} \right) \quad \text{Ec (2.82)}$$

Colocando también:

$$u_e = \frac{K_S u_S + K_b u_b}{K} \quad \text{Ec (2.83)}$$

La ecuación (2.81) puede reescribirse como:

$$m\ddot{u}_f + Ku_f = Ku_e \quad \text{Ec (2.84)}$$

Expresando u_f por:

$$u_f = x + u_e \quad \text{Ec (2.85)}$$

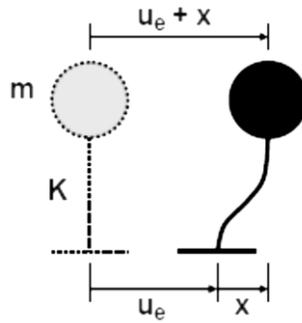
Y sustituyendo la ecuación (2.84) en la ecuación (2.83):

$$m\ddot{u}_f + Ku_f = Ku_e \quad \text{Ec (2.86)}$$

A continuación, la ecuación Ec (2.86) se puede obtener:

$$\begin{aligned} m(\ddot{x} + \ddot{u}_e) + K(x + u_e) &= Ku_e \\ \therefore m\ddot{x} + Kx &= -m\ddot{u}_e \end{aligned} \quad \text{Ec (2.87)}$$

La ecuación 2.87 es igual a la ecuación de movimiento para un solo grado de libertad del sistema que se muestra en la figura:



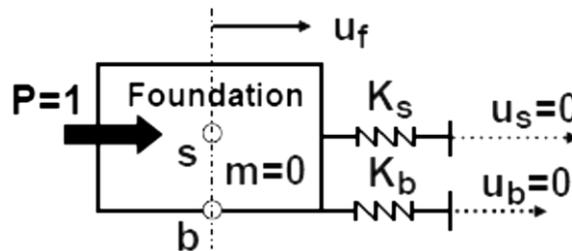
Single Degree of Freedom System

Figura 2.31. Representación del movimiento de entrada en sistema de fundación.
Fuente: Stewart (2003).

Consiste en una masa “m” un resorte “K” y una perturbación de entrada “Ue”.

K y Ue son llamadas función de impedancia dinámica y movimiento de entrada de la fundación

Segundo aquí se considera como calcular la función de impedancia y el movimiento de entrada de la fundación asumiendo una base rígida sin masa enterrada antes del terremoto es decir :



$$m = 0, \quad u_s = u_b = 0$$

Ec (2.88)

Figura 2.32. Representación de condiciones fronteras iniciales en sistema de fundación.
Fuente: Stewart (2003).

Cuando el sistema está sujeto a una fuerza unitaria lateral las condiciones de la ecuación 2.88 se sustituyen en la ecuación 2.78.

$$m\ddot{u}_f + K_S(u_f - u_S) + K_b(u_f - u_b) = 0$$

Ec (2.89)

En lugar de la fuerza inercial una fuerza unitaria es aplicada.

$$(K_S + K_b) u_f = 1$$

Ec (2.90)

Y

$$u_f = \frac{1}{K_S + K_b} \quad \text{Ec (2.91)}$$

Comparando con la definición de función de impedancia dinámica dada por la ecuación 2.71 tenemos:

$$K = K_S + K_b \quad \text{Ec (2.92)}$$

Con la ecuación (2.93):

$$u_f = \frac{1}{K_S + K_b} \quad \text{Ec (2.93)}$$

Con la ecuación 2.85 resulta la ecuación 2.93. De ahí podemos entender que la inversa del desplazamiento U_f coincide con la función de impedancia dinámica.

Para el cálculo del movimiento de entrada de la fundación se puede asumir una fundación sin masa la cual está sujeta a una perturbación por terremoto.

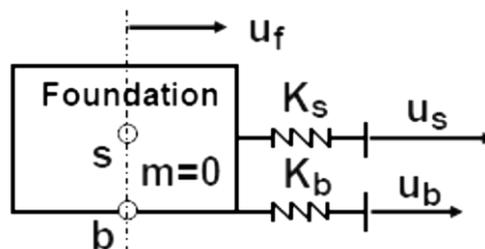


Figura 2.33. Fundación sin masa sujeta a una perturbación por terremoto. Fuente: Stewart (2003).

La ecuación de movimiento para esta fundación puede ser escrita como: ecuación 2.94 y 2.95

$$K_S(u_f - u_S) + K_b(u_f - u_b) = 0 \quad \text{Ec (2.94)}$$

Y,

$$u_f = \frac{K_S u_S + K_b u_b}{K_S + K_b} = \frac{K_S u_S + K_b u_b}{K} \quad \text{Ec (2.95)}$$

Comparando con la ecuación 2.95

$$u_f = \frac{K_S u_S + K_b u_b}{K_S + K_b} = \frac{K_S u_S + K_b u_b}{K} \quad \text{Ec (2.95)}$$

Con la ecuación 2.83 la definición del movimiento de entrada,

$$u_e = \frac{K_S u_S + K_b u_b}{K} \quad \text{Ec (2.83)}$$

Cuando se quiere calcular la función de impedancia de dinámica y el movimiento de entrada de la fundación se puede asumir la fundación sin entrada, calculando el desplazamiento de la fundación debido a una fuerza unitaria.

El inverso de los desplazamientos obtenidos es igual a las funciones de impedancia dinámica, calculando el desplazamiento de la fundación debido a una perturbación por terremoto este desplazamiento es justamente el movimiento de entrada de la fundación.

En el análisis de dominio de frecuencia la unidad de la fuerza aplicada debe de ser $1e^{i\omega t}$ para el cálculo de la función de impedancia dinámica y la perturbación del terremoto debe ser la respuesta obtenida por el análisis de respuesta de frecuencia de la tierra en campo libre para el cálculo del movimiento de entrada de la fundación:

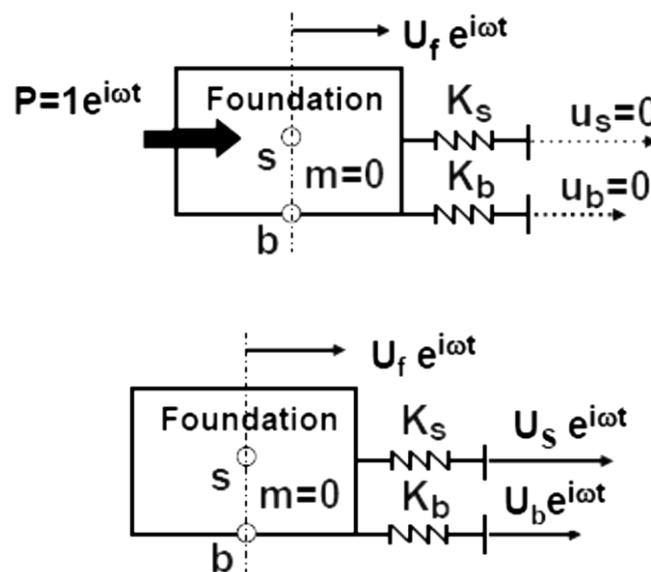


Figura 2.34. Condiciones frontera para obtener el análisis de respuesta de frecuencia ante un movimiento de entrada de fundación. Fuente: Stewart (2003).

Para un práctico análisis de diseño sísmico de edificio ha de ser empleado el modelo de influencia osciladora como se muestra en la figura:

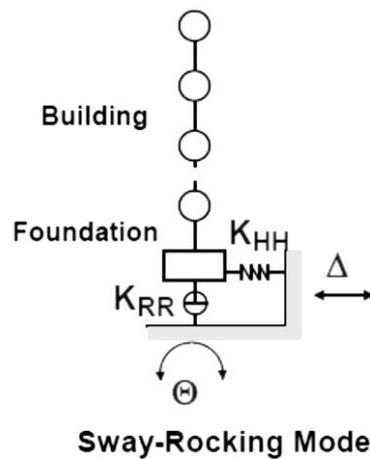


Figura 2.35 Modelo de influencia oscilatoria para el sistema de fundación. Fuente: Stewart (2003).

Cuando la base tiene dos grados de libertad (u_f, ϕ_f) como se muestra en la figura

La ecuación del movimiento ahora queda expresada como:

$$\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_f \\ \ddot{\phi}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{HH} & K_{HR} \\ K_{RH} & K_{RR} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_f \\ \phi_f \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{HH} & K_{HR} \\ K_{RH} & K_{RR} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \\ \Theta \end{Bmatrix} \quad \text{Ec (2.96)}$$

Donde:

m y I : Masa y momento de inercia de la fundación.

$K_{hh}, K_{rr}, K_{hr} = K_{rh}$: Función de impedancia dinámica.

Δ, θ : Movimiento de entrada de fundación.

Una fundación sin masa también se asume para el cálculo de función de impedancia dinámica y movimiento de entrada de fundación.

El desplazamiento lateral $u_1 e^{i\omega t}$ y el ángulo rotacional $\phi_1 e^{i\omega t}$ debido a una fuerza lateral unitaria $P = 1 e^{i\omega t}$ en la fundación son calculados y también el desplazamiento $u_2 e^{i\omega t}$ y el ángulo rotacional $\phi_2 e^{i\omega t}$ debido a un momento unitario $M = 1 e^{i\omega t}$ en la fundación son calculados.

Entonces la matriz de impedancia dinámica viene dada por:

$$\begin{bmatrix} K_{HH} & K_{HR} \\ K_{RH} & K_{RR} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} u_1 & u_2 \\ \phi_1 & \phi_2 \end{bmatrix}^{-1}$$

Ec (2.97)

Es decir la matriz de impedancia dinámica es dada por la inversa de la matriz de desplazamiento, los términos cruzados KHR y KRH en la matriz de la impedancia dinámica son triviales para la fundación cuando la profundidad del empotrado es poco profunda. Se calcula la respuesta de la fundación sin masa debido a la perturbación del terremoto el Δ respuesta lateral y el ángulo de rotación θ son el movimiento de entrada de la fundación en la componente horizontal y rotacional respectivamente.

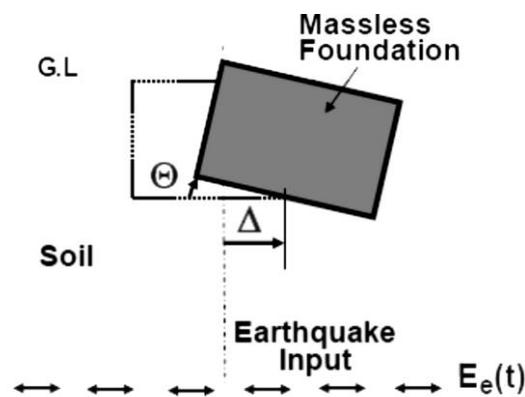


Figura 2.36 Efectos rotacionales en Sistema de fundación. Fuente: Stewart (2003).

Análisis con modificación del espectro de respuesta

Los movimientos de tierra impuestos en la base de una estructura pueden diferir de aquellos en el campo libre, debido al movimiento variable del suelo a lo largo de la losa de fundación, la dispersión de onda, y los efectos de empotramiento. Dichos efectos tienden a ser importantes para los edificios con períodos fundamentales relativamente cortos, de grandes dimensiones de planta, o subterráneos enterrados 10 pies o más en el suelo (Sección 8.1 FEMA 440, 2005). Para considerar tales efectos en el diseño, se reduce el espectro de superficie multiplicándolo por un factor de ajuste de las ordenadas, el que considera dos fenómenos en su evaluación: longitud promedio de la losa y empotramiento de la fundación. El procedimiento simplificado presentado por FEMA (adaptado de Kim y Stewart, 2003) relaciona los efectos de interacción suelo estructura en función del período del modelo estructural. Los efectos de la interacción cinemática se desprecian en las disposiciones del código utilizado, lo que significa que en los movimientos de campo libre y los correspondientes a la edificación en su base se supone que son idénticos.

Marco Normativo Legal

COVENIN 1756-1:2001

En Venezuela el enfoque usado en la práctica actual para tomar en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura, esencialmente no ha cambiado en los códigos de edificaciones, la actualización COVENIN 1756-1:2001 recomienda el análisis de las estructuras con vinculaciones a tierra como apoyos rígidos, haciendo referencia específica a la interacción suelo-estructura en el artículo 8.8, el cual especifica lo siguiente:

“8.8 EFECTOS DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA “

En las edificaciones clasificadas como regulares se podrán incorporar los efectos de la interacción suelo-estructura en la determinación de las fuerzas sísmicas y los correspondientes desplazamientos.”

Igualmente se hace referencia de los efectos de interacción suelo-estructura en la COVENIN 1756:2001 Parte 2: Comentarios, en el artículo C8.8, el cual cita:

“C-8.8 EFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

La incorporación de los efectos de la interacción Suelo-Estructura, especialmente en estructuras muy altas o sobre suelos muy blandos, pueden hacer decrecer los valores del corte basal y las fuerzas laterales, incrementando los desplazamientos y los efectos P-Δ.

Las propiedades requeridas para caracterizar las propiedades del suelo deben ser obtenidas experimentalmente o estimadas usando principios de la Mecánica de los Suelos, tomando en considerando las deformaciones del suelo asociados con el movimiento sísmico de diseño para los perfiles geotécnicos de la Tabla 5.1.

Se ha demostrado que para valores de la rigidez relativa del sistema Suelo-Estructura menores que 0.10 los efectos de interacción no son importantes desde el punto de vista práctico y por lo tanto son válidos los modelos que desprecian la deformabilidad del medio de fundación. El parámetro rigidez relativa del sistema, ρ , que representa el grado de flexibilización que adquiere el sistema cuando se incorpora la posibilidad de deformación del medio de fundación, se define como (Safina 1999):

Donde:

$$\rho = \frac{h_n}{(V_s T)} \quad \text{Ec (2.98)}$$

h_n = Altura total de la edificación(m)

T = Período fundamental de la estructura fundada sobre base rígida(s)

V_s = Velocidad de propagación de las ondas de corte en el suelo (m/s)

El análisis de los efectos de la interacción suelo-estructura podrán evaluarse con la metodología establecida por (FEMA, 1997a). En ningún caso el valor del cortante basal total en cada dirección será menor que el valor mínimo de control establecido por el método de análisis utilizado.

Cuando se utilicen métodos dinámicos o en el caso particular y más complejo de la interacción con suelo-pilotes, el modelo matemático del sistema deberá incorporar consideraciones de no linealidad, amortiguamiento y de excitación sísmica.”

De la cita anterior queda establecido que la incorporación de los efectos de interacción suelo-estructura en el análisis estructural se rige por la metodología establecida en las provisiones NEHRP (FEMA, 1997), cuya su última modificación es FEMA 440 (2005). Sin embargo también se permite evaluar dicha interacción usando modelos matemáticos explícitos los cuales modelen la condición real del sistema suelo-fundación considerando parámetros dinámicos del mismo. En esta investigación se considerara la ISE con el uso de modelos matemáticos mediante resorte ajustados en función a los asentamientos esperados del suelo, las propiedades dinámicas y elásticas del mismo y las funciones de impedancia del sistema suelo-fundación.

Documento de la Agencia del Manejo de Emergencias Federales (Federal Emergency Management Agency, FEMA 273), titulado Guías de la NEHRP para la Rehabilitación Sísmica de Edificios, (NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings), 1997. Se Establece:

El presente documento posee como objetivo principal el desarrollo de un conjunto de directrices técnicamente sólidas para la rehabilitación sísmica de edificaciones, que pretenden limitar los daños sísmicos esperados a un rango específico para un nivel específico de diseño, aplicable a nivel nacional (Estados Unidos de América).

El mismo, se refiere al análisis estructural tomando en cuenta los efectos de interacción suelo estructura en el apartado 3.2.6, señalando el procedimiento para su análisis, el cual se convierte en una modificación del cortante basal con base flexible respecto a la estructura con base rígida debido al aumento en el período fundamental de vibración. Este procedimiento permite calcular las fuerzas sísmicas de diseño cuando el modelo usado en el análisis no toma en cuenta los efectos de la flexibilidad del sistema de fundación. El mismo puede aplicarse tomando uso del método estático equivalente y con el del análisis con espectro de respuesta.

Se resalta que los efectos producidos por la interacción suelo estructura no deben ser utilizados cuando las acciones sobre los elementos y componentes estructurales sean reducidas mayor a un 25%.

Además, en el artículo 3.2.6.2, el cual trata acerca del modelado estructural tomando en cuenta la interacción suelo estructura, se especifica que éste se debe realizar representando la rigidez y el amortiguamiento para cada elemento del sistema de fundación por individual, tomando en cuenta las características del sistema de fundación y su medio circundante.

Documento de la Agencia del Manejo de Emergencias Federales (Federal Emergency Management Agency, FEMA 356), titulado Pre-estándares y Comentarios para la Rehabilitación Sísmica de Edificios, (Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings), 2000.

La presente norma representa la actualización de la norma FEMA 273, la cual exhibe dos objetivos principales y complementarios. El primer es el de promover la aplicación más amplia de las Directrices NEHRP para la Rehabilitación Sísmica de Edificios, FEMA 273, convirtiéndola en términos imperativos.

El segundo objetivo es el de proporcionar una base para una norma reconocida a nivel nacional, que ayudaría aún más en la difusión e incorporación de los enfoques y tecnologías de la norma previa a la corriente principal del diseño y la construcción de las prácticas en los Estados Unidos.

Este documento presenta algunas modificaciones en el cálculo de las rigideces de las fundaciones que afectan el cortante basal y que han mostrado un mejor ajuste con los resultados observados en edificaciones instrumentadas (Stewart et al., 2003). Los cambios realizados fueron:

-Según el FEMA 440, la modificación de la profundidad a ser considerada en la determinación de las propiedades representativas del medio de fundación, pasando de $1,75r\theta$ a $0,75r\theta$ para rotación y de $4rx$ a $0,75rx$ para traslación, siendo $r\theta$ y rx , los radios equivalentes de un disco con rigidez estática igual a las rigideces rotacional y traslacional del sistema de fundaciones.

- Según el FEMA 440, la introducción de un factor de modificación dinámico de la rigidez rotacional $r\theta$, que reconoce la dependencia a la frecuencia de excitación que exhibe la función de impedancia rotacional.

Además, se mantiene el criterio presente en el FEMA 273, el cual resalta que los efectos producidos por la interacción suelo estructura no deben ser utilizados cuando las acciones sobre los elementos y componentes estructurales sean reducidas mayor a un 25%. Donde para efectos del FEMA 356, este criterio se encuentra ubicado en el apartado 3.2.6.1.

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

Consideraciones Generales

El marco metodológico de la presente investigación, se basa en presentar la selección y posterior aplicación de la metodología a utilizar para la estimación y análisis de la varianza de los efectos de la acción sísmica en edificaciones aporticadas regulares de concreto armado, tomando en cuenta la interacción suelo-estructura. Para el cumplimiento de este objetivo se modelaron tres edificaciones de igual planta con diferentes alturas y apoyadas sobre dos litologías diferentes, utilizando el método tradicional, y posteriormente con la inclusión la consideración de la interacción suelo-estructura en el análisis.

De igual forma, en este capítulo se especifica el tipo de la investigación, fases de la investigación a seguir, técnicas de recolección de datos, e hipótesis de la investigación planteadas.

Tipo de la Investigación

Basándose en los criterios de clasificación de las normas UPEL (2006), se establece que el presente Trabajo Especial de Grado se encuentra apoyado en un estudio de tipo documental, por desarrollarse el cuerpo del mismo a base de recopilación de textos, normativas y publicaciones. Aunque el trabajo contiene ejemplos de cálculo, los mismos se han elaborado en base a las especificaciones dadas por las normas establecidas. El tipo de investigación documental empleado es descriptivo, dado que se explica en detalle la metodología a seguir para el análisis de sistemas aporticados de estructuras regulares de concreto armado considerando la interacción suelo-estructura buscando explicar todas las variables que han sido sometidas a análisis y teniendo en cuenta el marco normativo.

Fases de la Investigación

El producto final de este trabajo es el análisis de la varianza de los efectos sísmicos de una metodología que introduzca la interacción suelo-estructura en el modelo de sistemas aporticados de estructuras regulares de concreto armado, describiendo los pasos a seguir para su empleo. Para el cumplimiento de este objetivo, están asociados una serie de procesos, los cuales han sido agrupados en cuatro fases como se describe a continuación.

Fase 1: Diagnostico

Fue la primera etapa del trabajo, pero mantuvo continuidad en el tiempo hasta prácticamente la culminación de la investigación ya que al diagnosticar el problema que conlleva no estimar y evaluar los efectos de la acción sísmica en estructuras regulares

de concreto armado considerando la interacción suelo-estructura, no se realiza completamente hasta conseguir la estimación de dichos efectos, pudiendo así analizar la varianza entre estimarlos considerando la interacción suelo-estructura o no, en que incidirá en la estructura y poder emitir un diagnóstico y conclusión de lo mismo. Ha contemplado la realización de las siguientes actividades:

- Consulta de literatura especializada en el tema: libros, revistas científicas, artículos publicados en memorias de congresos, informes técnicos de aplicaciones prácticas, documentos en línea.
- Consulta de Normativa nacional e internacional.
- Consulta a expertos

Fase 2: Recolección de Datos

Los Datos de entrada de este trabajo de investigación fueron tomados indirectamente de manera no probabilística ya que se seleccionaron de manera arbitraria con el fin de estudiar casos específicos pero representativos de estructuras regulares de concreto armado en este caso de 10 y 15 niveles para modificar la variable del periodo natural de la estructura, la cual es analizada en esta investigación. De igual manera las tipologías de suelos utilizadas fueron arbitrariamente escogidas como un estrato semi-espacio arenoso denso, el primero y un estrato semi-espacio arcilloso fino, el segundo; ya que la acción sísmica afecta a las estructuras de manera diferente cuando están presentes estas tipologías de suelos escogidas, que aunque no son representativas totalmente debido a la gran gama de suelos existentes, representan las tipologías de suelo encontradas en el área metropolitana de Valencia. La selección de la acción sísmica actuante en este estudio es probabilística, ya que aunque es arbitraria, se basa en que los sismos importantes con más probabilidades de ocurrencia en Venezuela tienen un periodo de retorno de 475 años, tal como lo establece la norma venezolana COVENIN 1756:2001.

La norma venezolana, COVENIN 1756:2001, establece que para el análisis estructural tomando en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura.

Fase 3: Procesamiento de datos

Para el análisis de las edificaciones regulares de concreto armado a estudiar, de 10 y 15 niveles, con sistemas suelo-fundación de zapatas, losa de fundación y adicionalmente disminuyendo el factor de seguridad de las zapatas, al reducir sus dimensiones para ver hasta qué punto pueda ser esto favorable en el análisis; todos los sistemas apoyados sobre dos diferentes litologías, semi-espacio homogéneo de arena y semi-espacio homogéneo de arcilla, se utilizaron dos metodologías para la estimación de los efectos de la acción sísmica en las mismas:

-Método Tradicional

Esta metodología engloba todo lo establecido en el Capítulo 9 de la normativa COVENIN 1756:2001.

-Metodología de incorporación de la interacción suelo estructura

Basado en la metodología tradicional, se realiza la incorporación de la ISE a través de la base del sistema suelo fundación tomándola como flexible y no completamente rígida, considerando su modelamiento mediante resortes ajustados a través de funciones de impedancia del sistema suelo fundación las cuales fueron seleccionadas del estudio realizado por George Gazetas (1991) "Formulas and Charts for Impedance for Surface Embedded Foundations" las cuales se simplificaron despreciando la parte de la función que representa amortiguamiento del sistema suelo-fundación de manera conservadora para el análisis.

Luego se utilizó la aplicación del Método Dinámico Espacial, esto consiste en el análisis y diseño de las tres edificaciones, haciendo uso de las Normas: COVENIN FONDONORMA 1753:2006 "Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural" y COVENIN 1756:2001 "Edificaciones Sismorresistentes", apoyado por el software de diseño ETABS, utilizando un espectro de respuesta obtenido según lo establecido en la norma venezolana COVENIN 1756:2001 que representa la acción sísmica con periodo de retorno 475 años, obteniendo así las respuestas estructurales (efectos de la acción sísmica en las edificaciones) generadas por la aplicación de la metodología tradicional y la que incorpora la consideración de la interacción suelo-estructura, donde se incorporan los resortes que simulan el sistema suelo fundación ajustados a partir de la funciones de impedancias.

Fase 4: Análisis de los resultados

Esta fase consiste en el análisis comparativo de los resultados estructurales (efectos de la acción sísmica en las edificaciones) generado por los sistemas analizados por las dos metodologías utilizadas. Aquí se comparan las variables elegidas para el estudio y se realiza la interpretación correspondiente de los resultados generados por el software de diseño. Las variables estudiadas son: la relación de períodos, el período de la estructura, el amortiguamiento del sistema, las aceleraciones horizontales por nivel, la cuantía de los elementos estructurales, el desplazamiento máximo, las derivas y el cortante basal. Además, de los resultados obtenidos de las metodologías utilizadas entre los distintos tipos de edificaciones, para las litologías de suelos analizados se les aplica un análisis de la varianza en situaciones obtenidas en el que el modelamiento ha dado como resultados varios factores, los cuales llevamos una distribución normal.

El análisis de varianza es una prueba que nos permite medir la variación de las respuestas numéricas como valores de evaluación de diferentes variables nominales. La prueba a realizar es de si existe diferencia en los promedios para los diferentes valores de las variables nominales; esta prueba se realiza para variables donde una tiene valores nominales y la otra tiene valores numéricos. Donde se plantea una hipótesis inicial nula en la cual se establece que los valores no sufren variaciones significativas y se realiza una prueba F que se compara con el factor α para verificar dicha hipótesis, que al ser α menor a la prueba F se verifica la hipótesis inicial nula.

El método de análisis de varianza para comparación de promedios parte del supuesto inicial de que no existe diferencia entre los promedios y que los resultados de la muestra son producto exclusivamente del azar.

A este supuesto inicial se le conoce como la hipótesis nula y se le designa con H_0 .

Dada esta suposición el valor de α es la probabilidad de que se obtenga una muestra como la que se obtuvo sin que exista al menos una diferencia entre los promedios, si el valor de α es muy pequeño, entonces tenemos dos opciones:

1.-) Se obtuvo una muestra muy extraña y con escasas probabilidades de ocurrir.

2.-) La hipótesis nula de que no hay diferencia entre los promedios es falsa siendo que los valores observados ocurrieron no por azar sino porque existe al menos una pareja de valores nominales cuyos promedios son diferentes, A esta opción se le conoce como la hipótesis alternativa y se le denomina H_a .

Comúnmente se establece el valor de α y se calcula el valor de la prueba F debido a las facilidades de cálculo que esto incurre y adicionalmente para evitar tener valores muy pequeños de α . Para nuestro caso se estableció un $\alpha = 0,25$ esto significa que la probabilidad sería un poco mayor al del 25 % para que ocurra una muestra como la que se obtuvo. Luego se emiten conclusiones y recomendaciones sobre los mismos.

Técnica de Recolección de datos

Basándose en los criterios de clasificación del autor Sabina (2002), el presente trabajo de grado se realizó a partir de una observación científica de tipo indirecta no probabilística, ya que la información utilizada fue tomada a partir de consultas con normativas vigentes, libros, publicaciones y revistas relacionados con la investigación.

Operacionalización de las variables

Objetivo General : Analizar la varianza de los efectos de la acción sísmica, en edificaciones regulares de concreto armado considerando la interacción suelo-estructura de manera explícita para suelos arenosos y arcillosos			
Objetivos Especificos	Variables	Conceptos	Indicadores
1- Caracterizar la acción sísmica actuante en las edificaciones.	Acción sísmica, condicion geotecnica, probabilidad de amenaza	Modificacion de la accion sísmica dependiendo de la excedencia de su probabilidad de amenaza y cambio de sus condiciones geotecnicas	Incremento de las aceleraciones del terreno, aumento de la probabilidad de excedencia
2- Describir en qué consiste la interacción suelo-estructura.	Condiciones de apoyo, coeficiente de rigidez relativa, funciones de impedancia	Modificacion de las condiciones de apoyo del sistema de rigido a flexible a partir de funciones de impedancia calibradas a partir de deformaciones esperadas y esfuerzos del sistema suelo-fundacion	Incremento del coeficiente de rigidez relativa, disminucion de la rigidez en la base de la edificacion
3- Estimar los efectos de la acción sísmica con periodo de retorno 475 años, considerando la interacción suelo-estructura de manera explícita, en varias edificaciones regulares de concreto armado para suelos arenosos y arcillosos.	Periodo de vibracion de la estructura, desplazamiento maximo de la estructura, deriva, cortante basal y momento de volcamiento	Modificacion en los periodos de vibracion de la estructura, desplazamiento maximo de la estructura, deriva, cortante basal y momento de volcamiento a partir de la incorporacion de resortes en la base de la edificacion, en la cual actua una accion sísmica Normativa (1756-1:2001) con periodo de retorno de 475 años	Incremento del periodo de vibracion de la estructura, desplazamiento lateral maximo y deriva; reduccion del cortante basal y del momento de volcamiento de la estructura
4- Comparar en varias edificaciones regulares, los efectos de la acción sísmica, considerando y sin considerar de manera explícita la interacción suelo-estructura.	Condicion geotecnica, diseño de sistemas de fundacion	Variacion de la condicion geotecnica de apoyo y del sistema de fundacion a utilizar	Disminucion de fuerzas en la base de la edificacion, aumento de los desplazamientos maximos esperados, disminucion del factor de seguridad del sistema de fundacion
5- Analizar la varianza de los efectos de la acción sísmica entre las edificaciones y suelos estudiados,	Factor α , prueba F, varianza del Periodo de vibracion de la estructura, desplazamiento maximo de la estructura, deriva,	Fijar el factor α y determinar la probabilidad de excedencia de la muestra F, tal que confirme o descarte la hipotesis inicial	Aumento de la probabilidad de excedencia F, aumento de la varianza

Hipótesis de Investigación.

1-La consideración de la interacción suelo estructura en el análisis estructural de edificaciones regulares causara un incremento en el periodo fundamental de la edificación.

2-Con la incorporación de la interacción suelo estructura a los modelos de análisis estructural se tiene una expectativa de aumento del amortiguamiento del sistema hasta un 15%

3-A menor Velocidad de Onda de corte del estrato de suelo, menor será el periodo fundamental de la edificación.

4-La expectativa de reducción del cortante basal con la incorporación de la Interacción suelo estructura al análisis estructural de edificaciones no será mayor del 30%.

5-Las Derivas se mantendrán sin variación significativa sin importar el estrato de suelo o el número de pisos.

6-A mayor amortiguamiento del sistema menores fuerzas actuantes en los elementos de la edificación.

7-La reducción del factor de seguridad de las zapatas, causara una mayor disminución del cortante basal y del momento de volcamiento cuando se incorpore la interacción suelo-estructura en el análisis de edificaciones.

Hipótesis Nulas.

1-La consideración de la interacción suelo estructura en el análisis estructural de edificaciones regulares no causara ningún incremento en el periodo fundamental de la estructura.

2-Con la incorporación de la interacción suelo estructura a los modelos de análisis estructural se tiene una expectativa de aumento del amortiguamiento del sistema mayor del 15%.

3-A menor velocidad de onda de corte del estrato de suelo, mayor será el periodo fundamental de la edificación.

4-La expectativa de reducción del cortante basal con la incorporación de la interacción suelo estructura al análisis estructural de edificaciones será mayor del 30%.

5-Las derivas no se mantendrán sin variación significativa sin importar el estrato de suelo o el número de pisos.

6-A mayor amortiguamiento del sistema mayores fuerzas actuante en los elementos de la edificación.

7-La reducción del factor de seguridad de las zapatas, causara un mayor incremento del cortante basal y del momento de volcamiento cuando se incorpore la interacción suelo-estructura en el análisis de edificaciones.

Hipótesis alternativas.

1-La consideración de la interacción suelo estructura en el análisis estructural de edificaciones regulares causara una disminución en el periodo fundamental de la estructura.

2-Las derivas tendrán variación significativa al considerar distintos estratos de suelo o número de pisos.

3-La incorporación de la interacción suelo estructura al análisis estructural puede causar una disminución del amortiguamiento del sistema.

Diseño de la Investigación

Diseño no experimental de Investigación. Diseño transeccional descriptivo ya que según Roberto Hernández Sampieri (1997). “Metodología de la Investigación. México MCGRAW-HILL” la investigación tiene como objetivo indagar la incidencia y los valores en que se manifiesta una o más variables. El procedimiento consiste en medir en un grupo de personas u objetos una o generalmente más variables y proporcionar su descripción. Son, por lo tanto, estudios puramente descriptivos que cuando establecen hipótesis, éstas son también descriptivas.

CAPITULO IV

RESULTADOS DE LA INVESTIGACION

Caracterización estructural de la edificación analizada por el Método Tradicional.

Para el análisis de la metodología se procedió a estudiar un grupo de edificaciones sobre un estrato homogéneo-arenoso y otro sobre un estrato homogéneo-arcilloso. Las alturas en cada grupo corresponden a 10 niveles (30m) y 15 niveles (45m), con una altura de entrepiso de 3m. Las dimensiones típicas de la planta en todos los casos corresponden a 15m x 12m, con una superficie de construcción de 1800 m² y 2700 m² respectivamente. Consta de 4 ejes resistentes en cada dirección y cada uno integrado por cuatro columnas. Los sistemas de fundación adoptados corresponden al de una losa de fundación con dimensiones de 15x12m y 17x14m respectivamente, concéntrica con la planta tipo y de zapatas cuyas dimensiones y diseño geotécnico se muestran en la tabla anexa.

La tipología estructural de la edificación se define como estructura de concreto armado Tipo I. observando la utilización de vigas de secciones 30x45cm y 40x60cm. Por ser una edificación de uso de oficinas, de baja ocupación, se encuentra en el Grupo B2.

Para efectos de este trabajo de grado, se procedió a utilizar 2 modelos para el análisis por el método dinámico espacial, cada uno correspondiente al número de niveles que se estudiarán.

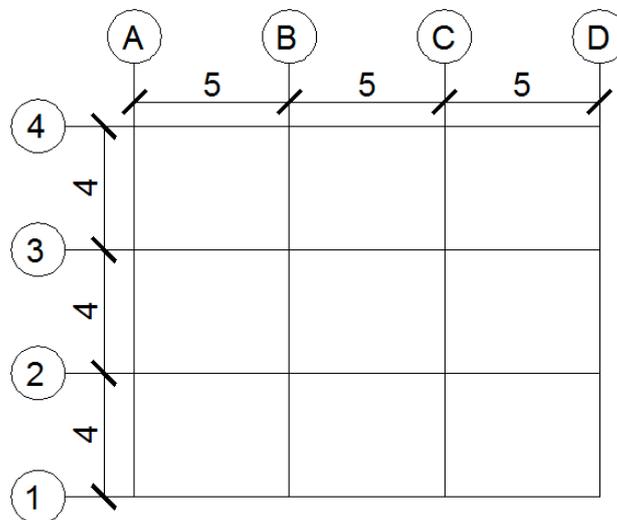


Figura 4.1. Planta Tipo. Nota: Mata R. (2015).

- Modelo 1

La estructura estará destinada a un centro de oficinas. Posee 10 niveles, cada uno de 3 m de altura. La elección del sistema estructural se basó en economía, funcionalidad, estética y materiales disponibles en la zona. Por lo anteriormente descrito y teniendo en cuenta las dimensiones y distribución en planta se ha optado por establecer una edificación conformada en ambos sentidos por pórticos de concreto, cumpliendo de igual forma con la limitación de la investigación. En cuanto a las columnas, todas son cuadradas, en el nivel 1 y 2 las columnas colocadas fueron de 75x75cm, en los niveles 3, 4 y 5 fueron de 65x65cm, en los niveles 6, 7 y 8 55x55cm y en los niveles 9 y 10 45x45 cm. Las vigas son de 30x45cm y la losa utilizada es nervada de 25 cm de espesor. El peso total de la edificación es de 1584 Ton

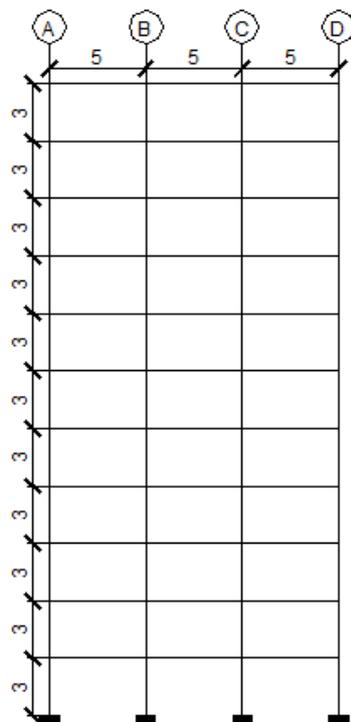


Figura 4.2. Pórtico Modelo 1. Nota: Mata R. (2015).

- Modelo 2

La estructura estará destinada a un centro de oficinas. Posee 15 niveles, cada uno de 3 m de altura. Por lo anteriormente descrito y teniendo en cuenta las dimensiones y distribución en planta se ha optado por establecer una edificación conformada en ambos sentidos por pórticos de concreto, cumpliendo de igual forma con la limitación de la investigación. Las dimensiones de las columnas perimetrales e internas del nivel 1, 2 y 3 son 90x90 cm, en los niveles 4, 5, 6 y 7 fueron de 80x80 cm, en los niveles 8, 9 y 10 fueron 70x70 cm, en los niveles 11, 12 y 13, 60x60 cm y en los niveles 14 y 15 50x50 cm. Las vigas son de 40x60cm y la losa utilizada es nervada de 25 cm de espesor. El peso total de la edificación es de 2394 Ton.

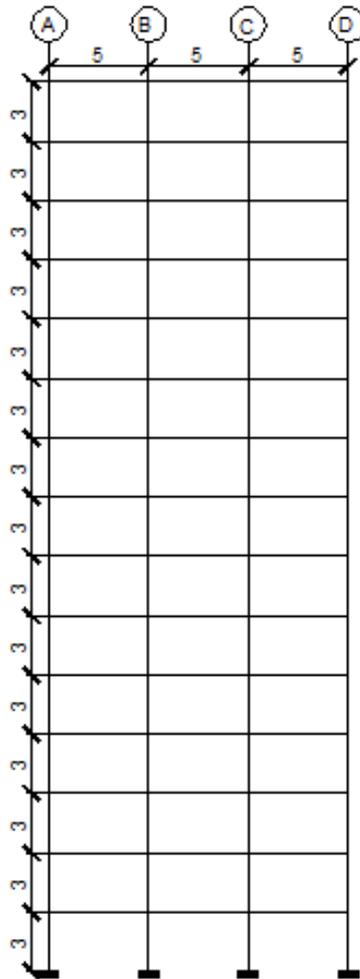


Figura 4.3. Pórtico Modelo 2. Mata R. (2015).

Otros parámetros importantes utilizados en el análisis son los siguientes: resistencia del concreto a la compresión de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, peso específico del concreto $\lambda = 2400 \text{ kg/m}^3$ y tensión de fluencia del acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Caracterización estructural de la edificación analizada bajo los efectos de la interacción Suelo-Estructura.

La estructura presenta las mismas características que las mencionadas para el análisis tradicional, la única diferencia es que se incorporaran en los análisis sísmicos los efectos de la interacción suelo estructura. El objetivo de este ejemplo es identificar la influencia de la acción sísmica incluyendo la ISE de manera explícita, en el comportamiento de las estructuras. De igual forma se analizarán las estructuras con 10 y 15 niveles, cada una apoyada, por separados, en dos estratos, uno homogéneo arenoso y luego sobre un estrato homogéneo arcilloso, evidenciando en cada estrato la ISE con los diferentes sistemas de fundación ya especificados y sobre todo que sucede cuando colocamos fundaciones más pequeñas de lo normal, para el estrato homogéneo arenoso. Identificadas en casos de estudios.

De esta forma se pueden resumir los análisis realizados a través del siguiente diagrama:

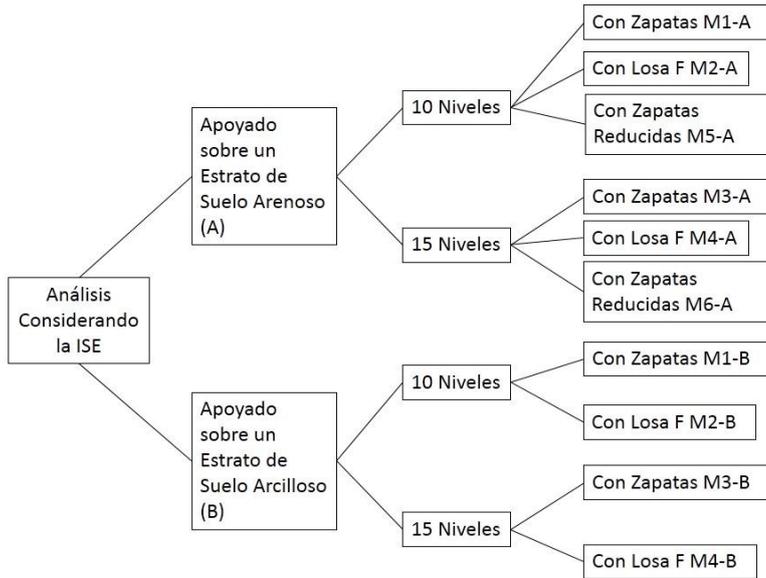


Figura 4.4. Esquema de análisis de los modelos a los cuales se les aplicó la metodología que incorpora los efectos de la interacción suelo-estructura. Nota: Mata R. (2014).

Modelación computacional en ETABS

La modelación de la estructura con el modelo tradicional y considerando la ISE se realiza en el programa ETABS. Se supuso un comportamiento lineal elástico. Los elementos de concreto armado se representaron como objetos lineales. Sus rigideces se calcularon ignorando su fisuración y el refuerzo. Se decidió por este programa por las ventajas y funciones de análisis que posee, en él se puede modelar sin problema la estructura tridimensional, contando con las opciones de aplicar variados tipos de análisis. La principal razón de utilizar el ETABS como herramienta de análisis, es que posee una gran velocidad para generar resultados y la incorporación de los resortes en su base que representan el sistema suelo-fundación ajustados a través de funciones de impedancia es bastante sencilla.

El modelo estructural que se emplea para los análisis de las edificaciones es prácticamente el mismo, la diferencia es la incorporación de resortes en su base por los efectos de la interacción suelo-estructura.

Modelación por la Metodología Tradicional.

La modelación de la estructura de base fija se hizo en forma detallada considerando todos los elementos de la estructura, la única salvedad fueron las escaleras, las cuales no se consideraron, sino que fueron modeladas como parte de la misma losa. Se consideró la base del edificio empotrada al suelo. Para el sistema que conforma el piso en cada nivel, se utilizó el sistema Slab en forma de Membrana con distribución de carga en una dirección (Losa nervada) lo cual garantizaría resistencia suficiente para lograr la distribución de las fuerzas inerciales en cada uno de los elementos estructurales.

Para la acción sísmica en la estructura se utilizó el análisis modal espectral contemplado en la Norma Sismorresistente COVENIN 1756-01, ingresando el espectro correspondiente a las características sísmicas de la estructura, realizando el análisis en dos direcciones ortogonales entre sí. El amortiguamiento seleccionado para la estructura corresponde al 5% del amortiguamiento crítico (ξ). El factor de reducción de respuesta utilizado fue seis (6) debido a que las edificaciones corresponden a un sistema estructural apertado en zona sísmica cinco (5). El factor de importancia utilizado fue de uno (1) ya que la edificación pertenece al grupo B2 que establece la norma COVENIN 1756-1:2001 en función a su ocupación y uso. Para los suelos de estudio se consideró un factor de forma espectral de 0,90 para el estrato arenoso y 0,80 para el estrato arcilloso, obtenidos según lo establecido en el capítulo V de la norma COVENIN 1756-1:2001 en función a la zona sísmica y velocidad de onda de corte promedio de la estratigrafía.

Modelación considerando los efectos de interacción suelo-estructura.

En el modelado de la estructura con ISE, como se ha mencionado anteriormente se consideraron en general las mismas características de la estructura fija, modificando su empotramiento en la base por resortes ajustados a través de funciones de impedancia que consideran el sistema suelo-fundación. En donde no solo se considera el tipo de fundación sino el suelo donde se apoya y su respectiva resistencia residual tras la acción sísmica.

Para lograr esto se diseñó el sistema suelo-fundación para cada caso, cumpliendo requisitos de capacidad portante y rigidez en el mismo, y con el uso de funciones de impedancia propuestas por Gazetas (1991) se obtuvieron los valores de rigideces traslacionales para cada uno de los resortes colocados en la base de la edificación en los seis posibles grados de libertad del eje base, despreciando el amortiguamiento del sistema suelo-fundación de manera simplificada y conservadora del diseño.

De igual forma se utilizó la normativa venezolana para el análisis de cargas y verificación de los efectos sísmicos y mínimos normativos, como lo es el cortante basal. Así mismo,

se empleó este método de análisis para determinar el peso de la edificación, el periodo, la deriva, entre otros. Cabe destacar que los únicos aspectos considerados de la normativa internacional, corresponden al método de análisis sísmicos y no así el dimensionado y verificaciones.

Análisis y Diseño de la Estructura con la metodología tradicional según la Norma COVENIN 1756-2001 Edificaciones Sismorresistentes.

Antes de comenzar con el análisis modal, se presentan los estados de carga que se consideran en el diseño de la estructura. Estos son:

Carga Permanente: No Incluye el peso de las vigas, columnas pero si incluye el peso de losas de concreto armado. Discretizado de la siguiente manera:

Losa Nervada	315 kg/m ²
Tabiquería	150 kg/m ²
Acabados	<u>135 kg/m²</u>
	600kg/m ²

Carga Viva: Utilizando la Norma COVENIN 2002-88 para estructuras del grupo B1 (según lo establecido en los modelos a estudiar) se determinó 300 kg/m² como mínima carga distribuida variable que va a sufrir el entrepiso, esto considerando un posible lugar de concentración pública y recinto de oficinas.

El diseño de la estructura se realizó de acuerdo a lo establecido en la Norma FONDONORMA 1753-2006. El cálculo de la estructura se realizó tomando en cuenta cargas verticales y cargas sísmicas. Para conseguir el caso de carga más desfavorable del diseño se tomaron en cuenta las siguientes combinaciones de carga:

$$1,4 (CP)$$

$$1,2 (CP) + 1,6 (CV) + 0,5 (CVt)$$

$$1,2 (CP) + 0,5 (CV) + 1,6 (CVt)$$

$$1,2 (CP) + \gamma (CV) \pm S$$

$$0,9 (CP) \pm S$$

Donde:

CP= Carga Permanente.

CV= Carga Viva.

CVt= Carga Viva de Techo

S= Sismo.

γ : 1.

Después de haber definido los estados de carga necesarios para el análisis estructural, se procedió a presentar el análisis sísmico, el cual por el tema en estudio es de gran importancia. Para el análisis sísmico se asumieron las siguientes hipótesis:

1. La estructura se comporta linealmente elástica.
2. Existen diafragmas rígidos en cada nivel, los que definen un sistema con tres grados de libertad.
3. La estructura esta empotrada al nivel de la base.
4. Todos los elementos que conforman la estructura soportan rigidez por flexión corte y esfuerzo axial.

El análisis sísmico se realizó según la norma COVENIN 1756-1:2001, mediante el procedimiento de superposición modal espectral, con combinación cuadrática completa (CQC) y el 5% de amortiguamiento. Considerando las condiciones de los suelos, las características de la estructura y las condiciones de uso, se utilizaron los siguientes parámetros:

En el estrato homogéneo arenoso:

Forma Espectral (material, zona)= S2, $\phi=0,95$

Factor de reducción de respuesta (Estructura, nivel de diseño)= 6

Factor de importancia (grupo)= 1

Coefficiente de aceleración horizontal= 0,3

Factor de magnificación promedio (β) 2,6

Máximo periodo (T^*) 0,7s

Se obtuvo de esta forma el siguiente espectro de respuesta para los modelos sobre base rígida y flexible en arena:

Tabla 4.1. Coordenadas del espectro de diseño reducido en suelo arenoso para los modelos apoyados sobre el mismo.

	Punto	T(s)	Ad(%g)		Punto	T(s)	Ad(%g)
Inicio	1	0	0,285	Rama Descendente	15	1,3	0,066
	2	0,09	0,216		16	1,4	0,062
	3	0,18	0,171		17	1,5	0,058
	4	0,27	0,145		18	1,6	0,054
	5	0,36	0,129		19	1,7	0,051
Recta	6	0,45	0,124		20	1,9	0,046
	7	0,54	0,124		21	2	0,043
	8	0,63	0,124		22	2,2	0,039
	9	0,7	0,124		23	2,4	0,036
Rama Descendente	10	0,81	0,107		24	3	0,029
	11	0,9	0,096		25	3,5	0,025
	12	1	0,086		26	4	0,022
	13	1,1	0,079		27	4,5	0,019
	14	1,2	0,072		28	5	0,017

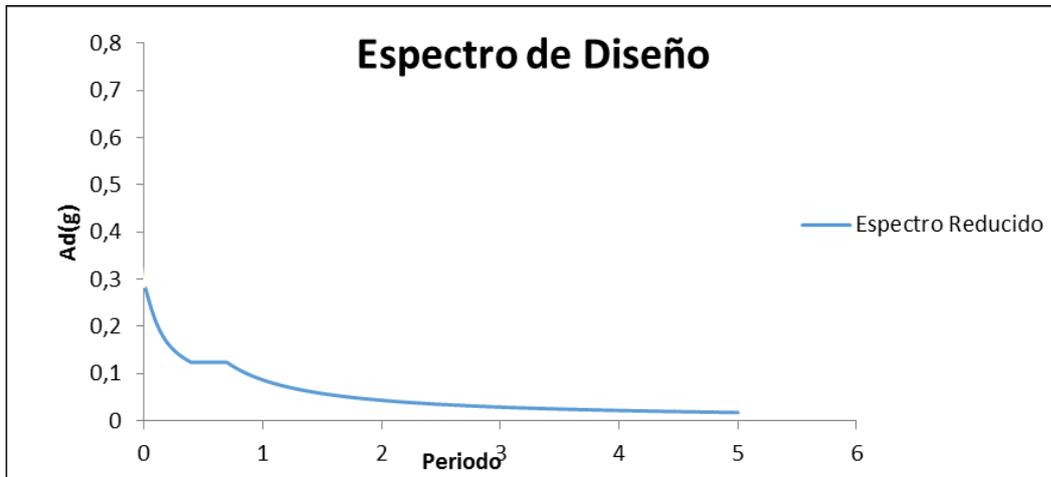


Figura 4.5. Espectro de diseño para estrato homogéneo arenoso. Fuente: Elaboración propia

En el estrato homogéneo arcilloso:

Forma Espectral (material, zona)= S3, $\phi=0,80$

Factor de reducción de respuesta (Estructura, nivel de diseño)= 6

Factor de importancia (grupo)= 1

Coefficiente de aceleración horizontal= 0,3

Factor de magnificación promedio (β) 2,8

Máximo periodo (T^*) 1 s

Se obtuvo de esta forma el siguiente espectro de respuesta para los modelos sobre base rígida y flexible en arcilla:

Tabla 4.2. Coordenadas del espectro de diseño reducido en suelo arcilloso para los modelos apoyados sobre el mismo.

	Punto	T(s)	Ad(%g)		Punto	T(s)	Ad(%g)
Inicio	1	0	0,240	Rama Descendente	15	1,3	0,086
	2	0,09	0,185		16	1,4	0,080
	3	0,18	0,150		17	1,5	0,075
	4	0,27	0,129		18	1,6	0,070
	5	0,36	0,116		19	1,7	0,066
Recta	6	0,45	0,112		20	1,9	0,059
	7	0,54	0,112		21	2	0,056
	8	0,63	0,112		22	2,2	0,051
	9	0,7	0,112		23	2,4	0,047
	10	0,81	0,112		24	3	0,037
	11	0,9	0,112		25	3,5	0,032
	12	1	0,112		26	4	0,028
Rama	13	1,1	0,102		27	4,5	0,025
Descendente	14	1,2	0,093		28	5	0,022

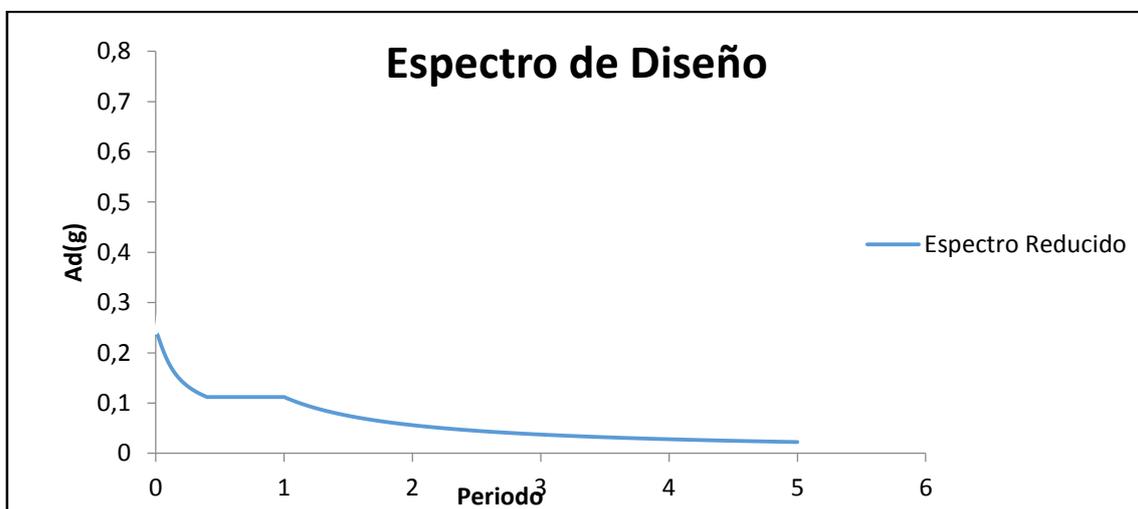


Figura 4.6. Espectro de diseño para estrato homogéneo arcilloso. Fuente: Elaboración propia

Se debió verificar que el cortante basal cumple con los valores mínimos permitidos. Según lo establecido en el capítulo 7 la norma COVENIN 1756-1:2001, el cual establece un coeficiente sísmico mínimo que depende del factor de importancia de la edificación, la aceleración de sitio y el factor de reducción de respuesta de la edificación tal que

$$V_o \geq \frac{\alpha * A_o}{R} * W$$

Donde:

V_o : Cortante Basal obtenido (ton)

α : Factor de importancia de la edificación

A_o : Coeficiente de aceleración horizontal (g)

R: Factor de reducción de respuesta

W : Peso sísmico de la edificación (ton/g)

El cortante obtenido en el programa para el Caso M1 (10 Niveles en Arena) es:

$$V_x = 107,22 \text{ ton}$$

$$V_y = 114,75 \text{ ton}$$

El cortante obtenido en el programa para el Caso M1 (10 Niveles en Arcilla) es:

$$V_x = 134,9 \text{ ton}$$

$$V_y = 144,88 \text{ ton}$$

El cortante obtenido en el programa para el Caso M3 (15 Niveles en Arena) es:

$$V_x = 189,77 \text{ ton}$$

$$V_y = 198,18 \text{ ton}$$

El cortante obtenido en el programa para el Caso M3 (15 Niveles en Arcilla) es:

$$V_x = 239,14 \text{ ton}$$

$$V_y = 249,58 \text{ ton}$$

Se compararon con el cortante basal mínimo, según el capítulo 7 de la norma COVENIN 1756-2001 Edificaciones Sismorresistentes

Capítulo 7 $(\alpha A_o/R)*W=0,065*W$

Para las Edificaciones de 10 Niveles el $V_{min}= 102,96 \text{ ton}$

Para las Edificaciones de 15 Niveles el $V_{min}= 155,61 \text{ ton}$

De esta forma se verifica el cortante de cada una de las edificaciones, con lo cual tenemos el periodo, el cortante y el momento para cada una:

Base Rígida - Metodología Tradicional				
Caso	10 Niveles		15 Niveles	
	Arcilla	Arena	Arcilla	Arena
T(s)	1,2906		1,3367	
Vx (ton)	134,9	107,22	239,14	189,77
Vy (ton)	144,88	114,75	249,58	198,18
Mx (ton.m)	2925,13	2258,68136	7351,62216	5675,56692
My (ton.m)	2718,39	2099,24539	7017,86865	5418,27802

Tabla 4.3 Resultados de cortantes y momentos de volcamiento para edificaciones analizadas con la metodología tradicional.

Análisis evidenciando los efectos de Interacción Suelo-Estructura

Una vez analizadas las estructuras con la metodología típica, se procedió a modelar nuevamente, pero ahora considerando la interacción suelo-estructura. Esta vez se analizaron 2 modelos (10 y 15 niveles), apoyados en dos suelos distintos, uno homogéneo arenoso (A) y otro homogéneo arcilloso (B), y con diferentes sistemas de fundación de lo cual da origen al estudio de los 10 casos que se presentan.

Caso M1-A: Aplicación de metodología sobre estructura (10niveles) apoyado en un semi-espacio homogéneo de arena con zapatas y losa de fundación.

-Características Geotécnicas y Sismogeotécnicas.

ESTRATO ARENOSO-RELACIONANDO vs CON N1(60) A PARTIR DE LO EXPUESTO POR Ohba y Toriumi (1970) Y Gmax SEGÚN LO EXPUESTO POR GAZETAS(1991)													
PROF. (m)	TIPO DE SUELO	Ysum (ton/m3)	N (SPT)	N ₆₀	σ'_{v0} (ton/m2)	CN (Liao y Whiltman)	N ₁₍₆₀₎	N _(Promedio Corregido)	Vsp (m/s)	Tiempo (seg)	Vsp (m/s)	Gmax (ton/m2)	Gmaxprom (ton/m2)
0													
0,5	SP	1,86	26	18	0,93	3,27912918	59	43	269,5594	0,0074195		13776,946	
1			21	15	1,86	2,31869448	35						
1,5			25	18	2,79	1,89320611	34						
2	SC	1,83	24	17	4,62	1,47122472	25	23	222,0317	0,0090077		9196,2742	
3			23	16	6,45	1,24514561	20						
4	SC	1,88	28	20	8,33	1,09566427	22	23	222,0317	0,0090077	235,8958	9447,5385	10806,92
5			34	24	10,21	0,98966253	24						
6	SC	1,87	34	24	12,08	0,90984316	22	21	215,8576	0,0092654		13707,45	
7			33	23	13,95	0,84666751	19						
8	SM	1,86	31	22	15,81	0,79530564	17	17	202,1708	0,0049463		11575,517	
9	SC	1,86	36	25	17,67	0,75228383	19	18	205,785	0,0097189		12117,116	
10			33	23	19,53	0,71556465	16						
11	SC	1,88	40	28	21,41	0,68342627	19	19	209,2632	0,0047787		12652,727	
							Nprom	30	$\Sigma =$	0,025435		KN/m2	106015,9

Primero se corrigió el número de golpes N_{spt} por eficiencia para obtener el N60 usando la expresión:

$$N60 = 0,7 * N_{spt}$$

Para las arenas se realiza adicionalmente la corrección por fricción para a partir del N60 obtener el N1(60) usando la siguiente expresión expuesta por Liao y whittman:

$$N1(60) = CN * N60$$

$$CN = \frac{1}{\left(\frac{\sigma'_{vo}}{Pa}\right)^{0,5}}$$

Donde:

σ'_{vo} : Esfuerzo vertical inicial efectivo (ton/m²; kg/m²; KN/m²; N/m²)

Pa : Presión atmosférica (ton/m²; kg/m²; KN/m²; N/m²)

CN : Coeficiente de corrección por fricción.

Luego se procedió a determinar la velocidad de onda de corte para cada sub estrato con el uso de la expresión propuesta por Ohba y Torimui correlacionándola con el N160 como:

$$Vs = 84 * (N160)^{0,31}$$

Donde:

Vs : Velocidad de Onda de corte del sub estrato (m/s)

$N160$: Numero de golpes corregido por fricción y eficiencia

Y obteniendo la velocidad de Onda de corte promedio para toda la estratigrafía como:

$$Vs_{prom} = \frac{\sum Vsi * hi}{\sum hi}$$

Donde:

Vs_{prom} : Velocidad de Onda de corte promedio de la estratigrafía de suelo (m/s)

Vsi : Velocidad de Onda de corte para cada sub estrato de la estratigrafía (m/s)

hi : Espesor de cada sub estrato de suelo (m)

Con la velocidad de onda de corte para cada estrato, podemos determinar el módulo de cortante dinámico máximo del suelo, el cual representara la resistencia del suelo y dicho

módulo de cortante dinámico, variara ante acciones dinámicas disminuyendo el mismo debido al reacomodo de las partículas del suelo, y para arenas esta reducción puede alcanzar un 75% que es el caso a considerar.

$$G_{max} = \rho * V_s^2$$

Donde:

G_{max} : Módulo de cortante dinámico máximo del suelo

ρ : Densidad del Suelo (ton.s2/m4)

V_s : Velocidad de Onda de corte del suelo (m/s)

Y obteniendo finalmente el Modulo de cortante dinámico máximo promedio para toda la estratigrafía como:

$$G_{prom} = \frac{\sum G_{maxi} * h_i}{\sum h_i}$$

Donde:

G_{prom} : Módulo de cortante dinámico máximo promedio de la estratigrafía de suelo (m/s)

G_{maxi} : Módulo de cortante dinámico máximo para cada sub estrato de la estratigrafía (m/s)

h_i : Espesor de cada sub estrato de suelo (m)

Tras la obtención del módulo de cortante dinámico máximo representativo de toda la estratigrafía, se considera que la relación que existe del módulo de cortante dinámico después del sismo entre el módulo de cortante dinámico máximo del suelo, será de 0,25(basado en estadísticas) es decir se reducirá en un 75%, tal como se muestra

$$\frac{G}{G_{max}} = 0,25 ; G = 0,25 * G_{max} = 0,25 * 106015,9 \frac{KN}{m^2} = 26503,975 \frac{KN}{m^2}$$

En ese orden de ideas se determinó el ángulo de fricción interna del suelo con el uso de la correlación propuesta por Peck, Hanson y Thornburn (1974)

$$\phi(\text{grados}) = 27,1 + 0,3 * N60 - 0,00054 * N60^2$$

Tomando un número de golpes promedio para la estratigrafía de 30, se obtuvo un ángulo de fricción interna de 35,52°. Adicionalmente se asumió un coeficiente de poisson (ν) de 0,3.

-Características del sistema Suelo-Fundación

Se diseñaron el conjunto de zapatas sobre el cual se apoya la edificación, usando la teoría de meyerhof para obtener la capacidad ultima y en base a la capacidad actuante,

verificamos si el sistema suelo-fundación posee la suficiente capacidad portante para resistir todas estas. Adicionalmente debido a la presencia de Momento en las Zapatas, se usó el método del área efectiva para diseñar las mismas.

$$q_u = C * N_c * F_{cs} * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qs} * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma * N_\gamma * B * F_{\gamma s} * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$

Donde:

q_u = Capacidad ultima del suelo (ton/m^2)

C = Cohesión del estrato de suelo donde se apoya la zapata (ton/m^2)

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga de Vesic

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = Factores de forma.

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = Factores de profundidad

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = Factores de Profundidad

$$q = \gamma_n * D_f$$

γ = Peso unitario del suelo donde se apoya la zapata (ton/m^3)

γ_n = Peso unitario del suelo por encima de la zapata (ton/m^3)

D_f = Profundidad de Desplante de la zapata (m)

Para el Método del área efectiva se considero

$$B' = B \text{ y } L' = L - 2 * e$$

Siendo $e = \frac{M_{serv}}{P_{serv}}$, que representa la excentricidad de la carga que origina el momento.

Obteniéndose las siguientes dimensiones para las zapatas con un factor de seguridad que oscila alrededor de cinco (5), notándose un adecuado control de la distorsión angular entre las zapatas, lo cual representa un diseño seguro.

Para el cálculo del asentamiento se hizo uso de la teoría elástica, calculando el asentamiento bajo una esquina de un área rectangular uniformemente cargada, al dividir la zapata o losa en cuatro rectángulos en donde coinciden sus esquinas en el centro del mismo, mediante las ecuaciones:

$$\rho_{esquina} = I_p * \frac{B/2}{E} * q * (1 - \mu^2)$$

$$\rho_{total} = 4 * \rho_{esquina}$$

Siendo

ρ_{total} : Asentamiento total de la zapata o Losa (cm)

$\rho_{esquina}$: Asentamiento en la esquina del sector rectangular (cm)

I_p : Coeficiente de influencia según los ábacos propuestos por Terzaghi (1943), en función de las dimensiones del sector rectangular y la profundidad de desplante de la fundación.

B : Dimensión menor de la zapata o losa (cm)

E : Módulo de Elasticidad del suelo (kgf/cm²), obtenido a partir de la relación entre los estados tensionales del suelo y las deformaciones esperadas por los mismos.

μ : Módulo de Poisson del suelo, el cual representa la relación entre las deformaciones verticales y horizontales del suelo; dicho valor se ha establecido como 0,3 para suelos arenosos.

q : Carga actuante sobre la cimentación (kgf/cm²)

Tabla 4.4 Diseño y Dimensiones de zapatas para edificación de 10 niveles con zapatas apoyadas en estrato homogéneo arenoso.

TABLA RESUMEN EDIF 10 NIVELES										
Fundación	Pcp(ton)	Pcv(ton)	Pserv(ton)	Mserv(ton.m)	B(m)	L(m)	Df(m)	qact (ton/m ²)	qult (ton/m ²)	Asent (cm)
1	71,8311	15,3979	87,229	0,7836	1,5	1,5	1	39,0020	173,3193	2,139
2	103,17	27,6084	130,7779	1,4374	2	2	1	32,8751	182,8269	2,26
3	103,17	27,6084	130,7779	1,4374	2	2	1	32,8751	182,8269	2,26
4	71,8311	15,3979	87,229	0,7836	1,5	1,5	1	39,0020	173,3193	2,139
5	109,715	29,6104	139,3258	0,1219	2	2	1	34,8467	182,6830	2,408
6	165,297	53,3833	218,6804	0,0458	2,5	2,5	1	34,9918	194,1944	2,839
7	165,297	53,3833	218,6804	0,0458	2,5	2,5	1	34,9918	194,1944	2,839
8	109,715	29,6104	139,3258	0,1219	2	2	1	34,8467	182,6830	2,408
9	109,715	29,6104	139,3258	0,1219	2	2	1	34,8467	182,6830	2,408
10	165,297	53,3833	218,6804	0,0458	2,5	2,5	1	34,9918	194,1944	2,839
11	165,297	53,3833	218,6804	0,0458	2,5	2,5	1	34,9918	194,1944	2,839
12	109,715	29,6104	139,3258	0,1219	2	2	1	34,8467	182,6830	2,408
13	71,8311	15,3979	87,229	0,7836	1,5	1,5	1	39,0020	173,3193	2,139
14	103,17	27,6084	130,7779	1,4374	2	2	1	32,8751	182,8269	2,26
15	103,17	27,6084	130,7779	1,4374	2	2	1	32,8751	182,8269	2,26
16	71,8311	15,3979	87,229	0,7836	1,5	1,5	1	39,0020	173,3193	2,139

-Interacción Suelo Estructura:

Primeramente para evidenciar si la interacción suelo-estructura tendrá alguna relevancia o no, se determina el coeficiente de rigidez relativa en función del periodo de la estructura, la velocidad de onda de corte de la estratigrafía y la altura de la edificación y que según estudios realizados por Safina (1999) cuando este es mayor a 0,1, la interacción tiene relevancia en el comportamiento de la edificación:

$$\frac{h}{V_s * T} \geq 0,10$$

Siendo:

h : Altura de la edificación (m)

V_s : Velocidad de Onda de corte de la estratigrafía de suelo (m/s)

T : Periodo fundamental de la estructura sobre base rígida (s)

En el caso del estrato homogéneo arenoso tenemos para las edificaciones de 10 y 15 niveles lo siguiente.

10 Niveles:

$$\frac{30}{235 * 1,2906} = 0,099 < 0,1$$

15 Niveles:

$$\frac{45}{235 * 1,2906} = 0,148 \geq 0,1$$

En el caso de la edificación de 10 niveles el coeficiente de rigidez relativa al ser menor que 0,1 se puede suponer que la influencia de la interacción suelo estructura no será tan evidente, pero es un valor muy cercano al 0,1 por lo cual se estudiara de igual manera. En diferencia a la edificación de 10 niveles, en la edificación de 15 niveles el coeficiente de rigidez relativa resulto ser mayor que 0,1 por lo que se puede inferir o suponer que la influencia de la interacción suelo estructura será más evidente.

Para evidenciar la interacción suelo estructura se hizo uso de resortes, calibrando sus rigideces en base a funciones de impedancia estáticas propuestas por Gazetas(1991) cabe destacar que la función de impedancia tiene una parte real (estática) que evidencia la interacción inercial y una parte imaginaria(dinámica) que evidencia la interacción cinemática por considerar un amortiguamiento en la misma, para este estudio se tomó únicamente la parte real de la función para obtener la rigideces de los resortes de manera simplificada.

Las ecuaciones a utilizar fueron las siguientes ya que las fundaciones utilizadas son superficiales pero están embebidas o enterradas a una profundidad de desplante (D_f) y a una altura efectiva de Contacto(d), tal que $h=D_f-(d/2)$, con dimensiones B y L

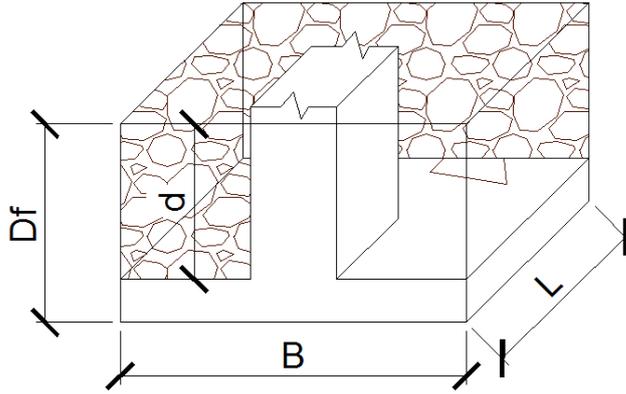


Figura 4.7 Esquema de sistema suelo-fundación planteado. Fuente: Mata R. (2015)

Para Fundaciones Cuadradas:

$$KxB = KxL = \frac{9 * G * B}{2 - \nu} * \left(1 + 0,15 * \sqrt{\frac{Df}{B}} \right) * \left[1 + 1,20 * \left(\frac{d * h}{B^2} \right)^{0,40} \right]$$

$$K\vartheta B = K\vartheta L = \frac{3,6 * G * B^3}{1 - \nu} * \left\{ 1 + 0,92 * \left(\frac{d}{B} \right)^{0,6} * \left[1,5 + \left(\frac{d}{B} \right)^{1,9} * \left(\frac{d}{Df} \right)^{-0,6} \right] \right\}$$

$$Kx\vartheta B = Kx\vartheta L = 0,33 * d * KxB = 0,33 * d * KxL$$

$$Kz = \frac{4,5 * G * B}{1 - \nu} * \left[1 + 0,11 * \frac{Df}{B} \right] * \left[1 + 0,32 * \left(\frac{d}{B} \right)^{\frac{2}{3}} \right]$$

Para Fundaciones Rectangulares:

$$KxB = KxB_{sup} * \left(1 + 0,15 * \sqrt{\frac{Df}{B}} \right) * \left[1 + 0,52 * \left(\frac{4 * (B + L) * d * h}{B * L^2} \right)^{0,40} \right]$$

$$KxL = KxL_{sup} * \left(1 + 0,15 * \sqrt{\frac{Df}{L}} \right) * \left[1 + 0,52 * \left(\frac{4 * (B + L) * d * h}{L * B^2} \right)^{0,40} \right]$$

$$K\vartheta B = K\vartheta B_{sup} * \left\{ 1 + 1,26 * \frac{d}{B} * \left[1 + \frac{d}{B} * \left(\frac{d}{D} \right)^{-0,2} * \sqrt{\frac{B}{L}} \right] \right\}$$

$$K\vartheta L = K\vartheta L_{sup} * \left\{ 1 + 0,92 * \left(\frac{d}{L} \right)^{0,6} * \left[1,5 + \left(\frac{d}{L} \right)^{1,9} * \left(\frac{d}{Df} \right)^{-0,6} \right] \right\}$$

$$Kx\vartheta B = 0,33 * d * KxB$$

$$Kx\vartheta L = 0,33 * d * KxL$$

$$Kz = Kz_{sup} * \left[1 + \frac{1}{21} * \frac{Df}{B} * \left(1 + 1,3 * \frac{B}{L} \right) \right] * \left[1 + 0,2 * \left(\frac{B+L}{B * L} * d \right)^{2/3} \right]$$

Siendo todos los Ki_{sup} , usados cuando no tenemos fundaciones enterradas, caso poco común en zapatas, e iguales a:

-En cuadradas:

$$KxB_{sup} = KxL_{sup} = \frac{9 * G * B}{2 - \nu}$$

$$K\vartheta B_{sup} = K\vartheta L_{sup} = \frac{3,6 * G * B^3}{1 - \nu}$$

$$Kz_{sup} = \frac{4,5 * G * B}{1 - \nu}$$

Con radios equivalentes:

$$rx = rz = 1,128 * B$$

$$r\vartheta = 1,142 * B$$

-En rectangulares:

$$KxB_{sup} = \frac{2 * G * a}{2 - \nu} * \left[2 + 2,5 * \left(\frac{B}{L} \right)^{0,85} \right]$$

$$KxL_{sup} = KxB_{sup} - \frac{0,2 * G * L}{0,75 - \nu} * \left(1 - \frac{B}{L} \right)$$

$$K\vartheta B_{sup} = \frac{G}{1 - \nu} * I_B^{0,75} * \left(\frac{L}{B} \right)^{0,25} * \left(2,4 + 0,5 * \frac{B}{L} \right)$$

$$K\vartheta L_{sup} = \frac{2,9 * G}{1 - \nu} * I_L^{0,75} * \left(\frac{L}{B} \right)^{0,15}$$

$$I_B = \frac{4}{3} * L * B^3$$

$$I_L = \frac{4}{3} * B * L^3$$

Con radios equivalentes:

$$rx = rz = \sqrt{\frac{4 * B * L}{\pi}}$$

$$r\vartheta B = \sqrt[4]{\frac{4 * I_B}{\pi}}$$

$$r\vartheta L = \sqrt[4]{\frac{4 * I_L}{\pi}}$$

Donde:

B : Dimensión menor de la Fundación (En este caso Zapata) (m)
 L : Dimensión mayor de la Fundación (En este caso Zapata) (m)
 D_f : Profundidad de desplante de la fundación (m)
 d : Altura efectiva de contacto de la fundación (espesor de la misma) (m)
 G : Módulo de cortante dinámico del suelo (KN/m²)
 K_{xB} : Rigidez traslacional de la fundación en la dirección del lado B (KN/m)
 K_{xL} : Rigidez traslacional de la fundación en la dirección del lado L (KN/m)
 $K_{\theta B}$: Rigidez rotacional de la fundación en la dirección del lado B (KN/m/rad)
 $K_{\theta L}$: Rigidez rotacional de la fundación en la dirección del lado L (KN/m/rad)
 $K_{x\theta B} = K_{x\theta L}$ = Usada como rigidez rotacional en caso de existir balanceo de la estructura, sino usada para la rigidez rotacional torsional de la edificación en el eje Z (la menor de ellas) (KN/m/rad)
 K_z = Rigidez traslacional de la fundación en el eje Z (KN/m)
 r_x = Radio de giro inercial de la fundación alrededor del eje X (m)
 r_z = Radio de giro inercial de la fundación alrededor del eje Z (m)

Según Stewart et al. (2003) la influencia de la ISE viene dada hasta aproximadamente $0,75r_z$ de profundidad bajo la fundación, por lo cual los datos geotécnicos del suelos, fueron considerados hasta dicha profundidad. Obteniéndose finalmente los siguientes resultados de rigideces estáticas de fundación para zapatas, en la edificación de 10 niveles:

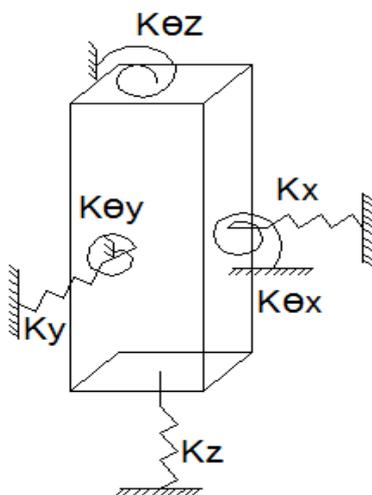


Figura 4.8. Rigideces traslacionales de fundación. Fuente: Mata R. (2015)

Y estando las fundaciones organizadas de la siguiente manera:

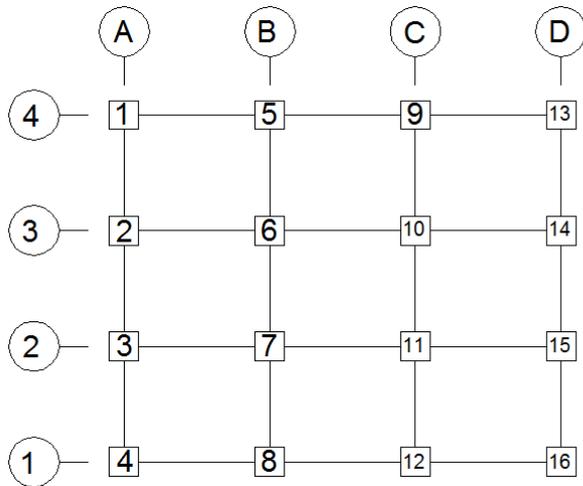


Figura 4.9. Ubicación de fundaciones según su enumeración preestablecida. Fuente: Mata R.

Tabla 4.5 Rigideces estáticas de fundación para edificación de 10 niveles con zapatas sobre estrato homogéneo arenoso.

RIGIDECES ESTÁTICAS DE FUNDACIÓN-ZAPATAS							
Fundación	K_{xB} (KN/m)	K_{xL} (KN/m)	$K_{\theta B}$ (KN/m/rad)	$K_{\theta L}$ (KN/m/rad)	$K_{x\theta B}$ (KN/m/rad)	$K_{x\theta L}$ (KN/m/rad)	K_z (KN/m)
1	389069,2	389069,19	995924,8383	995924,8383	102714,26	102714,26	334998
2	469898,9	469898,86	2074912,504	2074912,504	124053,3	124053,3	425713
3	469898,9	469898,86	2074912,504	2074912,504	124053,3	124053,3	425713
4	389069,2	389069,19	995924,8383	995924,8383	102714,26	102714,26	334998
5	469898,9	469898,86	2074912,504	2074912,504	124053,3	124053,3	425713
6	549160,9	549160,93	3743102,883	3743102,883	144978,48	144978,48	515819
7	549160,9	549160,93	3743102,883	3743102,883	144978,48	144978,48	515819
8	469898,9	469898,86	2074912,504	2074912,504	124053,3	124053,3	425713
9	469898,9	469898,86	2074912,504	2074912,504	124053,3	124053,3	425713
10	549160,9	549160,93	3743102,883	3743102,883	144978,48	144978,48	515819
11	549160,9	549160,93	3743102,883	3743102,883	144978,48	144978,48	515819
12	469898,9	469898,86	2074912,504	2074912,504	124053,3	124053,3	425713
13	389069,2	389069,19	995924,8383	995924,8383	102714,26	102714,26	334998
14	469898,9	469898,86	2074912,504	2074912,504	124053,3	124053,3	425713
15	469898,9	469898,86	2074912,504	2074912,504	124053,3	124053,3	425713
16	389069,2	389069,19	995924,8383	995924,8383	102714,26	102714,26	334998

Aplicando el mismo procedimiento a la edificación de 15 niveles con el siguiente sistema de zapatas, tenemos que:

Tabla 4.6 Diseño y Dimensiones de zapatas para edificación de 15 niveles con zapatas apoyadas en estrato homogéneo arenoso.

TABLA RESUMEN EDIF 15 NIVELES										
Fundación	Pcp(ton)	Pcv(ton)	Pserv(ton)	Mserv(ton.m)	B(m)	L(m)	Df(m)	qact (ton/m ²)	qult (ton/m ²)	Asent (cm)
1	163,784	29,2298	193,0136	1,2338	2,5	2,5	1	30,8822	194,2111	2,506
2	202,927	43,0737	246,001	2,0025	3	3	1	27,3334	206,6101	2,496
3	202,927	43,0737	246,001	2,0025	3	3	1	27,3334	206,6101	2,496
4	163,784	29,2298	193,0136	1,2338	2,5	2,5	1	30,8822	194,2111	2,506
5	219,026	47,9897	267,0158	0,3088	3	3	1	29,6684	206,6427	2,709
6	281,35	73,2069	354,5565	0,2107	3,5	3,5	1	28,9434	219,6286	2,891
7	281,35	73,2069	354,5565	0,2107	3,5	3,5	1	28,9434	219,6286	2,891
8	219,026	47,9897	267,0158	0,3088	3	3	1	29,6684	206,6427	2,709
9	219,026	47,9897	267,0158	0,3088	3	3	1	29,6684	206,6427	2,709
10	281,35	73,2069	354,5565	0,2107	3,5	3,5	1	28,9434	219,6286	2,891
11	281,35	73,2069	354,5565	0,2107	3,5	3,5	1	28,9434	219,6286	2,891
12	219,026	47,9897	267,0158	0,3088	3	3	1	29,6684	206,6427	2,709
13	163,784	29,2298	193,0136	1,2338	2,5	2,5	1	30,8822	194,2111	2,506
14	202,927	43,0737	246,001	2,0025	3	3	1	27,3334	206,6101	2,496
15	202,927	43,0737	246,001	2,0025	3	3	1	27,3334	206,6101	2,496
16	163,784	29,2298	193,0136	1,2338	2,5	2,5	1	30,8822	194,2111	2,506

Obteniéndose de igual manera los siguientes resultados de rigideces estáticas de fundación para zapatas en la edificación de 15 niveles:

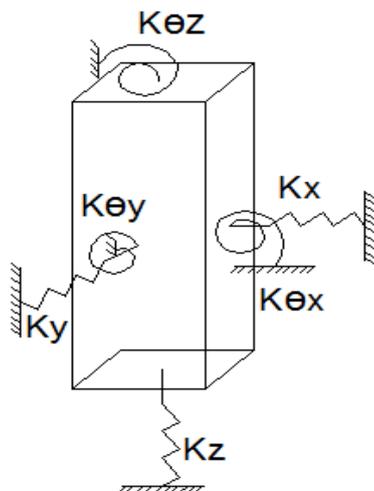


Figura 4.10. Rigideces traslacionales de fundación. Fuente: Mata R. (2015)

Y estando las fundaciones organizadas de la siguiente manera:

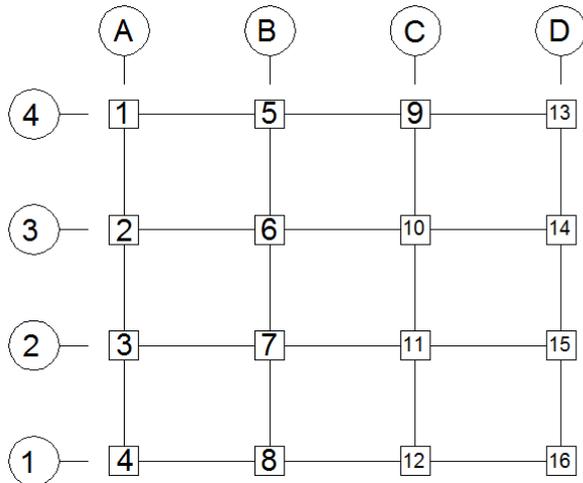


Figura 4.11. Ubicación de fundaciones según su enumeración preestablecida. Fuente: Mata R.

Tabla 4.7 Rigideces estáticas de fundación para edificación de 15 niveles con zapatas sobre estrato homogéneo arenoso

RIGIDECES ESTATICAS DE FUNDACIÓN-ZAPATAS							
Fundación	K_{xB} (KN/m)	K_{xL} (KN/m)	$K_{\theta B}$ (KN/m/rad)	$K_{\theta L}$ (KN/m/rad)	$K_{x\theta B}$ (KN/m/rad)	$K_{x\theta L}$ (KN/m/rad)	K_z (KN/m)
1	549160,9	549160,93	3743102,883	3743102,883	144978,48	144978,48	515819
2	627333,3	627333,27	6120356,979	6120356,979	165615,98	165615,98	605475
3	627333,3	627333,27	6120356,979	6120356,979	165615,98	165615,98	605475
4	549160,9	549160,93	3743102,883	3743102,883	144978,48	144978,48	515819
5	627333,3	627333,27	6120356,979	6120356,979	165615,98	165615,98	605475
6	704696,3	704696,27	9324348,179	9324348,179	186039,82	186039,82	694784
7	704696,3	704696,27	9324348,179	9324348,179	186039,82	186039,82	694784
8	627333,3	627333,27	6120356,979	6120356,979	165615,98	165615,98	605475
9	627333,3	627333,27	6120356,979	6120356,979	165615,98	165615,98	605475
10	704696,3	704696,27	9324348,179	9324348,179	186039,82	186039,82	694784
11	704696,3	704696,27	9324348,179	9324348,179	186039,82	186039,82	694784
12	627333,3	627333,27	6120356,979	6120356,979	165615,98	165615,98	605475
13	549160,9	549160,93	3743102,883	3743102,883	144978,48	144978,48	515819
14	627333,3	627333,27	6120356,979	6120356,979	165615,98	165615,98	605475
15	627333,3	627333,27	6120356,979	6120356,979	165615,98	165615,98	605475
16	549160,9	549160,93	3743102,883	3743102,883	144978,48	144978,48	515819

Adicionalmente para evaluar la respuesta de la edificación al disminuir el factor de seguridad de las zapatas, reduciendo sus dimensiones y su rigidez estática de fundación. Para verificar que tan útil o desfavorable puede ser tener fundaciones más flexibles.

Obteniéndose las siguientes dimensiones para las zapatas con un factor de seguridad que oscila alrededor de dos y medio (2,5), notándose un adecuado control de la distorsión angular entre las zapatas, lo cual representa un diseño seguro.

Tabla 4.8 Diseño y Dimensiones de zapatas para edificación de 10 niveles con zapatas reducidas de dimensiones B1X1L , B1,2X1,2L y B1,5X1,5L apoyadas en estrato homogéneo arenoso.

TABLA RESUMEN EDIF 10 NIVELES										
Fundación	Pcp(ton)	Pcv(ton)	Pserv(ton)	Mserv(ton.m)	B(m)	L(m)	Df(m)	qact (ton/m2)	qult (ton/m2)	Asent (cm)
1	71,8311	15,3979	87,229	0,7836	1	1	1,5	88,0197	239,5087	3,471
2	103,17	27,6084	130,7779	1,4374	1,2	1,2	1,5	91,6575	241,5373	4,157
3	103,17	27,6084	130,7779	1,4374	1,2	1,2	1,5	91,6575	241,5373	4,157
4	71,8311	15,3979	87,229	0,7836	1	1	1,5	88,0197	239,5087	3,471
5	109,715	29,6104	139,3258	0,1219	1,2	1,2	1,5	96,8246	240,4590	4,429
6	165,297	53,3833	218,6804	0,0458	1,5	1,5	1,5	97,2049	253,3996	5,36
7	165,297	53,3833	218,6804	0,0458	1,5	1,5	1,5	97,2049	253,3996	5,36
8	109,715	29,6104	139,3258	0,1219	1,2	1,2	1,5	96,8246	240,4590	4,429
9	109,715	29,6104	139,3258	0,1219	1,2	1,2	1,5	96,8246	240,4590	4,429
10	165,297	53,3833	218,6804	0,0458	1,5	1,5	1,5	97,2049	253,3996	5,36
11	165,297	53,3833	218,6804	0,0458	1,5	1,5	1,5	97,2049	253,3996	5,36
12	109,715	29,6104	139,3258	0,1219	1,2	1,2	1,5	96,8246	240,4590	4,429
13	71,8311	15,3979	87,229	0,7836	1	1	1,5	88,0197	239,5087	3,471
14	103,17	27,6084	130,7779	1,4374	1,2	1,2	1,5	91,6575	241,5373	4,157
15	103,17	27,6084	130,7779	1,4374	1,2	1,2	1,5	91,6575	241,5373	4,157
16	71,8311	15,3979	87,229	0,7836	1	1	1,5	88,0197	239,5087	3,471

Tabla 4.9 Diseño y Dimensiones de zapatas para edificación de 15 niveles con zapatas reducidas de dimensiones B1,5X1,5L y B2X2L apoyadas en estrato homogéneo arenoso.

TABLA RESUMEN EDIF 15 NIVELES										
Fundación	Pcp(ton)	Pcv(ton)	Pserv(ton)	Mserv(ton.m)	B(m)	L(m)	Df(m)	qact (ton/m2)	qult (ton/m2)	Asent (cm)
1	163,784	29,2298	193,0136	1,2338	1,5	1,5	1,5	85,7838	252,5085	4,798
2	202,927	43,0737	246,001	2,0025	1,5	1,5	1,5	109,3338	254,0279	6,033
3	202,927	43,0737	246,001	2,0025	1,5	1,5	1,5	109,3338	254,0279	6,033
4	163,784	29,2298	193,0136	1,2338	1,5	1,5	1,5	85,7838	252,5085	4,798
5	219,026	47,9897	267,0158	0,3088	1,5	1,5	1,5	118,6737	253,4739	6,548
6	281,35	73,2069	354,5565	0,2107	2	2	1,5	88,6391	255,8743	6,213
7	281,35	73,2069	354,5565	0,2107	2	2	1,5	88,6391	255,8743	6,213
8	219,026	47,9897	267,0158	0,3088	1,5	1,5	1,5	118,6737	253,4739	6,548
9	219,026	47,9897	267,0158	0,3088	1,5	1,5	1,5	118,6737	253,4739	6,548
10	281,35	73,2069	354,5565	0,2107	2	2	1,5	88,6391	255,8743	6,213
11	281,35	73,2069	354,5565	0,2107	2	2	1,5	88,6391	255,8743	6,213
12	219,026	47,9897	267,0158	0,3088	1,5	1,5	1,5	118,6737	253,4739	6,548
13	163,784	29,2298	193,0136	1,2338	1,5	1,5	1,5	85,7838	252,5085	4,798
14	202,927	43,0737	246,001	2,0025	1,5	1,5	1,5	109,3338	254,0279	6,033
15	202,927	43,0737	246,001	2,0025	1,5	1,5	1,5	109,3338	254,0279	6,033
16	163,784	29,2298	193,0136	1,2338	1,5	1,5	1,5	85,7838	252,5085	4,798

Obteniéndose finalmente los siguientes resultados de rigideces estáticas de fundación para zapatas reducidas, en las edificaciones de 10 y 15 niveles respectivamente:

Tabla 4.10 Rigideces estáticas de fundación para edificación de 10 niveles con zapatas reducidas sobre estrato homogéneo arenoso

RIGIDECES ESTATICAS DE FUNDACION-ZAPATAS REDUCIDAS							
Fundación	KxB (KN/m)	KxL (KN/m)	K θ B (KN/m/rad)	K θ L (KN/m/rad)	Kx θ B (KN/m/rad)	Kx θ L (KN/m/rad)	Kz (KN/m)
1	352308,8	352308,84	387180,292	387180,2918	87196,438	87196,438	253160
2	387136,2	387136,17	582136,151	582136,1506	95816,202	95816,202	289527
3	387136,2	387136,17	582136,151	582136,1506	95816,202	95816,202	289527
4	352308,8	352308,84	387180,292	387180,2918	87196,438	87196,438	253160
5	387136,2	387136,17	582136,151	582136,1506	95816,202	95816,202	289527
6	438238,4	438238,44	992277,228	992277,2279	108464,01	108464,01	343905
7	438238,4	438238,44	992277,228	992277,2279	108464,01	108464,01	343905
8	387136,2	387136,17	582136,151	582136,1506	95816,202	95816,202	289527
9	387136,2	387136,17	582136,151	582136,1506	95816,202	95816,202	289527
10	438238,4	438238,44	992277,228	992277,2279	108464,01	108464,01	343905
11	438238,4	438238,44	992277,228	992277,2279	108464,01	108464,01	343905
12	387136,2	387136,17	582136,151	582136,1506	95816,202	95816,202	289527
13	352308,8	352308,84	387180,292	387180,2918	87196,438	87196,438	253160
14	387136,2	387136,17	582136,151	582136,1506	95816,202	95816,202	289527
15	387136,2	387136,17	582136,151	582136,1506	95816,202	95816,202	289527
16	352308,8	352308,84	387180,292	387180,2918	87196,438	87196,438	253160

Tabla 4.11 Rigideces estáticas de fundación para edificación de 15 niveles con zapatas reducidas sobre estrato homogéneo arenoso

RIGIDECES ESTATICAS DE FUNDACION-ZAPATAS REDUCIDAS							
Fundación	KxB (KN/m)	KxL (KN/m)	K θ B (KN/m/rad)	K θ L (KN/m/rad)	Kx θ B (KN/m/rad)	Kx θ L (KN/m/rad)	Kz (KN/m)
1	438238,4	438238,44	992277,228	992277,2279	108464,01	108464,01	343905
2	438238,4	438238,44	992277,228	992277,2279	108464,01	108464,01	343905
3	438238,4	438238,44	992277,228	992277,2279	108464,01	108464,01	343905
4	438238,4	438238,44	992277,228	992277,2279	108464,01	108464,01	343905
5	438238,4	438238,44	992277,228	992277,2279	108464,01	108464,01	343905
6	521267,9	521267,92	2056811,42	2056811,417	129013,81	129013,81	434087
7	521267,9	521267,92	2056811,42	2056811,417	129013,81	129013,81	434087
8	438238,4	438238,44	992277,228	992277,2279	108464,01	108464,01	343905
9	438238,4	438238,44	992277,228	992277,2279	108464,01	108464,01	343905
10	521267,9	521267,92	2056811,42	2056811,417	129013,81	129013,81	434087
11	521267,9	521267,92	2056811,42	2056811,417	129013,81	129013,81	434087
12	438238,4	438238,44	992277,228	992277,2279	108464,01	108464,01	343905
13	438238,4	438238,44	992277,228	992277,2279	108464,01	108464,01	343905
14	438238,4	438238,44	992277,228	992277,2279	108464,01	108464,01	343905
15	438238,4	438238,44	992277,228	992277,2279	108464,01	108464,01	343905
16	438238,4	438238,44	992277,228	992277,2279	108464,01	108464,01	343905

Para el caso de la losa de fundación, la misma se ha diseñado con el uso del método rígido convencional, obteniéndose los siguientes diseños para las edificaciones de 10 y 15 niveles apoyadas en el estrato homogéneo arenoso.

Tabla 4.12 Diseño y Dimensión de Losa de fundación para edificación de 10 niveles apoyada en estrato homogéneo arenoso.

TABLA RESUMEN EDIF 10 NIVELES LOSA FUNDACION										
Fundación	Pcp(ton)	Pcv(ton)	Pserv(ton)	Mserv(ton.m)	B(m)	L(m)	Df(m)	qact (ton/m ²)	qult (ton/m ²)	Asent (cm)
1	1800	504	2304	0	15	12	1	12,800	483,0093	1,71

Tabla 4.13 Diseño y Dimensión de Losa de fundación para edificación de 15 niveles apoyada en estrato homogéneo arenoso.

TABLA RESUMEN EDIF 15 NIVELES LOSA FUNDACION										
Fundación	Pcp(ton)	Pcv(ton)	Pserv(ton)	Mserv(ton.m)	B(m)	L(m)	Df(m)	qact (ton/m ²)	qult (ton/m ²)	Asent (cm)
1	3468	775	4243	0	17	14	1	17,828	540,3961	2,351

En las losas de fundación la rigidez estática de la misma se obtiene de igual manera a partir de las expresiones mostradas, pero como los resortes colocados en la base de la edificación se trabajan por apoyo, la rigidez de cada apoyo será la rigidez total de la losa entre el número de apoyos (que en este caso son 16 apoyos), ya que el sistema suelo-

fundación de losa de fundación se comporta uniformemente en toda su superficie, en términos de capacidad portante y control de asentamientos.

Obteniéndose de igual manera los siguientes resultados de rigideces estáticas de fundación para la Losa de fundación en las edificaciones de 10 y 15 niveles respectivamente:

Tabla 4.14 Rigideces estáticas de fundación para edificación de 10 niveles con losa de fundación sobre estrato homogéneo arenoso

RIGIDECES ESTATICAS DE FUNDACIÓN-LOSA DE FUNDACION 10 NIVELES							
Fundación	KxB (KN/m)	KxL (KN/m)	K θ B (KN/m/rad)	K θ L (KN/m/rad)	Kx θ B (KN/m/rad)	Kx θ L (KN/m/rad)	Kz (KN/m)
losa	2169396	2190465,1	505163680	312828253,7	644311	650568	2450089
Por apoyo	135587	136904	31572730	19551766	40269	40661	153131

Tabla 4.15 Rigideces estáticas de fundación para edificación de 15 niveles con losa de fundación sobre estrato homogéneo arenoso

RIGIDECES ESTATICAS DE FUNDACIÓN-LOSA DE FUNDACION 15 NIVELES							
Fundación	KxB (KN/m)	KxL (KN/m)	K θ B (KN/m/rad)	K θ L (KN/m/rad)	Kx θ B (KN/m/rad)	Kx θ L (KN/m/rad)	Kz (KN/m)
losa	2460869	2483552,1	737135415	477926646	730878	737615	2800307
Por apoyo	153804	155222	46070963	29870415	45680	46101	175019

Al cambiar los empotramientos en la base de la edificación por los resortes con sus respectivas rigideces, se obtuvieron los siguientes valores de periodo, cortante basal y momento de volcamiento para los diferentes casos de apoyo.

Tabla 4.16 Resultados de cortantes y momentos de volcamiento para edificaciones analizadas con la Incorporación de la Interacción Suelo-Estructura.

Base Flexible-Incorporación de la ISE – Arena						
Caso	10 Niveles			15 Niveles		
	Zapatras	Zapatras Reduc	Losa Fund	Zapatras	Zapatras Reduc	Losa Fund
T(s)	1,343	1,381	1,382	1,447	1,554	1,721
Vx (ton)	104,900	103,640	102,500	178,340	172,450	162,390
Vy (ton)	110,060	108,060	105,240	179,060	170,440	156,930
Mx (ton.m)	2137,526	2077,667	2019,904	5011,595	4674,721	4178,850
My (ton.m)	2030,094	1987,333	1966,397	5012,904	4773,896	4418,480

Caso M1-B: Aplicación de metodología sobre estructura (10niveles) apoyado en un semi-espacio homogéneo de Arcilla con zapatas y losa de fundación.

-Características Geotécnicas y Sismogeotécnicas

ESTRATO ARCILLOSO-RELACIONANDO Vs CON N1(60) A PARTIR DE LO EXPUESTO POR Ohba y Toriumi (1970) Y Gmax SEGÚN LO EXPUESTO POR GAZETAS(1991)										
PROF. (m)	TIPO DE SUELO	Ysum (ton/m3)	N (SPT)	N ₆₀	N _(Promedio Corregido)	Vsp (m/s)	Tiempo (seg)	Vsp (m/s)	Gmax (ton/m2)	Gmaxprom (ton/m2)
0	CAPA VEG	1,4			5,6	134,1886	0,0074522	141,50	2569,7467	5369,996
0,5			8	5,6						
1	CL	1,7	9	6,3	7,35	146,7873	0,0204377		3733,8489	
1,5			10	7						
2			11	7,7						
3			12	8,4						
4			13	9,1						
5	CL	1,72	14	9,8	9,45	159,4799	0,0125408		4459,3506	
6	CL	1,75	30	21	22,75	221,2807	0,0090383		8734,8627	
7			35	24,5						
8	GM	2,15	60	42	56	292,5618	0,0068362		18758,78	
9			100	70						
10	GM	2,3	100	70	70	313,516	0,0031896	23045,078		
11	GM	2,4	100	70	70	313,516	0,0031896	24047,038		
				Nprom	11	Σ =	0,049469		KN/m2	52679,66

Primero se corrigió el número de golpes N_{spt} por eficiencia para obtener el N₆₀ usando la expresión:

$$N_{60} = 0,7 * N_{spt}$$

Luego se procedió a determinar la velocidad de onda de corte para cada sub estrato con el uso de la expresión propuesta por Ohba y Torimui correlacionándola con el N₁₆₀ como:

$$Vs = 84 * (N_{160})^{0,31}$$

Donde:

V_s: Velocidad de Onda de corte del sub estrato (m/s)

N₁₆₀: Numero de golpes corregido por fricción y eficiencia

Y obteniendo la velocidad de Onda de corte promedio para toda la estratigrafía como:

$$V_{s\text{prom}} = \frac{\sum V_{si} * h_i}{\sum h_i}$$

Donde:

V_{s prom}: Velocidad de Onda de corte promedio de la estratigrafía de suelo (m/s)

V_{si}: Velocidad de Onda de corte para cada sub estrato de la estratigrafía (m/s)

h_i: Espesor de cada sub estrato de suelo (m)

Con la velocidad de onda de corte para cada estrato, podemos determinar el módulo de cortante dinámico máximo del suelo, el cual representara la resistencia del suelo y dicho módulo de cortante dinámico, variara ante acciones dinámicas disminuyendo el mismo debido al reacomodo de las partículas del suelo, y para arenas esta reducción puede alcanzar un 75% que es el caso a considerar.

$$G_{max} = \rho * V_s^2$$

Donde:

G_{max} : Módulo de cortante dinámico máximo del suelo

ρ : Densidad del Suelo (ton.s2/m4)

V_s : Velocidad de Onda de corte del suelo (m/s)

Y obteniendo finalmente el Modulo de cortante dinámico máximo promedio para toda la estratigrafía como:

$$G_{prom} = \frac{\sum G_{maxi} * h_i}{\sum h_i}$$

Donde:

G_{prom} : Módulo de cortante dinámico máximo promedio de la estratigrafía de suelo (m/s)

G_{maxi} : Módulo de cortante dinámico máximo para cada sub estrato de la estratigrafía (m/s)

h_i : Espesor de cada sub estrato de suelo (m)

Tras la obtención del módulo de cortante dinámico máximo representativo de toda la estratigrafía, se considera que la relación que existe del módulo de cortante dinámico después del sismo entre el módulo de cortante dinámico máximo del suelo, será de 0,30(basado en estadísticas) es decir se reducirá en un 70%, tal como se muestra

$$\frac{G}{G_{max}} = 0,3 ; G = 0,3 * G_{max} = 0,3 * 52679,66 \frac{KN}{m^2} = 15803,88 \frac{KN}{m^2}$$

En ese orden de ideas se determinó la Cohesión no drenada del suelo con el uso de la correlación propuesta por Peck, Hanson y Thornburn (1974)

$$C_u(KN/m^2) = 4,4 * N_{60}$$

Tomando un número de golpes promedio para la estratigrafía de 11, se obtuvo una cohesión no drenada del suelo de 5,06 KN/m2 Adicionalmente se asumió un coeficiente de poisson (ν) de 0,4.

-Características del sistema Suelo-Fundación

Se diseñaron el conjunto de zapatas sobre el cual se apoya la edificación, usando la teoría de meyerhof para obtener la capacidad ultima y en base a la capacidad actuante, verificamos si el sistema suelo-fundación posee la suficiente capacidad portante para resistir todas estas. Adicionalmente debido a la presencia de Momento en las Zapatas, se usó el método del área efectiva para diseñar las mismas.

$$q_u = C * N_c * F_{cs} * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qs} * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma * N_\gamma * B * F_{\gamma s} * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$

Donde:

q_u = Capacidad ultima del suelo (ton/m^2)

C = Cohesión del estrato de suelo donde se apoya la zapata (ton/m^2)

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga de Vesic

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = Factores de forma.

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = Factores de profundidad

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = Factores de Profundidad

$q = \gamma_n * D_f$

γ = Peso unitario del suelo donde se apoya la zapata (ton/m^3)

γ_n = Peso unitario del suelo por encima de la zapata (ton/m^3)

D_f = Profundidad de Desplante de la zapata (m)

Para el Método del área efectiva se considero

$$B' = B \text{ y } L' = L - 2 * e$$

Siendo $e = \frac{M_{serv}}{P_{serv}}$, que representa la excentricidad de la carga que origina el momento.

Obteniéndose las siguientes dimensiones para las zapatas con un factor de seguridad que oscila alrededor de uno y medio (1,5), notándose un adecuado control de la distorsión angular entre las zapatas, lo cual representa un diseño seguro.

Para el cálculo del asentamiento se hizo uso de la teoría elástica, calculando el asentamiento bajo una esquina de un área rectangular uniformemente cargada, al dividir la zapata o losa en cuatro rectángulos en donde coinciden sus esquinas en el centro del mismo, mediante las ecuaciones:

$$\rho_{esquina} = I_p * \frac{B/2}{E} * q * (1 - \mu^2)$$

$$\rho_{total} = 4 * \rho_{esquina}$$

Siendo

ρ_{total} : Asentamiento total de la zapata o Losa (cm)

$\rho_{esquina}$: Asentamiento en la esquina del sector rectangular (cm)

I_p : Coeficiente de influencia según los ábacos propuestos por Terzaghi (1943), en función de las dimensiones del sector rectangular y la profundidad de desplante de la fundación.

B : Dimensión menor de la zapata o losa (cm)

E : Módulo de Elasticidad del suelo (kgf/cm²), obtenido a partir de la relación entre los estados tensionales del suelo y las deformaciones esperadas por los mismos.

μ : Módulo de Poisson del suelo, el cual representa la relación entre las deformaciones verticales y horizontales del suelo; dicho valor se ha establecido como 0,3 para suelos arenosos.

q : Carga actuante sobre la cimentación (kgf/cm²)

Y estando las fundaciones organizadas de la siguiente manera:

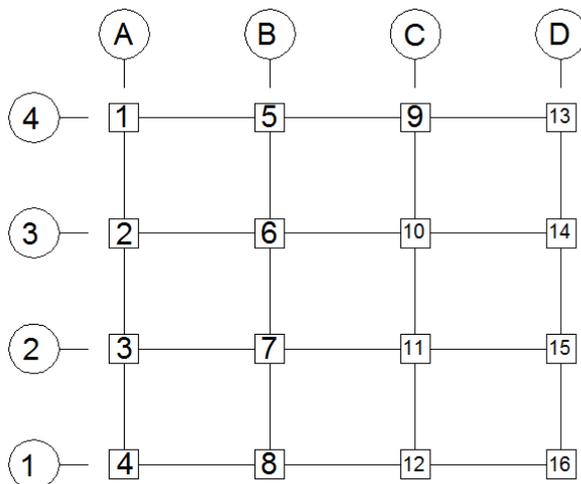


Figura 4.12. Ubicación de fundaciones según su enumeración preestablecida. Fuente: Mata R.

Tabla 4.17 Diseño y Dimensiones de zapatas para edificación de 10 niveles con zapatas apoyadas en estrato homogéneo arcilloso.

TABLA RESUMEN EDIF 10 NIVELES										
Fundación	Pcp(ton)	Pcv(ton)	Pserv(ton)	Mserv(ton.m)	B(m)	L(m)	Df(m)	qact (ton/m2)	qult (ton/m2)	Asent (cm)
1	71,8311	15,3979	87,229	0,7836	2	2	1,5	21,9056	42,9287	4,017
2	103,17	27,6084	130,7779	1,4374	2,5	2,5	1,5	21,0169	41,0680	4,523
3	103,17	27,6084	130,7779	1,4374	2,5	2,5	1,5	21,0169	41,0680	4,523
4	71,8311	15,3979	87,229	0,7836	2	2	1,5	21,9056	42,9287	4,017
5	109,715	29,6104	139,3258	0,1219	2,5	2,5	1,5	22,2999	41,0169	4,819
6	165,297	53,3833	218,6804	0,0458	3	3	1,5	24,2995	39,7756	5,721
7	165,297	53,3833	218,6804	0,0458	3	3	1,5	24,2995	39,7756	5,721
8	109,715	29,6104	139,3258	0,1219	2,5	2,5	1,5	22,2999	41,0169	4,819
9	109,715	29,6104	139,3258	0,1219	2,5	2,5	1,5	22,2999	41,0169	4,819
10	165,297	53,3833	218,6804	0,0458	3	3	1,5	24,2995	39,7756	5,721
11	165,297	53,3833	218,6804	0,0458	3	3	1,5	24,2995	39,7756	5,721
12	109,715	29,6104	139,3258	0,1219	2,5	2,5	1,5	22,2999	41,0169	4,819
13	71,8311	15,3979	87,229	0,7836	2	2	1,5	21,9056	42,9287	4,017
14	103,17	27,6084	130,7779	1,4374	2,5	2,5	1,5	21,0169	41,0680	4,523
15	103,17	27,6084	130,7779	1,4374	2,5	2,5	1,5	21,0169	41,0680	4,523
16	71,8311	15,3979	87,229	0,7836	2	2	1,5	21,9056	42,9287	4,017

-Interacción Suelo Estructura:

Primeramente para evidenciar si la interacción suelo-estructura tendrá alguna relevancia o no, se determina el coeficiente de rigidez relativa en función del periodo de la estructura, la velocidad de onda de corte de la estratigrafía y la altura de la edificación y que según estudios realizados por Safina (1999) cuando este es mayor a 0,1, la interacción tiene relevancia en el comportamiento de la edificación:

$$\frac{h}{V_s * T} \geq 0,10$$

Siendo:

h : Altura de la edificación (m)

V_s : Velocidad de Onda de corte de la estratigrafía de suelo (m/s)

T : Periodo fundamental de la estructura sobre base rígida (s)

En el caso del estrato homogéneo arcilloso tenemos para las edificaciones de 10 y 15 niveles lo siguiente.

10 Niveles:

$$\frac{30}{140 * 1,2906} = 0,166 \geq 0,1$$

15 Niveles:

$$\frac{45}{140 * 1,2906} = 0,249 \geq 0,1$$

En el caso de la edificación de 10 niveles el coeficiente de rigidez relativa al ser mayor que 0,1 se puede suponer que la influencia de la interacción suelo estructura será relevante. De igual manera a la edificación de 10 niveles, en la edificación de 15 niveles el coeficiente de rigidez relativa resulto ser mayor que 0,1 por lo que se puede inferir o suponer que la influencia de la interacción suelo estructura será más evidente.

Para evidenciar la interacción suelo estructura se hizo uso de resortes, calibrando sus rigideces en base a funciones de impedancia estáticas propuestas por Gazetas(1991) cabe destacar que la función de impedancia tiene una parte real (estática) que evidencia la interacción inercial y una parte imaginaria(dinámica) que evidencia la interacción cinemática por considerar un amortiguamiento en la misma, para este estudio se tomó únicamente la parte real de la función para obtener la rigideces de los resortes de manera simplificada.

Las ecuaciones a utilizar fueron las siguientes ya que las fundaciones utilizadas son superficiales pero están embebidas o enterradas a una profundidad de desplante (Df) y a una altura efectiva de Contacto(d), tal que $h=Df-(d/2)$, con dimensiones B y L

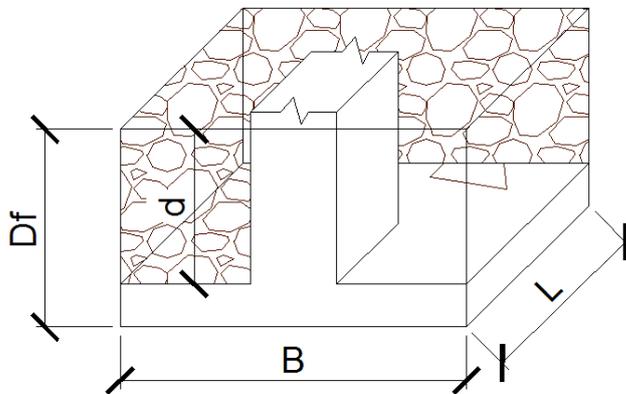


Figura 4.13 Esquema de sistema suelo-fundación planteado. Fuente: Mata R. (2015)

Las ecuaciones a utilizar fueron las siguientes ya que las fundaciones utilizadas son superficiales pero están embebidas o enterradas a una profundidad de desplante (Df) y a una altura efectiva de Contacto(d), tal que $h=Df-(d/2)$, con dimensiones B y L

Para Fundaciones Cuadradas:

$$KxB = KxL = \frac{9 * G * B}{2 - \nu} * \left(1 + 0,15 * \sqrt{\frac{Df}{B}} \right) * \left[1 + 1,20 * \left(\frac{d * h}{B^2} \right)^{0,40} \right]$$

$$K\vartheta B = K\vartheta L = \frac{3,6 * G * B^3}{1 - \nu} * \left\{ 1 + 0,92 * \left(\frac{d}{B}\right)^{0,6} * \left[1,5 + \left(\frac{d}{B}\right)^{1,9} * \left(\frac{d}{Df}\right)^{-0,6} \right] \right\}$$

$$Kx\vartheta B = Kx\vartheta L = 0,33 * d * KxB = 0,33 * d * KxL$$

$$Kz = \frac{4,5 * G * B}{1 - \nu} * \left[1 + 0,11 * \frac{Df}{B} \right] * \left[1 + 0,32 * \left(\frac{d}{B}\right)^{\frac{2}{3}} \right]$$

Para Fundaciones Rectangulares:

$$KxB = KxB_{sup} * \left(1 + 0,15 * \sqrt{\frac{Df}{B}} \right) * \left[1 + 0,52 * \left(\frac{4 * (B + L) * d * h}{B * L^2} \right)^{0,40} \right]$$

$$KxL = KxL_{sup} * \left(1 + 0,15 * \sqrt{\frac{Df}{L}} \right) * \left[1 + 0,52 * \left(\frac{4 * (B + L) * d * h}{L * B^2} \right)^{0,40} \right]$$

$$K\vartheta B = K\vartheta B_{sup} * \left\{ 1 + 1,26 * \frac{d}{B} * \left[1 + \frac{d}{B} * \left(\frac{d}{D}\right)^{-0,2} * \sqrt{\frac{B}{L}} \right] \right\}$$

$$K\vartheta L = K\vartheta L_{sup} * \left\{ 1 + 0,92 * \left(\frac{d}{L}\right)^{0,6} * \left[1,5 + \left(\frac{d}{L}\right)^{1,9} * \left(\frac{d}{Df}\right)^{-0,6} \right] \right\}$$

$$Kx\vartheta B = 0,33 * d * KxB$$

$$Kx\vartheta L = 0,33 * d * KxL$$

$$Kz = Kz_{sup} * \left[1 + \frac{1}{21} * \frac{Df}{B} * \left(1 + 1,3 * \frac{B}{L} \right) \right] * \left[1 + 0,2 * \left(\frac{B + L}{B * L} * d \right)^{2/3} \right]$$

Siendo todos los Ki_{sup} , usados cuando no tenemos fundaciones enterradas, caso poco común en zapatas, e iguales a:

-En cuadradas:

$$KxB_{sup} = KxL_{sup} = \frac{9 * G * B}{2 - \nu}$$

$$K\vartheta B_{sup} = K\vartheta L_{sup} = \frac{3,6 * G * B^3}{1 - \nu}$$

$$Kz_{sup} = \frac{4,5 * G * B}{1 - \nu}$$

Con radios equivalentes:

$$rx = rz = 1,128 * B$$

$$r\vartheta = 1,142 * B$$

-En rectangulares:

$$KxB_{sup} = \frac{2 * G * a}{2 - \nu} * \left[2 + 2,5 * \left(\frac{B}{L} \right)^{0,85} \right]$$

$$KxL_{sup} = KxB_{sup} - \frac{0,2 * G * L}{0,75 - \nu} * \left(1 - \frac{B}{L} \right)$$

$$K\vartheta B_{sup} = \frac{G}{1 - \nu} * I_B^{0,75} * \left(\frac{L}{B} \right)^{0,25} * \left(2,4 + 0,5 * \frac{B}{L} \right)$$

$$K\vartheta L_{sup} = \frac{2,9 * G}{1 - \nu} * I_L^{0,75} * \left(\frac{L}{B} \right)^{0,15}$$

$$I_B = \frac{4}{3} * L * B^3$$

$$I_L = \frac{4}{3} * B * L^3$$

Con radios equivalentes:

$$rx = rz = \sqrt{\frac{4 * B * L}{\pi}}$$

$$r\vartheta B = \sqrt[4]{\frac{4 * I_B}{\pi}}$$

$$r\vartheta L = \sqrt[4]{\frac{4 * I_L}{\pi}}$$

Donde:

B : Dimensión menor de la Fundación (En este caso Zapata) (m)

L : Dimensión mayor de la Fundación (En este caso Zapata) (m)

Df : Profundidad de desplante de la fundación (m)

d : Altura efectiva de contacto de la fundación (espesor de la misma) (m)

G : Módulo de cortante dinámico del suelo (KN/m²)

KxB : Rigidez traslacional de la fundación en la dirección del lado B (KN/m)
 KxL : Rigidez traslacional de la fundación en la dirección del lado L (KN/m)
 $K\vartheta B$: Rigidez rotacional de la fundación en la dirección del lado B (KN/m/rad)
 $K\vartheta L$: Rigidez rotacional de la fundación en la dirección del lado L (KN/m/rad)
 $Kx\vartheta B = Kx\vartheta L$ =Usada como rigidez rotacional en caso de existir balanceo de la estructura, sino usada para la rigidez rotacional torsional de la edificación en el eje Z (la menor de ellas) (KN/m/rad)
 Kz = Rigidez traslacional de la fundación en el eje Z (KN/m)
 r_x = Radio de giro inercial de la fundación alrededor del eje X (m)
 r_z = Radio de giro inercial de la fundación alrededor del eje Z (m)

Según Stewart et al. (2003) la influencia de la ISE viene dada hasta aproximadamente $0,75r_z$ de profundidad bajo la fundación, por lo cual los datos geotécnicos del suelos, fueron considerados hasta dicha profundidad. Obteniéndose finalmente los siguientes resultados de rigideces estáticas de fundación para zapatas, en la edificación de 10 niveles:

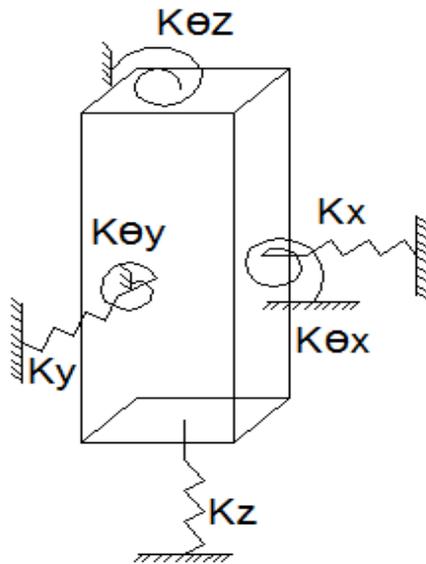


Figura 4.14. Rigideces traslacionales de fundación. Fuente: Mata R. (2015)

Estando las fundaciones organizadas de la siguiente manera:

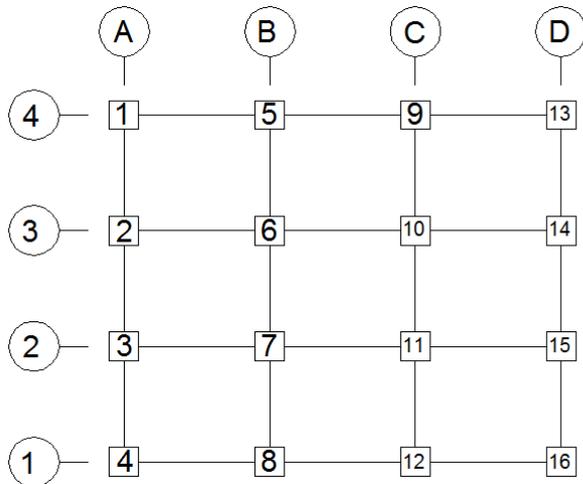


Figura 4.15. Ubicación de fundaciones según su enumeración prestablecida. Fuente: Mata R.

Tabla 4.18 Rigideces estáticas de fundación para edificación de 10 niveles con zapatas sobre estrato homogéneo arcilloso.

RIGIDECES ESTATICAS DE FUNDACION-ZAPATAS							
Fundación	K_{xB} (KN/m)	K_{xL} (KN/m)	$K_{\theta B}$ (KN/m/rad)	$K_{\theta L}$ (KN/m/rad)	$K_{x\theta B}$ (KN/m/rad)	$K_{x\theta L}$ (KN/m/rad)	K_z (KN/m)
1	330249,9	330249,86	1430849,56	1430849,56	81736,84	81736,841	301979
2	381686,6	381686,56	2576317,06	2576317,059	94467,42	94467,423	364389
3	381686,6	381686,56	2576317,06	2576317,059	94467,42	94467,423	364389
4	330249,9	330249,86	1430849,56	1430849,56	81736,84	81736,841	301979
5	381686,6	381686,56	2576317,06	2576317,059	94467,42	94467,423	364389
6	432305	432305,02	4209673,07	4209673,066	106995,5	106995,49	426543
7	432305	432305,02	4209673,07	4209673,066	106995,5	106995,49	426543
8	381686,6	381686,56	2576317,06	2576317,059	94467,42	94467,423	364389
9	381686,6	381686,56	2576317,06	2576317,059	94467,42	94467,423	364389
10	432305	432305,02	4209673,07	4209673,066	106995,5	106995,49	426543
11	432305	432305,02	4209673,07	4209673,066	106995,5	106995,49	426543
12	381686,6	381686,56	2576317,06	2576317,059	94467,42	94467,423	364389
13	330249,9	330249,86	1430849,56	1430849,56	81736,84	81736,841	301979
14	381686,6	381686,56	2576317,06	2576317,059	94467,42	94467,423	364389
15	381686,6	381686,56	2576317,06	2576317,059	94467,42	94467,423	364389
16	330249,9	330249,86	1430849,56	1430849,56	81736,84	81736,841	301979

Aplicando el mismo procedimiento a la edificación de 15 niveles con el siguiente sistema de zapatas, tenemos que:

Tabla 4.19 Diseño y Dimensiones de zapatas para edificación de 15 niveles con zapatas apoyadas en estrato homogéneo arcilloso.

TABLA RESUMEN EDIF 15 NIVELES										
Fundación	Pcp(ton)	Pcv(ton)	Pserv(ton)	Mserv(ton.m)	B(m)	L(m)	Df(m)	qact (ton/m2)	qult (ton/m2)	Asent (cm)
1	163,784	29,2298	193,0136	1,2338	2,5	2,5	1,5	30,8822	41,0447	6,676
2	202,927	43,0737	246,001	2,0025	3	3	1,5	27,3334	39,7929	6,65
3	202,927	43,0737	246,001	2,0025	3	3	1,5	27,3334	39,7929	6,65
4	163,784	29,2298	193,0136	1,2338	2,5	2,5	1,5	30,8822	41,0447	6,676
5	219,026	47,9897	267,0158	0,3088	3	3	1,5	29,6684	39,7645	7,211
6	281,35	73,2069	354,5565	0,2107	3,5	3,5	1,5	28,9434	38,9976	7,703
7	281,35	73,2069	354,5565	0,2107	3,5	3,5	1,5	28,9434	38,9976	7,703
8	219,026	47,9897	267,0158	0,3088	3	3	1,5	29,6684	39,7645	7,211
9	219,026	47,9897	267,0158	0,3088	3	3	1,5	29,6684	39,7645	7,211
10	281,35	73,2069	354,5565	0,2107	3,5	3,5	1,5	28,9434	38,9976	7,703
11	281,35	73,2069	354,5565	0,2107	3,5	3,5	1,5	28,9434	38,9976	7,703
12	219,026	47,9897	267,0158	0,3088	3	3	1,5	29,6684	39,7645	7,211
13	163,784	29,2298	193,0136	1,2338	2,5	2,5	1,5	30,8822	41,0447	6,676
14	202,927	43,0737	246,001	2,0025	3	3	1,5	27,3334	39,7929	6,65
15	202,927	43,0737	246,001	2,0025	3	3	1,5	27,3334	39,7929	6,65
16	163,784	29,2298	193,0136	1,2338	2,5	2,5	1,5	30,8822	41,0447	6,676

Obteniéndose de igual manera los siguientes resultados de rigideces estáticas de fundación para zapatas en la edificación de 15 niveles:

Tabla 4.20 Rigideces estáticas de fundación para edificación de 15 niveles con zapatas sobre estrato homogéneo arcilloso

RIGIDECES ESTATICAS DE FUNDACION-ZAPATAS							
Fundación	KxB (KN/m)	KxL (KN/m)	KθB (KN/m/rad)	KθL (KN/m/rad)	KxθB (KN/m/rad)	KxθL (KN/m/rad)	Kz (KN/m)
1	381686,6	381686,56	2576317,06	2576317,059	94467,42	94467,423	364389
2	432305	432305,02	4209673,07	4209673,066	106995,5	106995,49	426543
3	432305	432305,02	4209673,07	4209673,066	106995,5	106995,49	426543
4	381686,6	381686,56	2576317,06	2576317,059	94467,42	94467,423	364389
5	432305	432305,02	4209673,07	4209673,066	106995,5	106995,49	426543
6	482312,2	482312,18	6412407,45	6412407,448	119372,3	119372,27	488492
7	482312,2	482312,18	6412407,45	6412407,448	119372,3	119372,27	488492
8	432305	432305,02	4209673,07	4209673,066	106995,5	106995,49	426543
9	432305	432305,02	4209673,07	4209673,066	106995,5	106995,49	426543
10	482312,2	482312,18	6412407,45	6412407,448	119372,3	119372,27	488492
11	482312,2	482312,18	6412407,45	6412407,448	119372,3	119372,27	488492
12	432305	432305,02	4209673,07	4209673,066	106995,5	106995,49	426543
13	381686,6	381686,56	2576317,06	2576317,059	94467,42	94467,423	364389
14	432305	432305,02	4209673,07	4209673,066	106995,5	106995,49	426543
15	432305	432305,02	4209673,07	4209673,066	106995,5	106995,49	426543
16	381686,6	381686,56	2576317,06	2576317,059	94467,42	94467,423	364389

Para el caso de la losa de fundación, la misma se ha diseñado con el uso del método rígido convencional, obteniéndose los siguientes diseños para las edificaciones de 10 y 15 niveles apoyadas en el estrato homogéneo arcilloso.

Tabla 4.21 Diseño y Dimensión de Losa de fundación para edificación de 10 niveles apoyada en estrato homogéneo arcilloso.

TABLA RESUMEN EDIF 10 NIVELES LOSA FUNDACION										
Fundación	Pcp(ton)	Pcv(ton)	Pserv(ton)	Mserv(ton.m)	B(m)	L(m)	Df(m)	qact (ton/m2)	qult (ton/m2)	Asent (cm)
Losa	1800	504	2304	0	15	12	1	12,800	34,8790	4,5

Tabla 4.22 Diseño y Dimensión de Losa de fundación para edificación de 15 niveles apoyada en estrato homogéneo arcilloso.

TABLA RESUMEN EDIF 15 NIVELES LOSA FUNDACION										
Fundación	Pcp(ton)	Pcv(ton)	Pserv(ton)	Mserv(ton.m)	B(m)	L(m)	Df(m)	qact (ton/m2)	qult (ton/m2)	Asent (cm)
Losa	3468	775	4243	0	17	14	1	17,828	34,5966	6,18

En las losas de fundación la rigidez estática de la misma se obtiene de igual manera a partir de las expresiones mostradas, pero como los resortes colocados en la base de la edificación se trabajan por apoyo, la rigidez de cada apoyo será la rigidez total de la losa

entre el número de apoyos (que en este caso son 16 apoyos), ya que el sistema suelo-fundación de losa de fundación se comporta uniformemente en toda su superficie, en términos de capacidad portante y control de asentamientos.

Obteniéndose de igual manera los siguientes resultados de rigideces estáticas de fundación para la Losa de fundación en las edificaciones de 10 y 15 niveles respectivamente:

Tabla 4.23 Rigideces estáticas de fundación para edificación de 10 niveles con losa de fundación sobre estrato homogéneo arcilloso

RIGIDECES ESTATICAS DE FUNDACIÓN-LOSA DE FUNDACION 10 NIVELES							
Fundación	KxB (KN/m)	KxL (KN/m)	K θ B (KN/m/rad)	K θ L (KN/m/rad)	Kx θ B (KN/m/rad)	Kx θ L (KN/m/rad)	Kz (KN/m)
Losa	1528854	1251041,9	205801264	205801263,9	454069,7	371559,45	1530561
Por apoyo	95553,4	78190,1	12862579	12862579	28379,4	23222,5	95660

Tabla 4.24 Rigideces estáticas de fundación para edificación de 15 niveles con losa de fundación sobre estrato homogéneo arcilloso

RIGIDECES ESTATICAS DE FUNDACIÓN-LOSA DE FUNDACION 15 NIVELES							
Fundación	KxB (KN/m)	KxL (KN/m)	K θ B (KN/m/rad)	K θ L (KN/m/rad)	Kx θ B (KN/m/rad)	Kx θ L (KN/m/rad)	Kz (KN/m)
Losa	1553699	1573457,2	512798536	332476339,5	461448,6	467316,78	1948073
Por apoyo	97106,2	98341,1	32049908	20779771	28840,5	29207,3	121755

Al cambiar los empotramientos en la base de la edificación por los resortes con sus respectivas rigideces, se obtuvieron los siguientes valores de periodo, cortante basal y momento de volcamiento para los diferentes casos de apoyo.

Tabla 4.25 Resultados de cortantes y momentos de volcamiento para edificaciones analizadas con la Incorporación de la Interacción Suelo-Estructura.

Base Flexible-Incorporación de la ISE - Arcilla				
Caso	10 Niveles		15 Niveles	
	Zapatas	Losa Fund	Zapatas	Losa Fund
T(s)	1,3448	1,4194	1,5035	1,8709
Vx (ton)	131,190	125,360	217,620	189,790
Vy (ton)	137,560	126,980	214,790	178,860
Mx (ton.m)	2754,011	2514,331	6220,427	4979,157
My (ton.m)	2622,339	2483,486	6310,611	5365,982

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

Análisis Comparativo de los Modelos Método Tradicional contra Modelos tomando en cuenta la incorporación de Interacción Suelo-Estructura.

Los resultados obtenidos para los 10 casos de estudio: Caso M1-A, Caso M2-A, Caso M3-A, Caso M4-A, Caso M5-A, Caso M6-A, Caso M1-B, Caso M2-B, Caso M3-B y Caso M4-B; reflejan la incorporación de los efectos de la interacción suelo-estructura, de manera explícita a partir de resortes en los apoyos de la edificación ajustando sus rigideces a partir de funciones de impedancia estáticas. Se dividieron con respecto a las variables de estudio, siendo éstas: el período de vibración de la estructura, la deriva, el desplazamiento lateral máximo, el cortante basal y el momento de volcamiento.

En cuanto al período de vibración de la estructura, dado que se modificó la base rígida de la edificación hubo variación, ocurriendo un aumento en el mismo debido a la base flexible con resortes. El valor del periodo de vibración del sistema para cada caso de estudio se observa en la Tabla 5.1

Tabla 4.26. Valores de período de la estructura T , diferenciado por caso y por metodología aplicada

Caso		T (s)			
		Metodología tradicional		Con ISE	
		Arena	Arcilla	Arena	Arcilla
M1	10N-Zapata	1,2906	1,2906	1,3428	1,3448
M2	10N-Losa F			1,3817	1,4194
M3	15N-Zapata	1,3367	1,3367	1,4466	1,5035
M4	15N-Losa F			1,7207	1,8709
M5	10N-Zapata Reducidas	1,2906	1,2906	1,3805	-
M6	15N-Zapata Reducidas	1,3367	1,3367	1,5536	-

Se cuantifico adicionalmente cuanto fue el porcentaje del incremento del periodo de la estructura en comparación del periodo rígido inicial, dicho incremento en cada caso se observa en la tabla 5.2

Tabla 4.27. % de Incremento del período de la estructura T de base rígida a base flexible, diferenciado por caso y por metodología aplicada

	% Aumento de T		
	Zapatas	Zapatas Reducidas	Losa Fund
10 niveles arena	4,045	6,966	7,059
10 niveles arcilla	4,200	-	9,980
15 niveles arena	8,222	16,227	28,727
15 niveles arcilla	12,478	-	39,964

En cuanto al desplazamiento máximo del sistema, se tomó el valor del desplazamiento en el último nivel de cada modelo, están representados en la tabla 5.5

Tabla 4.28. Valores de desplazamiento lateral máximo de la estructura, diferenciado por caso y por metodología aplicada

Caso		Desplazamiento Lateral Máximo (cm)			
		Metodología tradicional		Con ISE	
		Arena	Arcilla	Arena	Arcilla
M1	10N-Zapata	3,738	4,835	3,917	5,079
M2	10N-Losa F			4,069	5,438
M3	15N-Zapata	3,934	5,086	4,394	5,967
M4	15N-Losa F			5,362	7,598
M5	10N-Zapata R	3,738	4,835	4,047	-
M6	15N-Zapata R	3,934	5,086	4,779	-

En cuanto al desplazamiento lateral máximo se observa que este incrementa al incorporar la interacción suelo-estructura de manera explícita, lo que ocurre debido a que al ser la base de la estructura flexible y no completamente rígida esto permitirá que la base de la edificación se desplace ocurriendo un movimiento oscilatorio de mayor amplitud en toda la edificación, aumentando los desplazamientos, esto es favorable ya que la estructura al desplazarse o deformarse más ante la misma acción sísmica que en base rígida, se está observando un comportamiento más dúctil y no frágil que es uno de los objetivos fundamentales del diseño Sismorresistente. Este incremento de desplazamientos en base rígida a base flexible se cuantifico para cada uno de los casos y metodologías aplicadas, en la tabla 5.4

Tabla 4.29. % de Aumento del desplazamiento lateral máximo de la estructura de base rígida a base flexible, diferenciado por caso y por metodología aplicada

	% Aumento de Desplazamiento Lateral		
	Zapatas	Zapatas Reduc	Losa Fund
10 niveles arena	4,797	8,253	8,863
10 niveles arcilla	5,064	-	12,479
15 niveles arena	11,697	21,463	36,297
15 niveles arcilla	17,328	-	49,401

Otro factor que refleja el comportamiento de la estructura tanto está asociado a los valores de deriva de la misma. Esta deriva, que no es más que el desplazamiento relativo que sufre un nivel de la edificación respecto a su nivel inferior o siguiente, en particular por la acción del sismo, también está normalizada en el Capítulo 10 de la Norma COVENIN 1756-1:2001, y establece valores límites que para nuestro caso de estudio corresponden al grupo B2 igual a 0,024; observando entonces que en todos los casos de estudio, en los cuales se considera la interacción suelo-estructura se cumple con el máximo valor permitido. Estos se reflejan comparativamente a partir de diagramas mostrados a continuación:

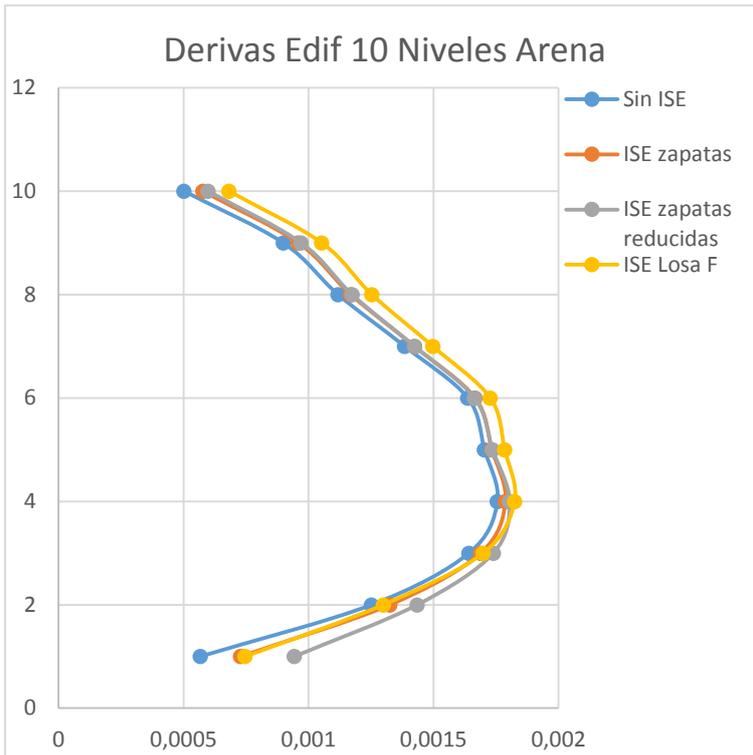


Figura 4.16: Diagrama variación de derivas por nivel para Edificación de 10 niveles sobre arena en los casos de estudio. Nota: Mata R. (2014).

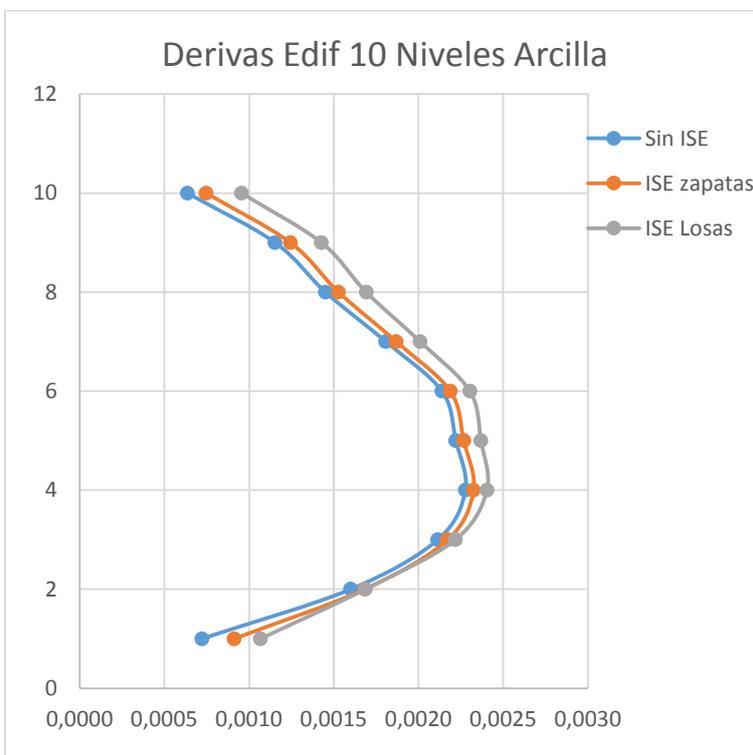


Figura 4.17: Diagrama variación de derivas por nivel para Edificación de 10 niveles sobre arcilla en los casos de estudio. Nota: Mata R. (2014).

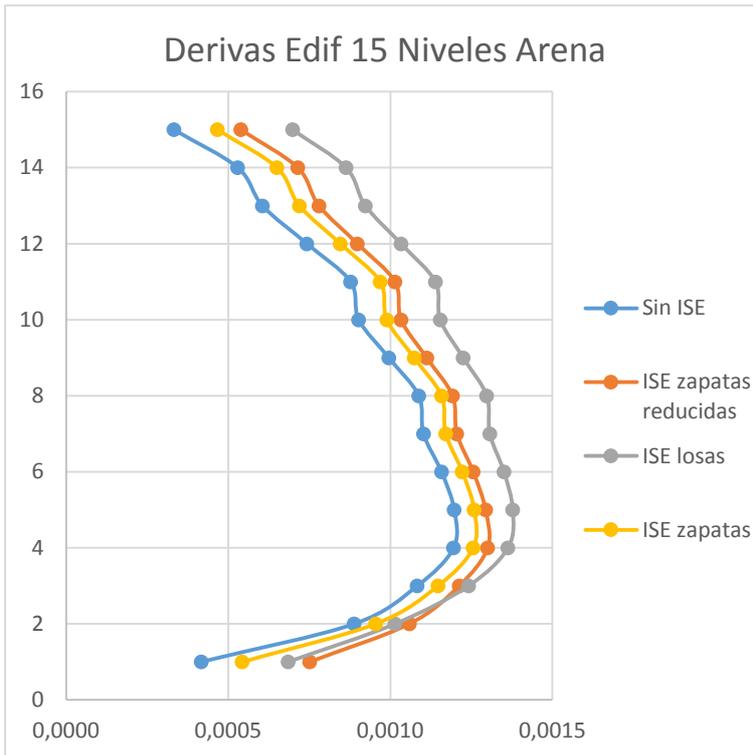


Figura 4.18: Diagrama variación de derivas por nivel para Edificación de 15 niveles sobre arena en los casos de estudio. Nota: Mata R. (2014).

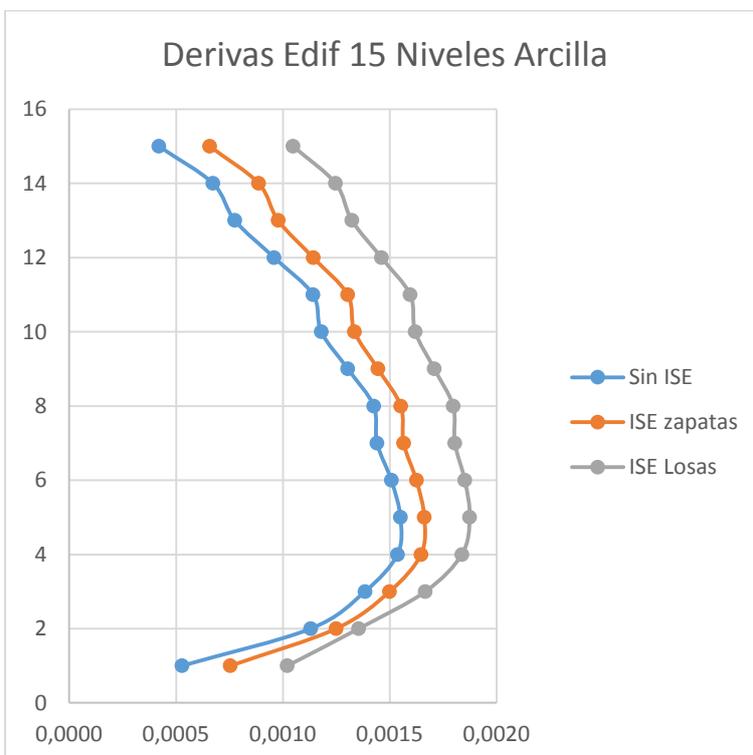


Figura 4.19: Diagrama variación de derivas por nivel para Edificación de 15 niveles sobre arcilla en los casos de estudio. Nota: Mata R. (2014).

Para el caso de las derivas se observa que al incorporar la consideración de la interacción suelo estructura en el análisis de edificaciones esta sufre un incremento que aunque no sobre pasa en ninguno de los casos al valor máximo permitido por la normativa venezolana COVENIN 1756-2001, el aumento de estos valores puede incurrir en fallas de condición de serviciabilidad de la edificación ya que estos mayores desplazamientos relativos pueden causar fallas en fachadas de la edificación y en algunos casos donde se pueda evidenciar la interacción con mayor influencia podría llegar a superar el valor máximo normativo. De igual manera se destaca que para el caso donde la interacción suelo-estructura se evidencia poco, la variación de la misma es pequeña e inclusive para el caso donde se redujeron las dimensiones de las zapatas, se observó que la deriva en comparación a sus dimensiones originales no vario significativamente a diferencia de compararla con el sistema de Losa de fundación con la cual si se apreció mayor disparidad entre las derivas, con mayores valores en el caso del sistema Losa de fundación.

Otro de los factores que deben analizarse de forma comparativa, es el efecto de la introducción de la Interacción Suelo-Estructura de manera explícita, sobre los valores de cortante basal obtenidos. En donde observamos que en todos los casos este valor disminuye, hipótesis que se comprueba con lo establecido inicialmente. Una característica importante que refleja la disminución del cortante basal se produce en el diseño estructural de la edificación, que aunque no será evaluado a profundidad en la presente investigación, se puede comentar que el mismo puede aumentar o disminuir las solicitaciones de los miembros de la edificación que pueden generar diseños más o menos económicos según el caso. En la tabla 5.5 se muestran los valores de cortante basal obtenidos diferenciado por caso y por metodología aplicada.

Tabla 4.30 Valores de cortante basal, diferenciado por caso y por metodología aplicada.

Caso		Metodología tradicional				Incorporacion de la ISE			
		Arena		Arcilla		Arena		Arcilla	
		Vx(ton)	Vy(ton)	Vx(ton)	Vy(ton)	Vx(ton)	Vy(ton)	Vx(ton)	Vy(ton)
M1	10N-Zapata	107,22	114,75	134,9	144,88	104,9	110,06	131,19	137,56
M2	10N-Losa F					102,5	105,24	125,36	126,98
M3	15N-Zapata	189,77	198,18	239,14	249,58	178,34	162,39	217,62	214,79
M4	15N-Losa F					179,06	156,93	189,79	178,86
M5	10N-Zapata R	107,22	114,75	134,9	144,88	103,64	108,06	-	-
M6	15N-Zapata R	189,77	198,18	239,14	249,58	172,45	170,44	-	-

El cortante basal es representado como una fuerza ubicada en la base de la edificación, reaccionante a las fuerzas que actúan sobre la misma, principalmente las horizontales, en este caso el sismo. La disminución de estos valores afecta directamente las dimensiones del sistema de vigas y columnas de la estructura. Se observa a continuación una relación de la disminución de estos valores gráficamente.

Figura 4.20: Diagrama variación del cortante basal en dirección X en arena, para los casos de estudio. Nota: Mata R. (2014).

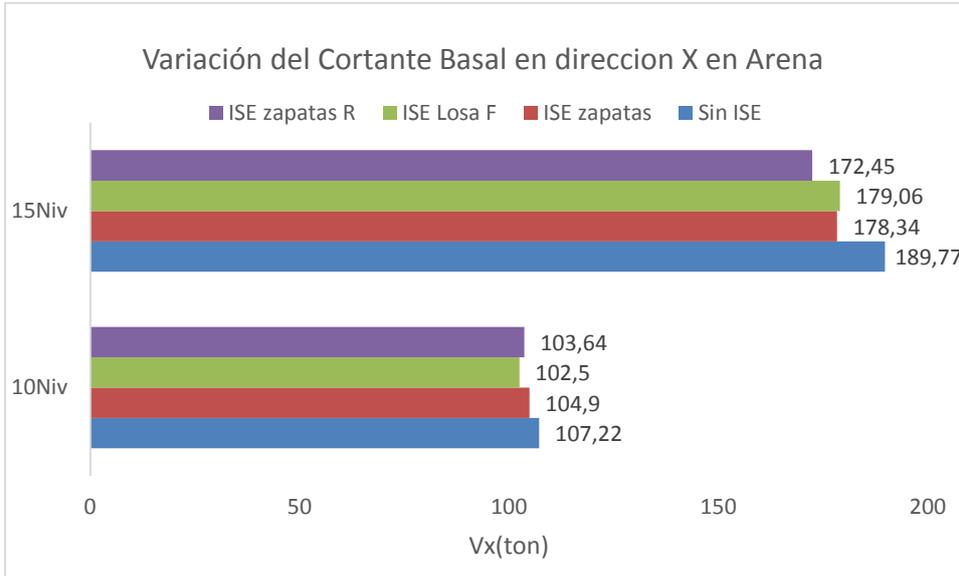


Figura 4.21: Diagrama variación del cortante basal en dirección Y en arena, para los casos de estudio. Nota: Mata R. (2014).

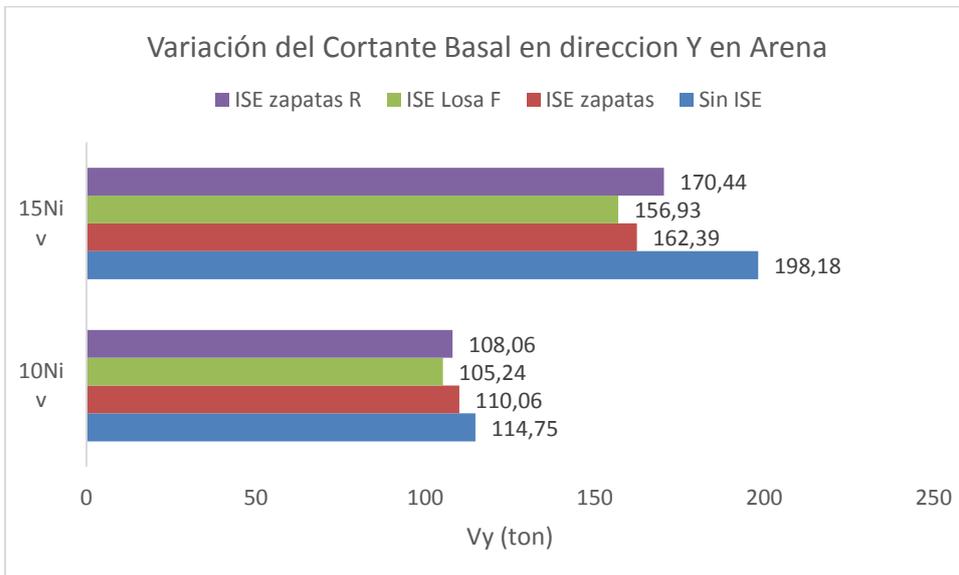


Figura 4.22: Diagrama variación del cortante basal en dirección X en arcilla, para los casos de estudio. Nota: Mata R. (2014).

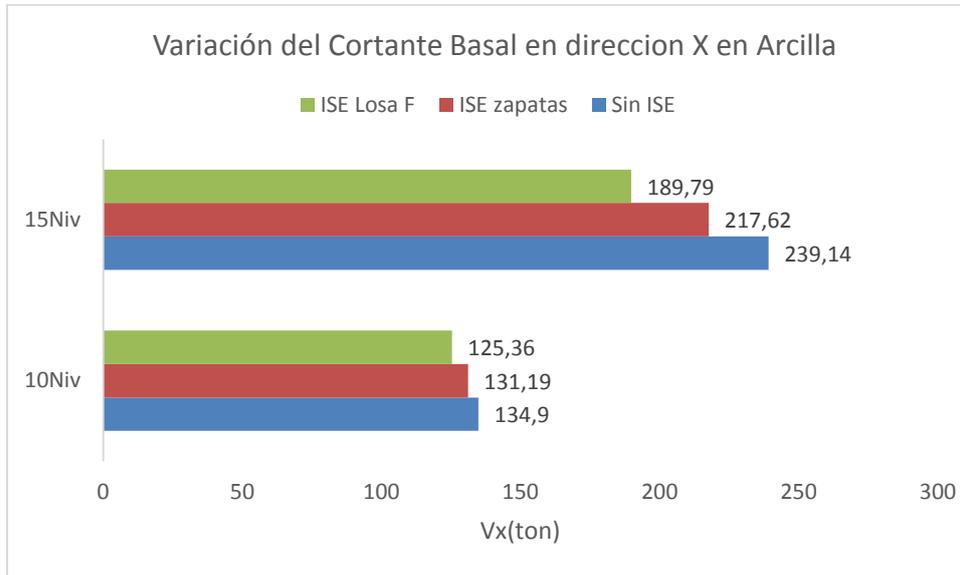
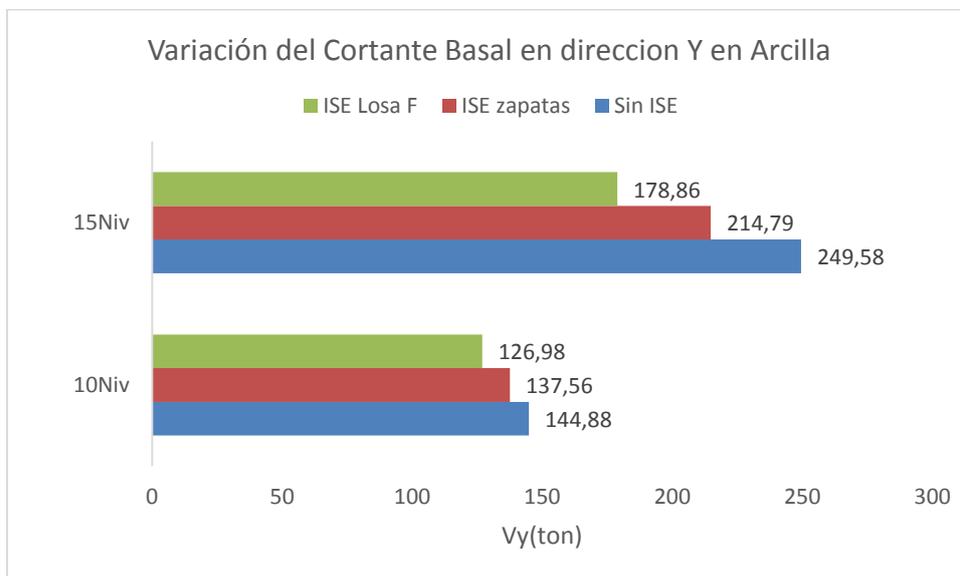


Figura 4.23: Diagrama variación del cortante basal en dirección Y en arcilla, para los casos de estudio. Nota: Mata R. (2014).



Al incorporar los efectos de interacción suelo-estructura en el análisis, el FEMA 356, en el apartado 3.2.6.1, establece que los valores obtenidos de cortante basal no deben presentar reducciones menores al 30% a los generados con el sistema de base rígida. Esta reducción del cortante basal sobre base rígida a base flexible se cuantifico en la tabla 5.6, donde al comparar todas las reducciones obtenidas ninguna supera la máxima permitida

Tabla 4.31. % de disminución del cortante basal de la estructura Vo de base rígida a base flexible, diferenciado por caso y por metodología aplicada

	% Reducción de Vo		
	Zapatatas	Zapatatas Reduc	Losa Fund
10 niveles arena	4,087	5,830	8,288
10 niveles arcilla	5,052	-	12,355
15 niveles arena	9,648	12,983	18,059
15 niveles arcilla	12,806	-	23,956

Sin embargo, estos valores deben ser comparados con los normativos mínimos establecidos por la normativa venezolana COVENIN 1756-1:2001, Capítulo 7. Donde los valores mínimos superan los resultados obtenidos en todos los casos.

En cuanto el momento de volcamiento, el cual es únicamente el momento total que actúa en la base de la edificación debido a la acción del sismo, el cual tiende valga la redundancia a volcar la edificación. EL aumento o disminución de estos valores afecta directamente el diseño del sistema suelo-fundación, al igual que de los elementos de la edificación. En la tabla 5.7 se muestran los valores de momento de volcamiento obtenidos diferenciado por caso y por metodología aplicada.

Tabla 4.32 Valores de momento de volcamiento, diferenciado por caso y por metodología aplicada.

Caso		Metodología tradicional				Incorporación de la ISE			
		Arena		Arcilla		Arena		Arcilla	
		Mx(ton)	My(ton)	Mx(ton)	My(ton)	Mx(ton)	My(ton)	Mx(ton)	My(ton)
M1	10N-Zapata	2258,681	2099,245	2925,127	2718,390	2137,526	2030,094	2754,011	2622,339
M2	10N-Losa F					2019,904	1966,397	2514,331	2483,486
M3	15N-Zapata	5675,567	5418,278	7351,622	7017,869	5011,595	5012,904	6220,427	6310,611
M4	15N-Losa F					4178,850	4418,480	4979,157	5365,982
M5	10N-Zapata R	2258,681	2099,245	2925,127	2718,390	2077,667	1987,333	-	-
M6	15N-Zapata R	5675,567	5418,278	7351,622	7017,869	4674,721	4773,896	-	-

En este factor importante en el comportamiento de la estructura como lo es el momento de volcamiento se observa una disminución en el mismo tras la incorporación de la interacción suelo-estructura con el uso de resortes en la base, en comparación al valor obtenido cuando la edificación se apoya sobre base rígida, aunque no se tienen máximas reducciones permitidas por Norma sobre el momento de volcamiento, se recomienda que este tenga la misma restricción de reducción que el cortante basal (30%) que se cumple para todos los casos. Dicha cuantificación se cuantifico en la tabla 5.8 para cada

caso y metodología de estudio, adicionalmente se presenta gráficamente la variación del momento de volcamiento diferenciada caso y metodología de estudio.

Tabla 4.33. % de disminución del momento de volcamiento de la estructura *Mo* de base rígida a base flexible, diferenciado por caso y por metodología aplicada

	% Reducción de Mo		
	Zapatatas	Zapatatas Reduc	Losa Fund
10 niveles arena	5,364	8,014	10,572
10 niveles arcilla	5,850	-	14,044
15 niveles arena	11,676	15,887	22,149
15 niveles arcilla	14,160	-	27,010

Figura 4.24: Diagrama variación del momento de volcamiento sobre dirección X en arena, para los casos de estudio. Nota: Mata R. (2014).

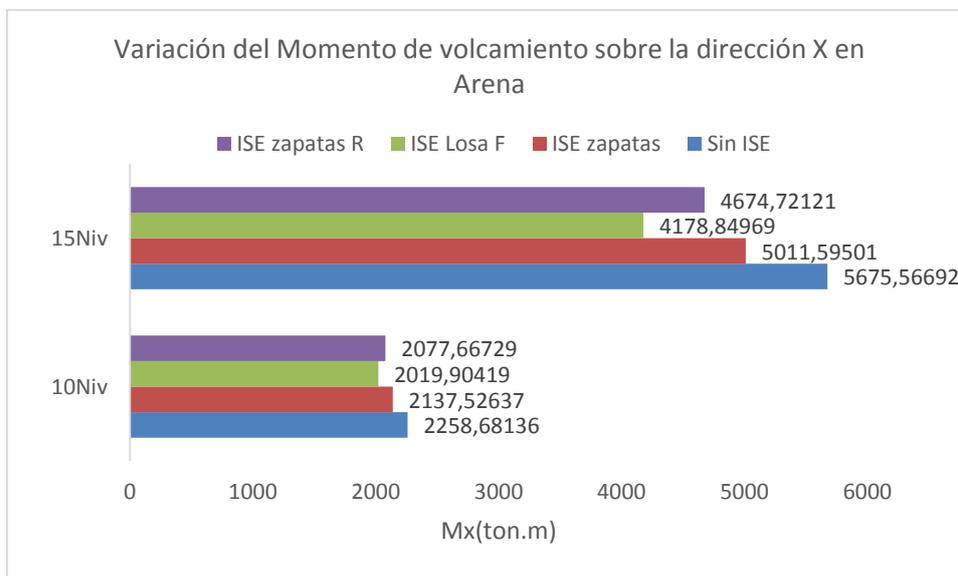


Figura 4.25: Diagrama variación del momento de volcamiento sobre dirección Y en arena, para los casos de estudio. Nota: Mata R. (2014).

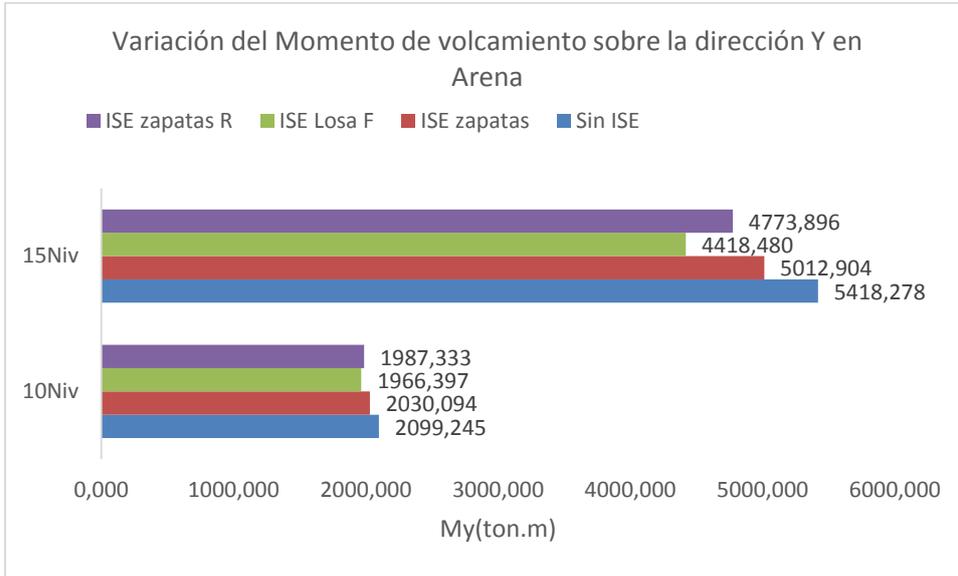


Figura 4.26: Diagrama variación del momento de volcamiento sobre dirección X en arcilla, para los casos de estudio. Nota: Mata R. (2014).

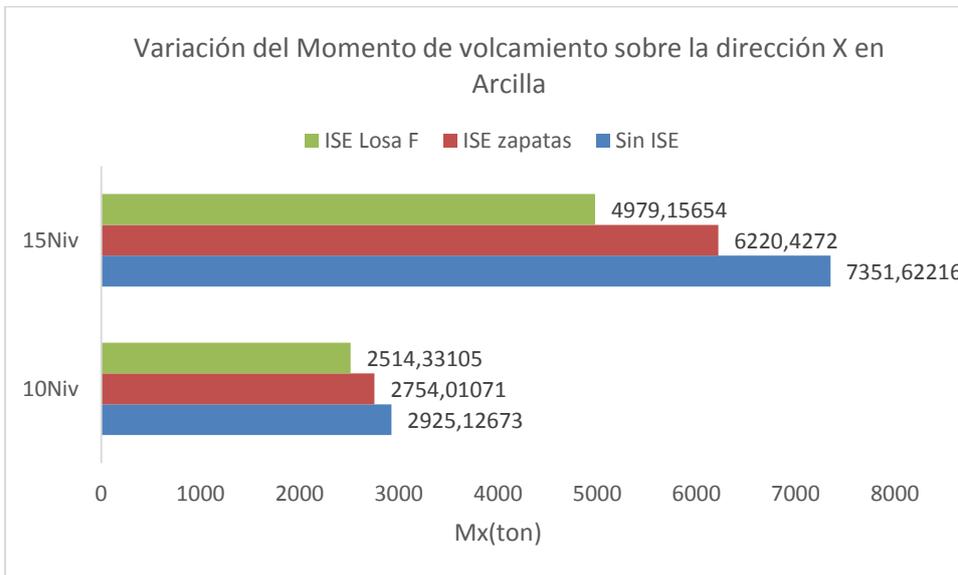
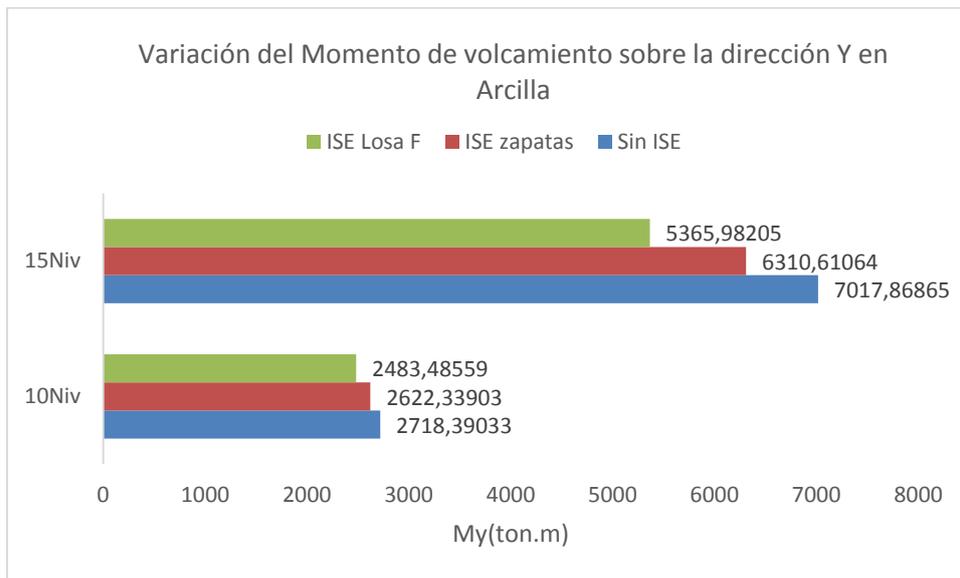


Figura 4.27: Diagrama variación del momento de volcamiento sobre dirección Y en arcilla, para los casos de estudio. Nota: Mata R. (2014).



Estos gráficos denotan como cambiando el sistema suelo-fundación puede evidenciarse más la disminución del momento de volcamiento, lo que resalta el efecto de la interacción suelo-estructura en el análisis de edificaciones. Obteniendo menores momentos de volcamiento en el caso del Sistema suelo-fundación Losas de fundación ya que esta al presentar apoyos más flexibles que tienden a rotar cuando ocurre la acción sísmica, disminuyendo así dicho valor de momento de volcamiento.

En este orden de ideas recapitulando todos los efectos que causa la incorporación de la interacción suelo estructura al análisis de edificaciones tenemos que:

Caso	% Aumento de T			% Aumento de Desplazamiento Lateral			% Reducción de Vo			% Reducción de Mo		
	Zapatas	Zapatas Reduc	Losa Fund	Zapatas	Zapatas Reduc	Losa Fund	Zapatas	Zapatas Reduc	Losa Fund	Zapatas	Zapatas Reduc	Losa Fund
10 niveles arena	4,045	6,966	7,059	4,797	8,253	8,863	4,087	5,830	8,288	5,364	8,014	10,572
10 niveles arcilla	4,200	-	9,980	5,064	-	12,479	5,052	-	12,355	5,850	-	14,044
15 niveles arena	8,222	16,227	28,727	11,697	21,463	36,297	9,648	12,983	18,059	11,676	15,887	22,149
15 niveles arcilla	12,478	-	39,964	17,328	-	49,401	12,806	-	23,956	14,160	-	27,010

Tabla 4.34. Efectos generados por la incorporación de la interacción suelo estructura.

La cual denota que se logró en todos los casos un aumento del periodo fundamental y del desplazamiento máximo de la edificación, además de una reducción del cortante basal y del momento de volcamiento de la estructura. Dichas reducciones en el valor de cortante basal y momento de volcamiento fueron verificadas que no excedan el límite expuesto en el FEMA 440, que establece que las reducciones del cortante basal y momento de volcamiento no deben ser mayores del 30%, con lo cual se está evidenciando que esta metodología permite una optimización del diseño al disminuir las

solicitaciones sin dejar de cumplir los valores y requerimientos normativos para su aplicación.

Análisis de la Varianza de los efectos de la acción sísmica, obtenidos con el Método Tradicional y los Modelos tomando en cuenta la incorporación de Interacción Suelo-Estructura.

El análisis de la varianza de basa en la hipótesis nula fundamental de que no ocurrirá variación significativa del factor estudiado, para el análisis de la varianza se fijó un factor $\alpha= 0,25$, con el que compararemos la probabilidad obtenida para saber si se puede descartar la hipótesis inicial, y saber si el factor ha variado o no.

Periodo de la Estructura (T):

Para el caso de la edificación de 10 niveles se partieron de los siguientes periodos obtenidos:

Tabla 4.35: Valores obtenidos del periodo de la edificación de 10 niveles para los distintos casos y metodologías aplicadas.

Caso	10Niveles-T(s)	
	ARENA	ARCILLA
SIN ISE	1,2906	1,2906
ISE ZAP	1,3428	1,3448
ISE LOSA	1,3817	1,4194
ISE ZAP R	1,3805	

Estableciendo como Hipótesis inicial que no ocurre variación significativa de la variable en estudio, que en este caso se refiere al periodo fundamental de la estructura.

Arrojando el siguiente análisis de la varianza, realizado con un software de última generación.

Tabla 4.36: Análisis de varianza del periodo de la edificación de 10 niveles considerando los distintos casos y metodología de estudio.

Análisis de varianza del Periodo de la Edif de 10 Niveles						
RESUMEN						
<i>Grupos</i>	<i>Cuenta</i>	<i>Suma</i>	<i>Promedio</i>	<i>Varianza</i>		
Columna 1	4	5,3956	1,3489	0,00183683		
Columna 2	3	4,0548	1,3516	0,00418204		
ANÁLISIS DE VARIANZA						
<i>Origen de las variaciones</i>	<i>Suma de cuadrados</i>	<i>Grados de libertad</i>	<i>Promedio de los cuadrados</i>	<i>F</i>	<i>Probabilidad</i>	<i>Valor crítico para F</i>
Entre grupos	1,2497E-05	1	1,2497E-05	0,00450361	0,94909583	6,60789097
Dentro de los grupos	0,01387458	5	0,00277492			
Total	0,01388708	6				

Al obtener que la probabilidad de 0,949 que fue mayor que el factor α (0,25), no se descarta la hipótesis inicial, con lo cual se puede concluir que estadísticamente no ocurrió variación significativa del periodo de la estructura.

Para el caso de la edificación de 15 niveles se partieron de los siguientes periodos obtenidos:

Tabla 4.37: Valores obtenidos del periodo de la edificación de 10 niveles para los distintos casos y metodologías aplicadas.

Caso	15Niveles-T(s)	
	ARENA	ARCILLA
SIN ISE	1,3367	1,3367
ISE ZAP	1,4466	1,5035
ISE LOSA	1,5536	1,8709
ISE ZAP R	1,7207	

Estableciendo como Hipótesis inicial que no ocurre variación significativa de la variable en estudio, que en este caso se refiere al periodo fundamental de la estructura.

Arrojando el siguiente análisis de la varianza, realizado con un software de última generación.

Tabla 4.38: Análisis de varianza del periodo de la edificación de 15 niveles considerando los distintos casos y metodología de estudio.

Análisis de varianza del Periodo de la Edif de 15 Niveles						
RESUMEN						
Grupos	Cuenta	Suma	Promedio	Varianza		
Columna 1	4	6,0576	1,5144	0,02675682		
Columna 2	3	4,7111	1,57036667	0,07469577		
ANÁLISIS DE VARIANZA						
Origen de las variaciones	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Promedio de los cuadrados	F	Probabilidad	Valor crítico para F
Entre grupos	0,0053696	1	0,0053696	0,11690227	0,74632104	1,6924684
Dentro de los grupos	0,22966201	5	0,0459324			
Total	0,23503161	6				

Al obtener que la probabilidad de 0,746 que fue mayor que el factor α (0,25), no se descarta la hipótesis inicial, con lo cual se puede concluir que estadísticamente no ocurrió variación significativa del periodo de la estructura.

Desplazamiento Lateral Máximo:

Para el caso de la edificación de 10 niveles se partieron de los siguientes desplazamientos obtenidos:

Tabla 4.39: Valores obtenidos del desplazamiento lateral máximo de la edificación de 10 niveles para los distintos casos y metodologías aplicadas.

Caso	10Niveles-Desplz(cm)	
	ARENA	ARCILLA
SIN ISE	3,7381	4,8346
ISE ZAP	3,9174	5,0794
ISE LOSA	4,0694	5,4379
ISE ZAP R	4,0466	

Estableciendo como Hipótesis inicial que no ocurre variación significativa de la variable en estudio, que en este caso se refiere al desplazamiento lateral máximo de la estructura.

Arrojando el siguiente análisis de la varianza, realizado con un software de última generación.

Tabla 4.40: Análisis de varianza del desplazamiento lateral máximo de la edificación de 10 niveles considerando los distintos casos y metodología de estudio.

Análisis de varianza del desplazamiento máximo de la Edif de 10 Niveles						
RESUMEN						
Grupos	Cuenta	Suma	Promedio	Varianza		
Columna 1	4	15,7715	3,942875	0,02311641		
Columna 2	3	15,3519	5,1173	0,09207003		
ANÁLISIS DE VARIANZA						
Origen de las variaciones	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Promedio de los cuadrados	F	Probabilidad	Valor crítico para F
Entre grupos	2,36446985	1	2,36446985	46,6384571	0,00102686	1,6924684
Dentro de los grupos	0,25348929	5	0,05069786			
Total	2,61795914	6				

Al obtener que la probabilidad de 0,001 que fue menor que el factor α (0,25), se descarta la hipótesis inicial, con lo cual se puede concluir que estadísticamente ocurrió variación del desplazamiento lateral máximo de la estructura.

Para el caso de la edificación de 15 niveles se partieron de los siguientes desplazamientos obtenidos:

Tabla 4.41: Valores obtenidos del desplazamiento lateral máximo de la edificación de 15 niveles para los distintos casos y metodologías aplicadas.

Caso	15Niveles-Desplz(cm)	
	ARENA	ARCILLA
SIN ISE	3,9342	5,0855
ISE ZAP	4,3944	5,9667
ISE LOSA	5,3622	7,5978
ISE ZAP R	4,7786	

Estableciendo como Hipótesis inicial que no ocurre variación significativa de la variable en estudio, que en este caso se refiere al desplazamiento lateral máximo de la estructura.

Arrojando el siguiente análisis de la varianza, realizado con un software de última generación.

Tabla 4.42: Análisis de varianza del desplazamiento lateral máximo de la edificación de 15 niveles considerando los distintos casos y metodología de estudio.

Análisis de varianza del desplazamiento máximo de la Edif de 15 Niveles						
RESUMEN						
Grupos	Cuenta	Suma	Promedio	Varianza		
Columna 1	4	18,4694	4,61735	0,36573457		
Columna 2	3	18,65	6,21666667	1,62477532		
ANÁLISIS DE VARIANZA						
Origen de las variaciones	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Promedio de los cuadrados	F	Probabilidad	Valor crítico para F
Entre grupos	4,38482366	1	4,38482366	5,04379049	0,07466563	1,6924684
Dentro de los grupos	4,34675436	5	0,86935087			
Total	8,73157801	6				

Al obtener que la probabilidad de 0,074 que fue menor que el factor α (0,25), se descarta la hipótesis inicial, con lo cual se puede concluir que estadísticamente ocurrió variación del desplazamiento lateral máximo de la estructura.

Cortante Basal:

Para el caso de la edificación de 10 niveles se partieron de los siguientes cortantes obtenidos:

Tabla 4.43: Valores obtenidos del cortante basal de la edificación de 10niveles para los distintos casos y metodologías aplicadas.

Caso	10Niveles-Vo(ton)	
	ARENA	ARCILLA
SIN ISE	114,75	144,88
ISE ZAP	110,06	137,56
ISE LOSA	105,24	126,98
ISE ZAP R	108,06	

Estableciendo como Hipótesis inicial que no ocurre variación significativa de la variable en estudio, que en este caso se refiere al Cortante Basal de la estructura.

Arrojando el siguiente análisis de la varianza, realizado con un software de última generación.

Tabla 4.44: Análisis de varianza del cortante basal de la edificación de 10 niveles considerando los distintos casos y metodología de estudio.

Análisis de varianza del Cortante basal de la Edif de 10 niveles						
RESUMEN						
Grupos	Cuenta	Suma	Promedio	Varianza		
Columna 1	4	438,11	109,5275	16,031425		
Columna 2	3	409,42	136,473333	80,9881333		
ANÁLISIS DE VARIANZA						
Origen de las variaciones	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Promedio de los cuadrados	F	Probabilidad	Valor crítico para F
Entre grupos	1244,70503	1	1244,70503	29,6258823	0,00284203	1,6924684
Dentro de los grupos	210,070542	5	42,0141083			
Total	1454,77557	6				

Al obtener que la probabilidad de 0,0028 que fue menor que el factor α (0,25), se descarta la hipótesis inicial, con lo cual se puede concluir que estadísticamente ocurrió variación del cortante basal de la estructura.

Para el caso de la edificación de 15 niveles se partieron de los siguientes cortantes obtenidos:

Tabla 4.45: Valores obtenidos del cortante basal de la edificación de 15niveles para los distintos casos y metodologías aplicadas.

Caso	15Niveles-Vo(ton)	
	ARENA	ARCILLA
SIN ISE	198,18	249,58
ISE ZAP	179,06	217,62
ISE LOSA	162,39	189,79
ISE ZAP R	172,45	

Estableciendo como Hipótesis inicial que no ocurre variación significativa de la variable en estudio, que en este caso se refiere al Cortante Basal de la estructura.

Arrojando el siguiente análisis de la varianza, realizado con un software de última generación.

Tabla 4.46: Análisis de varianza del cortante basal de la edificación de 15 niveles considerando los distintos casos y metodología de estudio.

Análisis de varianza del Cortante basal de la Edif de 15 niveles						
RESUMEN						
Grupos	Cuenta	Suma	Promedio	Varianza		
Columna 1	4	712,08	178,02	227,609667		
Columna 2	3	656,99	218,996667	895,132433		
ANÁLISIS DE VARIANZA						
Origen de las variaciones	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Promedio de los cuadrados	F	Probabilidad	Valor crítico para F
Entre grupos	2878,43522	1	2878,43522	5,81950256	0,06068662	1,6924684
Dentro de los grupos	2473,09387	5	494,618773			
Total	5351,52909	6				

Al obtener que la probabilidad de 0,0606 que fue menor que el factor α (0,25), se descarta la hipótesis inicial, con lo cual se puede concluir que estadísticamente ocurrió variación del cortante basal de la estructura.

Momento de volcamiento:

Para el caso de la edificación de 10 niveles se partieron de los siguientes momentos de volcamiento obtenidos:

Tabla 4.47: Valores obtenidos del momento de volcamiento de la edificación de 10 niveles para los distintos casos y metodologías aplicadas.

Caso	10Niveles-Mo(ton.m)	
	ARENA	ARCILLA
SIN ISE	2258,68136	2925,12673
ISE ZAP	2137,52	2754,01071
ISE LOSA	2019,90419	2514,33105
ISE ZAP R	2077,66729	

Estableciendo como Hipótesis inicial que no ocurre variación significativa de la variable en estudio, que en este caso se refiere al Momento de Volcamiento de la estructura.

Arrojando el siguiente análisis de la varianza, realizado con un software de última generación.

Tabla 4.48: Análisis de varianza del momento de volcamiento de la edificación de 10 niveles considerando los distintos casos y metodología de estudio.

Análisis de varianza del momento de volcamiento de la Edif de 10 Niveles						
RESUMEN						
Grupos	Cuenta	Suma	Promedio	Varianza		
Columna 1	4	8493,77284	2123,44321	10434,4256		
Columna 2	3	8193,46849	2731,15616	42580,0204		
ANÁLISIS DE VARIANZA						
Origen de las variaciones	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Promedio de los cuadrados	F	Probabilidad	Valor crítico para F
Entre grupos	633111,486	1	633111,486	27,1807252	0,00342831	1,6924684
Dentro de los grupos	116463,318	5	23292,6635			
Total	749574,804	6				

Al obtener que la probabilidad de 0,0034 que fue menor que el factor α (0,25), se descarta la hipótesis inicial, con lo cual se puede concluir que estadísticamente ocurrió variación del momento de volcamiento de la estructura.

Para el caso de la edificación de 15 niveles se partieron de los siguientes momentos de volcamiento obtenidos:

Tabla 4.49: Valores obtenidos del momento de volcamiento de la edificación de 15 niveles para los distintos casos y metodologías aplicadas.

Caso	15Niveles-Mo(ton.m)	
	ARENA	ARCILLA
SIN ISE	5675,56692	7351,62216
ISE ZAP	5012,9	6310,61064
ISE LOSA	4418,48038	5365,98205
ISE ZAP R	4773,8961	

Estableciendo como Hipótesis inicial que no ocurre variación significativa de la variable en estudio, que en este caso se refiere al Momento de Volcamiento de la estructura.

Arrojando el siguiente análisis de la varianza, realizado con un software de última generación.

Tabla 4.50: Análisis de varianza del momento de volcamiento de la edificación de 15 niveles considerando los distintos casos y metodología de estudio.

Análisis de varianza del momento de volcamiento de la Edif de 15 Niveles						
RESUMEN						
<i>Grupos</i>	<i>Cuenta</i>	<i>Suma</i>	<i>Promedio</i>	<i>Varianza</i>		
Columna 1	4	8493,77284	2123,44321	10434,4256		
Columna 2	3	8193,46849	2731,15616	42580,0204		
ANÁLISIS DE VARIANZA						
<i>Origen de las variaciones</i>	<i>Suma de cuadrados</i>	<i>Grados de libertad</i>	<i>Promedio de los cuadrados</i>	<i>F</i>	<i>Probabilidad</i>	<i>Valor crítico para F</i>
Entre grupos	633111,486	1	633111,486	27,1807252	0,00342831	1,6924684
Dentro de los grupos	116463,318	5	23292,6635			
Total	749574,804	6				

Al obtener que la probabilidad de 0,0034 que fue menor que el factor α (0,25), se descarta la hipótesis inicial, con lo cual se puede concluir que estadísticamente ocurrió variación del momento de volcamiento de la estructura.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

El tomar en consideración la interacción suelo estructura en la metodología análisis estructural de edificaciones, nos permite conocer de manera más precisa un comportamiento más real de las edificaciones entre tantas simplificaciones que se hacen para el mismo, debido a que con esta se establece que la edificación no se encuentra apoyada en un medio rígido es decir completamente indeformable, lo que supone un comportamiento diferente al de la realidad que aunque ha arrojado muy buenos resultados, no representa de mejor manera la realidad, para esto la interacción suelo estructura considera que este medio si es deformable y que dependerá del sistema suelo-fundación que es el que le dará a la edificación el apoyo adecuado para un correcto control de la capacidad portante del sistema y los asentamientos que ahí existirán, lo cual representa un apoyo flexible; traduciéndose al final en un incremento del periodo de la estructura, aumento de los desplazamiento laterales máximos y reducción del cortante basal y el momento de volcamiento de la edificación. Para tomar en cuenta la consideración de la interacción suelo-estructura existen diversas metodologías, como son la propuesta por la NERHP con la reducción del espectro de respuesta, la metodología explícita que propone el colocar resortes en los apoyos de la edificación ajustados por funciones de impedancia estáticas en donde se considera la rigidez y dinámicas en donde se considera el amortiguamiento del sistema suelo-fundación, la metodología explícita simplificada el cual de igual manera propone colocar resortes en los apoyos de la edificación pero estos solo ajustados a partir de funciones de impedancia estáticas que solo consideran la rigidez del sistema suelo-fundación mas no su amortiguamiento y por último la metodología utilizando el método de los elementos finitos el cual representa de manera más real el medio del sistema suelo-fundación, evidenciando de manera más precisa la interacción suelo-estructura.

La elección de la metodología para tomar en consideración en el análisis de edificaciones la interacción suelo-estructura en la presente investigación, en donde se hizo uso de la metodología explícita simplificada, ajustando la rigideces de los resortes de los apoyos, mediante las funciones de impedancias propuestas por Gazetas(1991) tomando de ellas solo la parte estática que como ya se comentó representa la rigidez del sistema suelo-fundación , lo cual evidencia más específicamente la interacción suelo-estructura inercial causada por la diferencia de rigideces existente entre la estructura y el sistema suelo-fundación. Se seleccionó debido a la Simplificación del procedimiento y cálculos que la misma amerita.

En la presente investigación se diseñaron dos edificaciones de plantas iguales, con dos variantes del sistema suelo-fundación con Zapatas y con Losas de fundación, ambas

analizadas sobre dos estratigrafías diferentes arenosa y arcillosa, adicionalmente se estudió un tercer caso de sistema suelo-fundación en el cual a las Zapatas apoyadas sobre arena se le redujeron sus dimensiones para observar las ventajas o desventajas de disminuir el factor de seguridad de capacidad portante del sistema suelo-fundación y que luego se toma en cuenta ello para la consideración de la interacción suelo-estructura en el análisis de edificaciones, ya que menores dimensiones de sistema de fundación conllevan apoyos más flexibles en la base de la edificación. Las Edificaciones de 10 y 15 niveles están denotadas por los casos de estudio según su sistema de fundación por los casos M1,M2,M3,M4,M5 y M6 , y la estratigrafía de suelo considerada ya sea el estrato arenoso o el estrato arcilloso, están denotados por los casos A y B respectivamente.

En el análisis de cada edificación se aplicó la metodología tradicional según lo establecido en la normativa venezolana COVENIN 1756-2001, cuyo tratamiento típico de los vínculos de apoyo de la edificación se toman como rígidos y la metodología explícita simplificada que incorpora la consideración de la interacción suelo-estructura directamente en el análisis, mediante la modificación del vínculo de apoyo de rígido a flexible. Para ello fue necesario determinar ciertos parámetros del suelo, como fueron el módulo de cortante dinámico del suelo, el cual de su valor máximo se asumió en conformidad a estudios anteriores una degradación del 75% y 70% para el estrato arenoso y para el estrato arcillosos respectivamente, debido a que la acción sísmica actuante, según la zona sísmica de estudio, alcanzan aceleraciones máximas del terreno alrededor de 0,30g lo que justifica dicha reducción; adicionalmente entre los datos geotécnicos se tiene un coeficiente de poisson (ν) de 0,30 para arena y 0,40 para arcilla.

Las edificaciones fueron modeladas en el software de análisis estructural ETABS, por su velocidad y asertividad en el cálculo de estructuras. Por otra parte, el espectro de respuesta utilizado para caracterizar la acción sísmica actuante, de los modelos analizados por el método tradicional y los modelos analizados por la metodología explícita simplificada que incorpora la consideración de la interacción suelo-estructura, fue calculado por la normativa venezolana COVENIN 1756:2001. Una vez modeladas las estructuras se procedió a una recolección, comparación y análisis de la varianza de datos entre los cuales se encuentran: el período de vibración de la estructura, el desplazamiento lateral máximo, la deriva, el cortante basal y el momento de volcamiento.

Tras comparar y analizar la varianza de los resultados obtenidos, se llegaron a las siguientes conclusiones:

- La caracterización de la acción sísmica fue obtenida según lo establecido en la Norma COVENIN 1756-1:2001, la cual representa una acción sísmica con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, para un periodo de retorno de 475años, en cuanto sus aceleraciones máximas probables. Considerando

además el suelo sobre la cual se está apoyando la edificación lo que modifica la acción por efectos de sitio, adicionalmente al considerar que la edificación está en capacidad de disipar parte de la demanda que actúe sobre la edificación en función de la ductilidad que ella pueda aportar, causa adicionalmente una reducción de la acción sísmica actuante de diseño.

- La interacción suelo-estructura representa una manera de considerar el vínculo sobre el cual se está apoyando una estructura de manera deformable a diferencia de la metodología tradicional que considera a este como rígido totalmente indeformable. La interacción suelo-estructura se basa en que existe una diferencia de rigideces entre la estructura y el sistema suelo-fundación y adicionalmente existe diferencias entre el movimiento que se genera entre la estructura y el sistema suelo-fundación, ya que comúnmente los sistemas de fundación sufren asentamientos que no son contemplados en el análisis de la edificación. Su consideración adicionalmente incurre en un mecanismo adicional para la disipación de energía para la estructura ya que se considera que el sistema suelo-fundación posee características físicas y mecánicas, que lo hacen estar en capacidad parte de la energía que entre a la superestructura.

- El valor del periodo de la estructura de base rígida, al cambiarlo a base flexible con la incorporación de los resortes en la base a fin de considerar la interacción suelo-estructura en el análisis de edificaciones, aumenta y medida que la base se hace más flexible. La flexibilidad de la base dependerá del sistema suelo-fundación y de las características de los mismos como son las dimensiones de la fundación y el módulo de cortante dinámico del suelo, que afectaran directamente las rigideces de los resortes. Comparativamente para las edificaciones apoyadas en el estrato arcilloso se obtuvo mayor aumento del periodo que para las edificaciones apoyadas en el estrato arenoso; adicionalmente para las edificaciones en que el sistema suelo-fundación utilizado fue losa de fundación, ocurrió un mayor incremento del periodo que para las edificaciones fundadas en zapatas. Para el caso adicional en el que se considera la reducción de las dimensiones de las zapatas en el estrato arenoso, buscando economizar el diseño, y hacerlo menos conservador se obtuvo mayor incremento del periodo de la estructura que el incremento obtenido con las zapatas originales, esto se debe a que mientras más flexible sea la base de la edificación mayor amplitud de vibración tendrá lo que lleva a tener un mayor periodo y la flexibilidad de la base no solo depende del suelo sobre el que apoye sino además del sistema de fundación que como se redujeron sus dimensiones se hizo más flexible la base. Estadísticamente mediante el análisis de varianza se obtuvo que el periodo no vario significativamente de manera general, aunque si

se obtuvieron variaciones que a nivel estructural resultan significantes, posiblemente para más modelos de análisis pueda arrojar mayor variación estadística, solo hay que tomar una mayor muestra a analizar.

	% Aumento de T		
	Zapatas	Zapatas Reduc	Losa Fund
10 niveles arena	4,045	6,966	7,059
10 niveles arcilla	4,200	-	9,980
15 niveles arena	8,222	16,227	28,727
15 niveles arcilla	12,478	-	39,964

Tabla 5.1: Porcentaje de Aumento del Periodo de la Edificación para cada caso de estudio analizado.

- Los valores del desplazamiento lateral máximo para los casos donde se incorporó los efectos de interacción suelo-estructura, aumentaron con respecto a los obtenidos con la metodología tradicional. Esto debido a que tras el incremento del periodo de las edificaciones por la modificación del vínculo de apoyo de rígido a flexible, ocurre un aumento en la amplitud de vibración lo que causara un incremento directo en los desplazamientos. Este incremento en los desplazamientos fue mayor en el estrato arcilloso en comparación con el estrato arenoso, ya que además de ser más flexible incorpora una mayor acción sísmica que en el arenoso, debido a los efectos de sitio que caracteriza a esta litología.

	% Aumento de Desplazamiento Lateral		
	Zapatas	Zapatas Reduc	Losa Fund
10 niveles arena	4,797	8,253	8,863
10 niveles arcilla	5,064	-	12,479
15 niveles arena	11,697	21,463	36,297
15 niveles arcilla	17,328	-	49,401

Tabla 5.2: Porcentaje de Aumento del Desplazamiento Lateral máximo de la Edificación para cada caso de estudio analizado.

- Las derivas obtenidas para la estructura apoyada sobre base flexible fueron mayores a las obtenidas para base rígida, lo que representa que la interacción suelo-estructura causa un incremento directo las derivas, este incremento se

evidencio más en el estrato arcilloso que arenoso. De igual manera al variar el sistema suelo-fundación en las edificaciones, se denota que para las edificaciones fundadas con Losa de fundación se obtuvieron mayores incrementos de deriva que para las edificaciones fundadas en zapatas.

- En todos los casos de estudio, los valores de cortante basal generados por la metodología de interacción suelo-estructura disminuyen, pero a medida que la rigidez relativa de fundación aumenta, se evidencia más la consideración de la interacción suelo-estructura, especialmente en edificios altos con suelos blandos, hasta aproximadamente un 24% en el caso de la edificación de 15 niveles apoyada en el sistema losa de fundación sobre el estrato arcilloso, con respecto a los calculados por la metodología tradicional y la menor reducción obtenida fue del 4%, para la edificación de 10 niveles apoyada en el sistema de zapatas sobre el estrato arenoso. Por lo tanto, debido a esos resultados, se pudo apreciar que el sistema estructural analizado es menos rígido, por lo cual se afectan directamente el dimensionado del sistema de vigas y columnas de la estructura, traduciendo esto en cambios en el diseño estructural. En ninguno de los casos se observó que la reducción del cortante basal excedió el 30% del valor normativo, las mayores reducciones se obtuvieron para el sistema Losa de fundación en comparación al sistema de zapatas donde fue poco significativa dicha reducción, esto puede deberse a que las ecuaciones aquí utilizadas para determinar las rigideces de los resortes no consideran el amortiguamiento del sistema suelo-fundación que puede causar una mayor disipación de energía en el sistema, causando mayor disminución del cortante basal.

	% Reducción de V_0		
	Zapatas	Zapatas Reduc	Losa Fund
10 niveles arena	4,087	5,830	8,288
10 niveles arcilla	5,052	-	12,355
15 niveles arena	9,648	12,983	18,059
15 niveles arcilla	12,806	-	23,956

Tabla 5.3: Porcentaje de Disminución del Cortante Basal de la Edificación para cada caso de estudio analizado.

- Los valores de momento de volcamiento generados por la metodología de interacción suelo-estructura disminuyen, pero a medida que la rigidez relativa de fundación aumenta, se evidencia más la consideración de la interacción suelo-estructura, especialmente en edificios altos con suelos blandos, hasta aproximadamente un 27% en el caso de la edificación de 15 niveles apoyada en el sistema losa de fundación sobre el estrato arcilloso, con respecto a los calculados por la metodología tradicional y la menor reducción obtenida fue del 6%, para la edificación de 10 niveles apoyada en el sistema de zapatas sobre el estrato arenoso. Por lo tanto, debido a esos resultados, se pudo apreciar que el sistema estructural analizado es menos rígido, por lo cual se afectan directamente el dimensionado del sistema de vigas y columnas de la estructura, traduciendo esto en cambios en el diseño estructural. En ninguno de los casos se observó que la reducción del momento de volcamiento excedió el 30% del valor normativo recomendado, las mayores reducciones se obtuvieron para el sistema Losa de fundación en comparación al sistema de zapatas donde fue poco significativa dicha reducción, esto puede deberse a que las ecuaciones aquí utilizadas para determinar las rigideces de los resortes no consideran el amortiguamiento del sistema suelo-fundación que puede causar una mayor disipación de energía en el sistema, causando mayor disminución del momento de volcamiento.

	% Reducción de Mo		
	Zapatas	Zapatas Reduc	Losa Fund
10 niveles arena	5,364	8,014	10,572
10 niveles arcilla	5,850	-	14,044
15 niveles arena	11,676	15,887	22,149
15 niveles arcilla	14,160	-	27,010

Tabla 5.4: Porcentaje de Disminución del Momento de Volcamiento de la Edificación para cada caso de estudio analizado.

- En cuanto al amortiguamiento total del sistema compuesto por el amortiguamiento aportado por la estructura más el aportado por el sistema suelo-fundación, la incorporación de la interacción suelo-estructura en el análisis de las edificaciones, causa un incremento del amortiguamiento total del sistema, ya que la estructura disipa una mayor parte de la energía que sobre ella actúa, con la flexibilización del vínculo de apoyo, lo cual hace a la edificación más dúctil, debido a la deformación adicional que se permite en la base sin perder apreciablemente resistencia o rigidez de la estructura, reflejándose finalmente

en la disminución del cortante basal y momento de volcamiento. La utilización de fundaciones de menores dimensiones, al reducir el factor de seguridad de las mismas, se traduce en apoyos más flexibles, que pueden generar mayores disminuciones del cortante basal y del momento de volcamiento, representado una medida de disipación de energía que se podría utilizar, si se es utilizada con un correcto criterio de disminución del factor de seguridad y una correcta aplicación de la flexibilización en la base. Todo esto aplicable a estructuras regulares debido a lo establecido en la normativa venezolana COVENIN 1756-2001.

Recomendaciones

- Estudiar de qué manera se puede considerar la reducción del módulo de cortante dinámico del suelo, de manera no lineal para que la consideración de la interacción suelo-estructura para tener un comportamiento más real cuando se ejerza la acción sísmica.
- Ampliar las investigaciones sobre otros procedimientos que incluyan la interacción suelo-estructura en edificaciones regulares, apoyándose en metodologías internacionales.
- Estudiar los efectos de incorporar de la interacción suelo-estructura de manera explícita con el uso de funciones de impedancia estáticas y dinámicas para considerar el amortiguamiento del sistema suelo-fundación en el análisis de edificaciones
- Incorporar los efectos de la Interacción Suelo-Estructura como una metodología aplicable y explícita en la normativa venezolana, formulando limitaciones cónsonas.
- Estudiar el efecto de la interacción suelo-estructura en edificaciones irregulares, y los efectos que se generarían.
- Estudiar la consideración de la interacción suelo-estructura con el uso de la metodología explícita pero calibrando los resortes a partir de otras teorías de calibración de funciones de impedancia a las utilizadas en este estudio.
- Estudiar un mayor número de edificaciones para obtener mayor data de análisis, obteniendo resultados estadísticos más confiables y exactos.

Bibliografía

- Applied Technology Council (ATC-40). (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Volume 1*. State of California. USA.
- Aviles, J y Fernandez, L, (2008). Efectos de Interacción Suelo-Estructura en Edificios con Planta Baja. México. Recuperado el día 3 de Diciembre del 2013, de <http://www.smis.org.mx/rsmis/n79/FernandezAviles.pdf>
- Borja y Pretell. Comparación de Curvas del Módulo de Corte con Resultados Triaxiales Cíclicos y Análisis de Respuesta Sísmica. Recuperado el 1 de Marzo del 2014, de <http://www.acreditacionfic.uni.edu.pe/files/CURVASMODOCORTE.pdf>
- Das, B (1999) Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Sacramento, EEUU.
- Díaz, A. (2005) Dinámica de Suelos. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA) (October 1997). *NEHRP Guideline for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA Publication 273)*. Washington, D.C., USA.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA). (November 2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.(FEMA Publication 356)* Washington, D.C. USA. 172
- Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2003).*NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings.(FEMA Publication 450)* Washington, D.C. USA.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA). (June 2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures.(FEMA Publication 440)*. Washington, D.C. USA.
- Gazetas G. (September 1991): "Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations Journal of Geotechnical Engineering" *J. Geotech. Engrg., ASCE*, 117(9). Geneva, Switzerland.
- Gazetas, G. (September 2006). *Seismic Design of Foundations and Soil-Structure Interaction*. Geneva, Switzerland.
- Grases, J. Principios de ingeniería estructural en zonas sísmicas. Recuperado el día 20 de Noviembre del 2013, de <http://www.angelfire.com/nt/terremotos/ingenieriaestructural.html>
- Lambe, T y Whitman, G (1993). Mecánica de Suelos.
- Norma Venezolana COVENIN FONDONORMA 1753:2006, Proyectos y Construcción de Obras en Concreto Estructural.
- Norma Venezolana COVENIN 1756:2001, Edificaciones Sismorresistentes, Requisitos y Comentarios.

- Norma Venezolana COVENIN 2002-88, Criterio y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones.
- Rodríguez S, M. (2005). Caracterización de la Respuesta Sísmica de los Suelos. Editorial: Universidad Politècnica de Cataluña. Barcelona, España.
- Safina, S. (1996). *Relationship Soil-Structures Upon Fundamental Dynamic Properties of Ordinary Buildings*.
- Safina, S. (1999). Evaluación de los Efectos de Interacción Suelo-Estructura sobre la Determinación de las Propiedades Dinámicas Fundamentales de Edificaciones Regulares. Caracas, Venezuela.
- Safina, S. y López, O.A. (2005). Desarrollo de una Metodología Simplificada para Evaluar los Efectos de Interacción Suelo-Estructura sobre las Propiedades Dinámicas de Edificaciones Regulares. XV Congreso Nacional Ingeniería Sísmica. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C. México.
- Safina, S (2012). Incorporación de los efectos de Interacción Suelo-Estructura en el Diseño de las Edificaciones Regulares. Caracas, Venezuela.
- Soriano, A. (1989) Interacción suelo-estructura. Modificación del movimiento. Madrid, España.
- Soriano, A . Facultad de Ingeniería, U.N.L.P. Flexibilidad y Rigidez. Recuperado el 3 de Octubre del 2013, de <http://www.ing.unlp.edu.ar/estruc3b/flr.pdf>
- Stewart, J., Seed, R., Fenves, G. (1998) *Empirical Evaluation of Inertial Soil-Structure Interaction Effects*. University of California. USA.
- Stewart, J., Fenves, G., Seed, R. (January 1999a). *Seismic soil-structure interaction in buildings.I: Analytical Aspects*. Recuperado el día 3 de octubre del 2013, de <http://repositories.cdlib.org/postprints/2553174>
- Stewart J, Seunghyun Kim, Jacobo Bielak, Ricardo Dobry, and Maurice S. Power, (August 2003). *Revisions to Soil-Structure Interaction Procedures in NEHRP Design Provisions*. Posted at the Scholarship California, USA.
- Tiznado, J (2012) Comportamiento Sísmico De Estructuras Rígidas De Contención De Suelos. Chile. Recuperado el día 20 de Noviembre del 2013, de <http://repositorio.uc.cl/xmlui/bitstream/handle/123456789/1867/550935.pdf?sequence=1>

Anexos

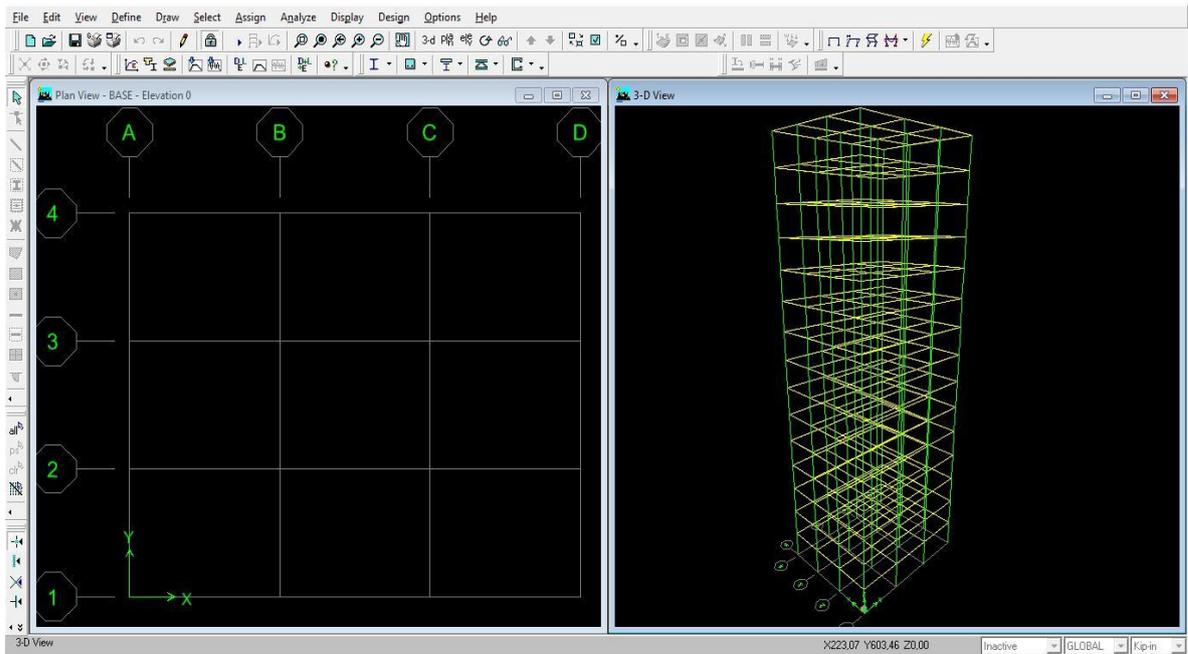


Figura 5.1. Modelo Estructural Planteado en el software ETABS Para la Edificación de 15 Niveles

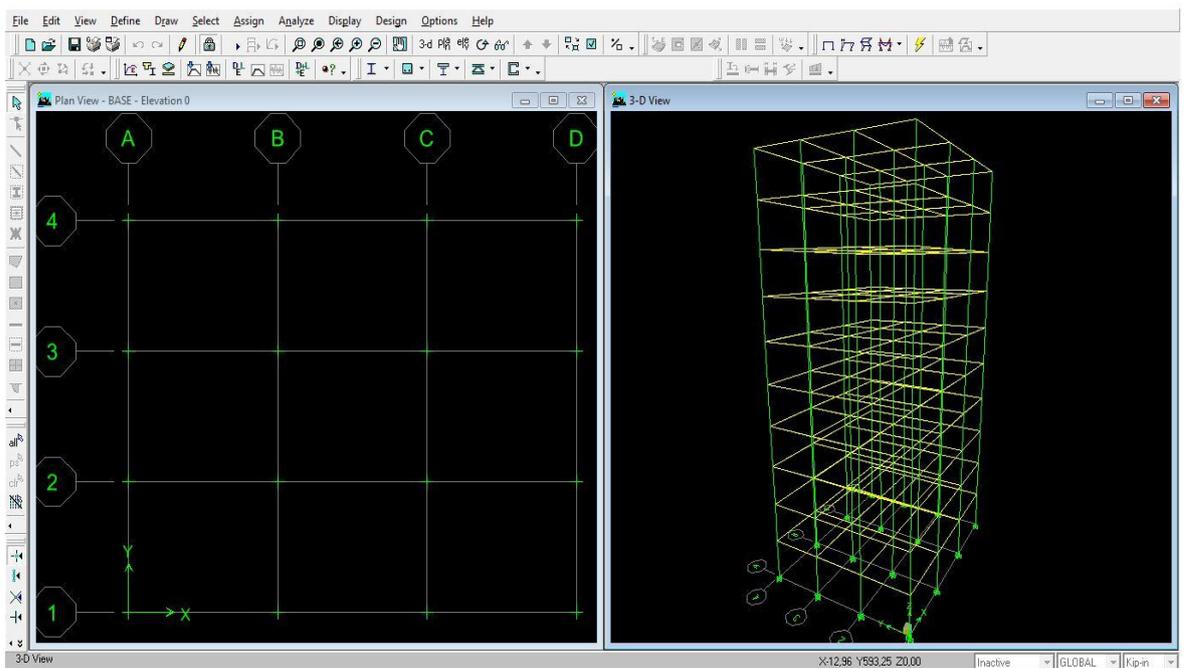


Figura 5.2. Modelo Estructural Planteado en el software ETABS Para la Edificación de 10 Niveles

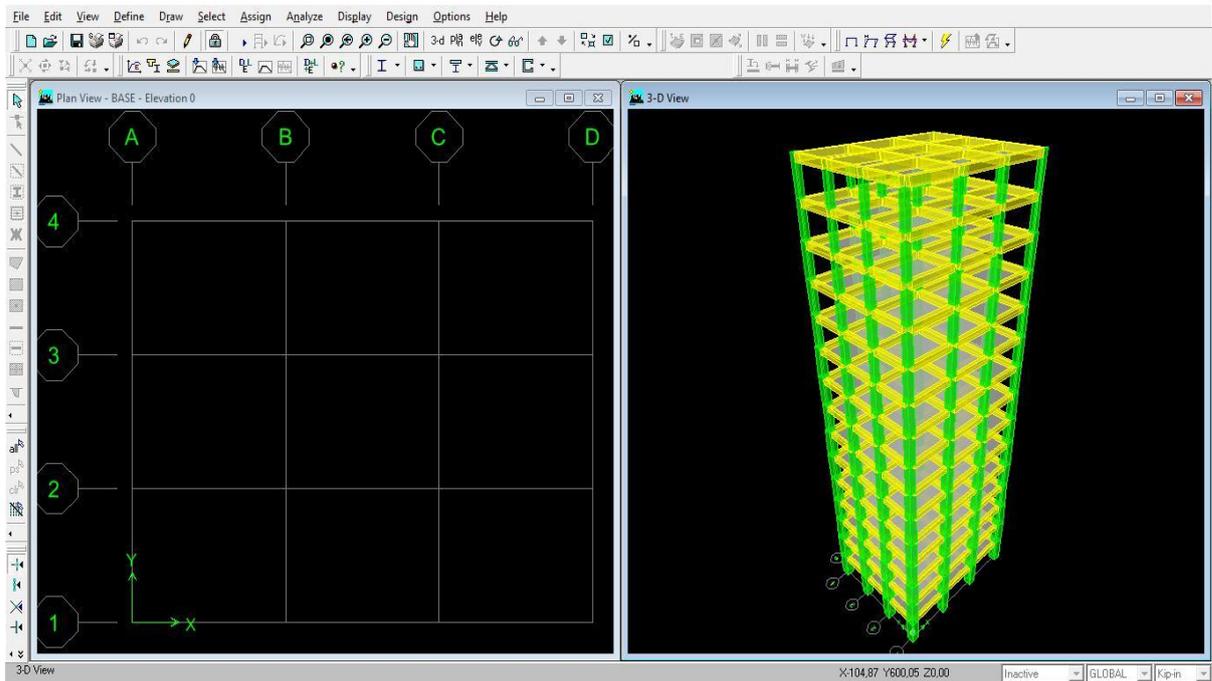


Figura 5.3. Modelo Estructural Planteado en el software ETABS Para la Edificación de 15 Niveles

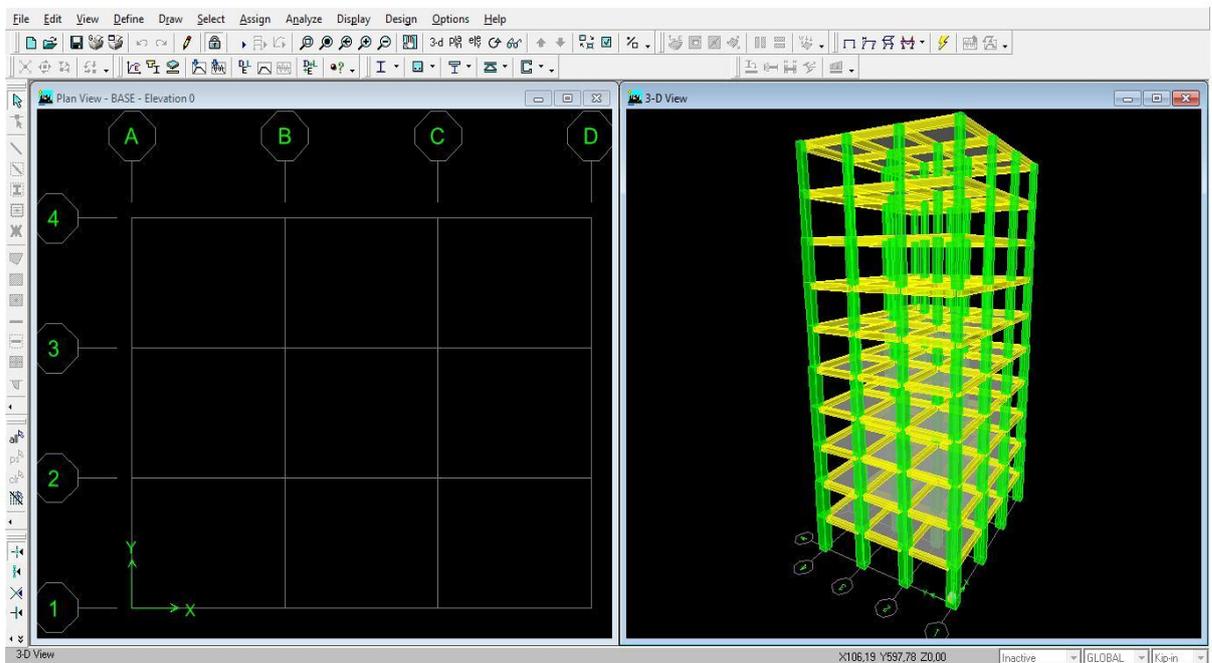


Figura 5.4. Modelo Estructural Planteado en el software ETABS Para la Edificación de 10 Niveles

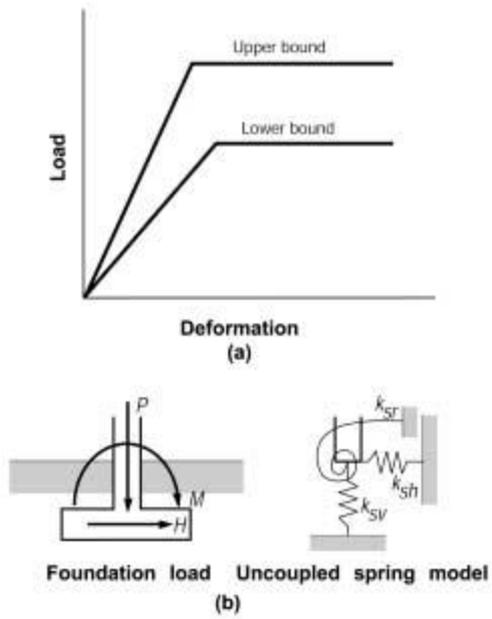


Figura 5.5: (a) Idealized Elasto-Plastic Load-Deformation Behavior for Soils (b) Uncoupled Spring Model for Rigid Footings. Fuente: FEMA 440