

**VARIACIÓN DE LAS DERIVAS EN EDIFICACIONES POR  
EFECTOS DINÁMICOS DE INTERACCIÓN SUELO-  
ESTRUCTURA**

**KEVIN JUSHEP BELLO MENA**

**Trabajo de grado para optar al título magíster en ingeniería**

**Asesor:**

**PhD JUAN CARLOS BOTERO PALACIO**

**Coordinador especialización ingeniería sismo-resistente  
EAFIT**



**MAESTRÍA EN INGENIERÍA  
MEDELLÍN  
2018**

*A mis padres que me enseñaron la importancia de la educación, el trabajo duro y que siempre me han apoyado en cada paso, y a mi hermana Kathery que siempre ha estado a mi lado dándome ánimos en los momentos que más lo necesito.*

## **AGRADECIMIENTOS**

A la gobernación del departamento de Chocó y a la universidad tecnológica del Chocó por brindarme la oportunidad de realizar mis estudios de maestría mediante el programa "Formación de alto nivel Chocó", a la universidad EAFIT por la calidad docente, y la agradable acogida que me brindó.

# CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN.....	16
1. MARCO TEORICO .....	17
1.1 EFECTOS CINEMÁTICOS.....	17
1.2 EFECTOS INERCIALES .....	17
1.3 INTERACCIÓN TOTAL .....	17
1.4 MÓDULO DE CORTANTE, G.....	18
1.5 COEFICIENTE DE POISSON, $\nu$ .....	18
1.6 DENSIDAD DEL SUELO, $\rho_s$ .....	19
1.7 VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE, $v_s$ .....	20
1.8 ESTRATOS DE SUELO .....	21
1.9 MASA, M .....	21
1.10 RIGIDEZ, K .....	21
1.11 AMORTIGUAMIENTO, C .....	21
2. METODOLOGÍA.....	23
2.1 CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO.....	23
2.1.1 Método de las formas modales.....	23
2.1.2 Método de Rayleigh.....	25
2.1.3 Método del recíproco de las lentitudes .....	25
2.2 CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA ESTRUCTURA .....	26
2.3 CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA CIMENTACIÓN.....	30
2.3.1 Profundidad de desplante.....	30
2.3.2 Base y longitud .....	30

2.3.3	Radio equivalente horizontal, $R_h$ .....	30
2.3.4	Radio equivalente de cabeceo, $R_c$ .....	30
2.4	CÁLCULO DE LAS RIGIDECES DINÁMICAS (ISE) .....	31
2.4.1	Rigideces estáticas .....	31
2.4.2	Rigidez estática horizontal, $K_{he}$ .....	31
2.4.3	Rigidez estática de cabeceo, $K_{ce}$ .....	31
2.4.4	Rigidez estática de acoplamiento, $K_{hce}$ .....	31
2.4.5	Factores de rigidez y amortiguamiento .....	32
2.5	PERIODO Y FRACCIÓN DE AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO (ISE), TISE y $\xi$ ISE 34	
2.5.1	Periodo (ISE), TISE .....	34
2.5.2	Fracción de amortiguamiento crítico (ISE) .....	35
3.	ESTUDIO PARAMÉTRICO .....	36
4.	INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA CONSIDERANDO LOS EFECTOS INELÁSTICOS DEL SUELO ISE-I .....	39
5.	DEFINICIÓN DE DERIVA .....	41
6.	APLICACIONES TEORICAS .....	43
6.1	INDICADORES DE RIGIDEZ .....	43
6.1.1	Cociente entre la altura total y el periodo del primer modo traslacional .....	43
6.1.2	Desplazamiento del nivel superior .....	43
6.2	INDICADORES DE ACOPLAMIENTO .....	43
6.3	INDICADORES DE REDUNDANCIA ESTRUCTURAL .....	43
6.4	DIMENSIONAMIENTO DE EDIFICIOS .....	44
7.	ANÁLISIS DE RESULTADOS .....	45
7.1	PROPIEDADES DEL SUELO .....	45

7.1.1	Método de las formas modales.....	46
7.1.2	Método de Rayleigh.....	46
7.1.3	Método del Recíproco de las lentitudes .....	46
7.1.4	Propiedades del suelo .....	47
7.2	PROPIEDADES DE LAS ESTRCTURAS .....	47
7.3	VERIFICACIÓN DEL PERFIL BIO-SÍSMICO.....	48
7.4	PROPIEDADES DE LAS ESTRUCTURAS CUANDO SE TIENEN EN CUENTA LOS EFECTOS (ISE).....	49
7.5	SOLICITACIONES SÍSMICAS.....	51
7.6	DERIVAS Y DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES .....	53
7.7	EFFECTOS P-DELTA.....	54
7.8	ESTUDIO PARAMÉTRICO.....	55
8.	CASO PRÁCTICO.....	57
8.1	ANÁLISIS PARAMÉTRICO .....	60
8.2	PERFIL BIO-SÍSMICO.....	60
8.3	RESULTADOS DEL ANÁLISIS INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....	61
8.4	SOLICITACIONES SÍSMICAS.....	66
8.5	DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y DERIVAS .....	66
8.5.1	Desplazamientos laterales.....	66
8.5.2	Derivas .....	67
	RECOMENDACIONES AL REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE .....	70
9.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	78
9.1	CONCLUSIONES.....	78
9.2	RECOMENDACIONES A TRABAJOS FUTUROS.....	79

10.	REFERENCIAS.....	80
11.	APÉNDICE.....	82

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Valores típicos de módulo elástico y relación de poisson (Chaudhry, 1987) .....	19
Tabla 2. Valores típicos de densidad en el suelo (Murthy, 2002) .....	20
Tabla 3. Parámetros y límites de uso .....	36
Tabla 4. Variación de G y Vs por efectos inelásticos (Tabla A-2. 1-1 (NSR10)) .....	39
Tabla 5. Dimensiones de los edificios analizados .....	44
Tabla 6. Resultados de las formas modales .....	46
Tabla 7. Resultados del método de Rayleigh .....	46
Tabla 8. Resultados del método del recíproco de las lentitudes .....	47
Tabla 9. Resumen de métodos estudiados .....	47
Tabla 10. Propiedades dinámicas con base empotrada .....	48
Tabla 11. Perfil bio-sísmico .....	48
Tabla 12. Propiedades de interacción de las estructuras .....	49
Tabla 13. Solicitaciones sísmicas en las edificaciones en análisis .....	52
Tabla 14. Desplazamientos laterales máximos por efectos (ISE) .....	53
Tabla 15. Desplazamientos laterales máximos por efectos ISE-I .....	53
Tabla 16. Derivas máximas de la estructura .....	54
Tabla 17. Índices de estabilidad máximos .....	54
Tabla 18. Estudio paramétrico .....	55
Tabla 19. Propiedades y dimensiones del edificio .....	57
Tabla 20. Resultados del análisis modal .....	59
Tabla 22. Análisis paramétrico caso práctico .....	60
Tabla 21. Perfil bio-sísmico caso práctico .....	61
Tabla 23. Resultados de interacción ISE en dirección X .....	61

Tabla 24. Resultados de interacción ISE-I en dirección x .....	62
Tabla 25. Resultados de la interacción ISE en dirección Y .....	63
Tabla 26. Resultados de la interacción ISE-I en dirección Y .....	64
Tabla 27. Periodo y fracción de amortiguamiento crítico .....	65
Tabla 28. Solicitaciones sísmicas caso práctico .....	66
Tabla 29. Momentos de vuelco por solicitaciones sísmicas .....	66
Tabla 30. Pendiente de la rotación en la base de la estructura .....	68
Tabla 31. Derivas con rotación en la base del edificio (caso práctico) .....	68
Tabla 32. Derivas sin rotación en la base del edificio (caso práctico).....	68
Tabla 34. (Tabla A-2.1-2) Rigideces y amortiguamientos de cimentaciones someras y con pilotes .....	77

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Modelo de n grados de libertad para un suelo estratificado .....	23
Figura 2. Esquema de ensamble de las matrices de masa y rigidez .....	24
Figura 3. Sistema equivalente.....	24
Figura 4. Resumen de propiedades del modelo.....	25
Figura 5. Representación para ir de n estratos a un estrato equivalente.....	26
Figura 6. Sistema de n grados de libertad de un edificio.....	27
Figura 7. Sistema de 3 GDL .....	27
Figura 8. Diagrama de cuerpo libre de la masa del piso superior (masa 3).....	28
Figura 9. Diagrama de cuerpo libre de la masa del piso 2 (masa 2) .....	28
Figura 10. Diagrama de cuerpo libre masa del piso 1 (masa 1).....	28
Figura 11. Variación de los parámetros $k_h$ y $k_c$ .....	32
Figura 12. Resultados $a_s$ versus $ch$ .....	33
Figura 13. Variación de $G$ y $V_s$ con el cambio de $A_a$ .....	39
Figura 14. Variación de la función de transferencia por efectos inelásticos del suelo .....	40
Figura 15. Esquema de edificio en análisis .....	44
Figura 16. Perfil de suelo empleado en el análisis .....	45
Figura 17. Función de transferencia de todos los sistemas en análisis .....	50
Figura 18. Funciones de transferencia de todos los sistemas cuando se tienen en cuenta los efectos ISE-I.....	50
Figura 19. Función de transferencia considerando efectos ISE y efectos ISE.....	51
Figura 21. Modelo edificio en programa de cómputo .....	57
Figura 22. Planta típica desde piso 6 hasta cubierta.....	58
Figura 20. Aceleraciones espectrales de la estructura en x e y.....	60

Figura 23. Variación de la aceleración espectral en sentido x.....	62
Figura 24. Variación de la aceleración espectral en dirección X ISE-I.....	63
Figura 25. Variación de la aceleración espectral en dirección Y .....	64
Figura 26. Variación de la aceleración espectral en dirección Y ISE-I.....	65
Figura 27. Perfiles de desplazamiento lateral .....	67

## **LISTA DE APÉNDICES**

APÉNDICE A (Propiedades dinámicas de la estructura)

APÉNDICE B (Interacción suelo-estructura)

APÉNDICE C (Solución de una matriz compleja y resultados de edificios A-F)

APÉNDICE D (Interacción suelo-estructura ISE afectado por NSR-10)

APÉNDICE E (Solicitaciones sísmicas con y sin efecto ISE)

APÉNDICE F (Desplazamientos laterales y derivas)

APÉNDICE G (Solicitaciones sísmicas NSR10 y efecto ISE-NSR10)

APÉNDICE H (Desplazamientos y derivas con afectaciones NSR10)

APÉNDICE I (Verificación de efectos P-Delta)

APÉNDICE J (Resultados caso práctico)

## RESUMEN

Los efectos de interacción suelo-estructura (ISE) generan variaciones en el comportamiento dinámico de las estructuras por efectos de flexibilidad en el suelo. Se realizó un procedimiento convencional ISE y se obtuvo que al aumentar el periodo de vibración del sistema se disminuyen las solicitaciones sísmicas y por ende las distorsiones entrepiso generadas por el cortante basal; sin embargo, los desplazamientos laterales aumentan por la rotación en la base de la estructura, generando desplazamientos de cuerpo rígido, los cuales no causan daño en los elementos estructurales. De esta forma, las derivas aumentarían si se incluye el desplazamiento de cuerpo rígido en el cálculo de las mismas o disminuirían si solo se tienen en cuenta las distorsiones entrepiso generadas por el cortante basal. Se encontró además que el cortante basal se disminuye hasta en un 60%, permitiendo así disminuciones de hasta el 81.52% en las derivas de entrepiso.

Palabras clave: ISE, Distorsión entrepiso, Cortante basal, Deriva, Rotación, Rigidez relativa.

## **ABSTRACT**

The interaction soil-structure effects (ISS) produce variations in dynamics behavior on structures, those variations are product of soil's flexibility. A conventional procedure ISS has been made, and it was obtained that when the vibration period increases the seismic forces decrease; and hence, the drift generated by those forces. Nevertheless, the lateral displacement increases because the rotation in the structure base, generating displacements of rigid body, those displacements do not produce damage in structural members. In this way, the drift will increase if in the calculation of those is include the rigid body displacement, and the drifts will decrease if this rigid body displacement is not including in de calculation of the drifts. In addition, it was founded that the basal shear decreases up to a 60% by ISS effects. It was also found that the maximum decrease in the drifts because the ISS effects is 81.52%.

Keywords: ISS, Drift, basal shear, rotation, Relative rigidity



## INTRODUCCIÓN

Una de las metodologías utilizadas en la actualidad para el cálculo de edificaciones consiste en suponer que la estructura está cimentada sobre una base rígida; cuando se toman consideraciones como ésta, se asume que el suelo es un material rígido e indeformable lo cual resulta ser conservador; por tanto, se toman en cuenta los efectos de Interacción suelo-estructura (ISE), dichos efectos se analizan mediante una serie de consideraciones que intentan estimar el comportamiento del suelo, como es la flexibilidad, el periodo de vibración y las deformaciones. Cuando se tienen en cuenta las propiedades del suelo en el proceso de diseño de una estructura, se presentan cambios en la respuesta del sistema; cambios como el aumento del periodo de vibración, la variación en el amortiguamiento del sistema, variación en los desplazamientos laterales durante los eventos sísmicos, entre otros.

En el diseño de una edificación se tienen procesos de control como es el cálculo de las derivas. Las derivas tienen peso en el diseño de la edificación, puesto que en busca de llegar a valores establecidos por la norma de cada país, se aumentan o disminuyen las dimensiones de los elementos de la estructura, buscando que dichas estructuras presenten comportamientos adecuados durante los eventos sísmicos; ahora bien, cuando se utilizan modelos aproximados al comportamiento real como son los que incluyen los efectos ISE, se presentan variaciones en las derivas las cuales se estudiarán a lo largo de la presente investigación.

A medida que se ha avanzado en las investigaciones sobre los efectos ISE, estas se han incluido en las normas de diferentes países, en Estados Unidos de América se incluyeron los efectos ISE en la norma FEMA222 (1994), en México en las normas técnicas complementarias para diseño por sismo (2004) y en Colombia se incluyeron en el reglamento colombiano de construcción sismo resistente (2010). Éstas normas mencionadas encuentran similitud entre ellas, puesto que se han basado en las investigaciones de Jennings y Bielak (1973) Avilés y Pérez Rocha (1999), Avilés et al (2002), Avilés y Suárez (2002), Suárez et al (2002), Avilés y Pérez Rocha (2003); los mismos que a su vez se basaron en las investigaciones de, Luco y Bazurro (2007) sobre los efectos dinámicos sobre las derivas en las estructuras y Gazetas G. (1983), en la dinámica de suelos y fundaciones, los cuales han proveído información para las investigaciones que ayudaron a entender mejor los efectos ISE.

# 1. MARCO TEORICO

El efecto de interacción dinámica suelo-estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo, como resultado de la flexibilidad de este ante solicitaciones dinámicas (sísmicas).

## 1.1 EFECTOS CINEMÁTICOS

La excitación efectiva de la cimentación está compuesta tanto de traslaciones como de rotaciones. Debido al efecto promediador de la cimentación, las traslaciones sufren reducciones y las rotaciones aparecen.

Si la amplificación del sitio es considerada para determinar el movimiento sísmico en la superficie del terreno, el cual se asigna como la excitación de diseño cerca de la cimentación, en general esta excitación resulta ser más desfavorable que el movimiento efectivo que se obtiene de un análisis de interacción cinemática, por lo tanto, es un efecto conservador.

## 1.2 EFECTOS INERCIALES

Son aquellos que están gobernados por las fuerzas inerciales; sus efectos generan:

- Aumento en el período fundamental de un sistema suelo-estructura, dado que el conjunto tiene una mayor flexibilidad que la de una estructura desplantada sobre un suelo indeformable.
- Variación en el amortiguamiento. Este generalmente aumenta debido a una disipación adicional de energía producto de los amortiguamientos del material y geométrico del suelo. Sin embargo, como la interacción disminuye la efectividad del amortiguamiento estructural, se puede presentar una reducción del sistema cuando la disipación adicional de energía brindada por el suelo no compense dicha disminución.
- Reducción de la ductilidad global del sistema producto de la flexibilidad del sistema.

La modificación por interacción del período fundamental, el amortiguamiento y la ductilidad pueden dar lugar a respuestas estructurales mayores o menores, dependiendo de la posición de los periodos resonantes del espectro de respuesta y de los niveles de amortiguamiento y ductilidad.

## 1.3 INTERACCIÓN TOTAL

Es la suma de los efectos cinemáticos e inerciales.

## 1.4 MÓDULO DE CORTANTE, G

Se define como la pendiente de la curva esfuerzo cortante y deformación angular. Dicha curva se caracteriza por ser recta para cualquier material isotrópico, homogéneo y elástico lineal. Para un material con dichas características se tiene:

$$\tau_{xy} = G\gamma_{xy} \quad (1)$$

Donde  $\tau_{xy}$  es el esfuerzo cortante, G es el módulo de cortante y  $\gamma_{xy}$  es la deformación angular por cortante.

El módulo de cortante se puede relacionar con el módulo elástico mediante el coeficiente de poisson:

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

Donde: E el módulo elástico y  $\nu$  es el coeficiente de poisson.

## 1.5 COEFICIENTE DE POISSON, $\nu$

Cuando se aplica una carga axial sobre una cara de un elemento mientras las otras caras están descargadas se creería que solo la cara esforzada se deforma, sin embargo, cuando una cara se deforma las caras perpendiculares a esta también lo hacen y lo hacen cumpliendo la ley de Hooke siempre y cuando no se exceda el límite elástico; así, se conoce que la relación de poisson  $\nu$  se encuentra en valores típicos entre  $0 < \nu < 0.5$  y se calcula así:

$$\nu = - \frac{\text{deformación unitaria trnasversal}}{\text{deformación unitaria axial}} = - \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_x} = - \frac{\varepsilon_z}{\varepsilon_x} \quad (3)$$

Nota: en algunos casos la relación de poisson aparece con un signo negativo, esto con el objetivo de obtener un valor positivo, ya que en la ingeniería las constantes se usan positivas. (Mecánica de materiales, 2013)

Además, conociendo los valores límite del coeficiente de poisson se puede apreciar de la Ecuación 2 que el módulo de cortante siempre es menor un medio del módulo de rigidez, pero nunca menor a un tercio de este.

**Tabla 1. Valores típicos de módulo elástico y relación de poisson (Chaudhry, 1987)**

Material	E(Gpa)	$\nu$	G(Gpa)
Aleaciones de aluminio	68-73	0,33	25-27
Asbesto-cemento	24		
Bronce	78-110	0,36	29-40
Fierro fundido	80-170	0,25	32-68
Concreto	14-30	0,1-0,15	6-14
Cobre	107-131	0,34	40-49
Vidrio	46-73	0,24	19-29
Plomo	4,8-17	0,44	2-16
Acero	200-212	0,27	79-83
Plásticos			
ABS	1,7	0,33	0,64
Nylon	1,4-2,75		
Acrílico	6	0,33	2,3
Polietileno	0,8	0,46	0,27
Polistireno	5	0,4	1,8
PVC rígido	2,4-2,75		
Rocas			
Granito	50	0,28	19,5
Limestone	55	0,21	22,7
Cuarzita	24-44,8		
Arenisca	2,75-4,8	0,28	1,1-1,9
Schist	6,5-18,6		

## 1.6 DENSIDAD DEL SUELO, $\rho_s$

La densidad es propiedad de cualquier material, la cual es definida como su masa por unidad de volumen. Un material homogéneo, como el hielo o el hierro, tiene la misma densidad en todas sus partes. Usamos la letra griega  $\rho$  para la densidad. Si una masa  $m$  de material tiene un volumen  $V$ , la densidad  $\rho$  es

$$\rho = \frac{m}{V} \quad (4)$$

La densidad de algunos materiales varía de un punto a otro dentro del material; ejemplos de ello son la atmósfera terrestre (que es menos densa a mayor altitud) y los océanos (que son más densos a grandes profundidades). En el caso de estos materiales, la ecuación anterior describe la densidad *media*. En general, la densidad de un material depende de los factores ambientales como la temperatura y la presión. (Matínez, 2012).

Ahora bien, en el suelo se conocen diferentes tipos de densidades, entre ellas la densidad relativa que es una densidad que varía dependiendo del contenido de humedad del suelo; cuando se habla de la densidad del suelo al igual que en cualquier material se deben conocer la masa y el volumen para conocer dicha densidad, no obstante, en el caso del suelo al ser un material poroso expuesto a la intemperie, los poros pueden estar en estado seco, húmedos o saturados y dependiendo de ese estado de saturación se tendrá una densidad del suelo  $\rho_s$ .

**Tabla 2. Valores típicos de densidad en el suelo (Murthy, 2002)**

Tabla 3.1 Porosidad, contenido de humedad, y densidad de un suelo típico en estado natural					
Suelo N°	Descripción del suelo	Porosidad	Contenido de humedad	Densidad (t/m <sup>3</sup> )	
1	2	n%	w%	ρ <sub>s-H</sub>	ρ <sub>s-sat</sub>
		3	4	5	6
1	Arena uniforme, suelta	46	32	1,4	1,85
2	Arena uniforme, suelta	34	19	1,7	2,05
3	arena de grano medio, suelta	40	25	1,56	1,95
4	arena de grano medio, suelta	30	16	1,82	2,12
5	limo de tamaño medio	20	9	2,08	2,27
6	arcilla blanda	55	45	1,19	1,73
7	arcilla blanda	37	22	1,67	2,03
8	arcilla organica ligeramente suave	66	70	0,91	1,55
9	arcilla organica ligeramente suave	75	110	0,68	1,4
10	bentonita suave	84	194	0,42	1,24

## 1.7 VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE, Vs

La determinación de la velocidad de propagación de las ondas de corte (Vs) es de gran utilidad en la geotecnia, ya que con este valor se puede:

- Determinar el módulo de rigidez al esfuerzo cortante (G).
- Inferir densidad en campo.
- Estimar el estado de esfuerzos.
- Estimar la cementación natural.
- Evaluar la alteración de una muestra. (Stokoe et al 1989).

La relación entre Vs y el módulo de cortante está dada por ecuación 5:

$$G = \rho V_s^2 \quad (5)$$

En donde: ρ es densidad, Vs es velocidad de onda de corte y G es el módulo de cortante.

Nota: cuando se utilice el término G<sub>o</sub> se debe entender como el valor del módulo de cortante cuando no existen deformaciones en el material, de la misma manera se debe entender V<sub>so</sub> como la velocidad de onda de corte cuando no existen deformaciones en el material.

Como las deformaciones causadas por las pruebas geofísicas son muy pequeñas, el módulo de cortante que se obtiene mediante la Vs determinada con dichas pruebas viene siendo el valor máximo (G<sub>o</sub>), y sufre una degradación mayor o menor, dependiendo del suelo y de la deformación inducida. Este tipo de comportamiento de materiales se le conoce

como elástico no-lineal, está asociado con suelos y rocas blandas, y se ha avanzado mucho en la comprensión de este fenómeno especialmente en los últimos años (Matthews et al., 1996), por lo que los valores de  $V_{so}$  y  $G_0$  tienen aplicaciones tanto para análisis geotécnicos estáticos como dinámicos. (Diaz del Castillo, 2007).

## 1.8 ESTRATOS DE SUELO

Son franjas de suelo que presentan propiedades similares. Estos modifican las ondas sísmicas en sus límites de contacto, generando efectos de difracción múltiple, produciendo amplificaciones y atenuaciones en dichas ondas. Las amplificaciones o atenuaciones se dan según las características del estrato, las cuales determinan el período del sitio y el amortiguamiento del suelo.

## 1.9 MASA, M

Es la propiedad definida por la cantidad de materia de un cuerpo, la cual mediante la interacción con la aceleración permite la aparición fuerzas inerciales.

## 1.10 RIGIDEZ, K

Propiedad de un sistema estructural que mide la fuerza necesaria para generarle un desplazamiento unitario.

## 1.11 AMORTIGUAMIENTO, C

El amortiguamiento es la capacidad intrínseca que poseen los materiales que conforman un sistema físico para disipar la energía potencial o elástica por medio de calor o ruido, lo cual permite que el sistema dinámico pueda reducir sus amplitudes de movimiento con el transcurrir del tiempo. Esta definición corresponde a lo que usualmente se denomina *sistemas no conservativos*, debido a que el sistema mecánico no permite recuperar esta energía. Es importante mencionar que esta propiedad de material no permite almacenar energía potencial, por lo que no afecta la fuerza de inercia (Botero Palacio, 2015).

Entre los diferentes tipos de amortiguamiento que se conocen, se tiene el amortiguamiento de Coulomb, el amortiguamiento material de sistemas inelásticos por efectos histeréticos, el amortiguamiento geométrico o de radiación de ondas, los cuales en el caso del análisis dinámico de estructuras no son relevantes. El amortiguamiento significativo para el análisis dinámico de estructuras es el amortiguamiento viscoso, el cual es un amortiguamiento que varía dependiendo de la velocidad del sistema, por lo que se hace complejo medirlo en sistemas integrados como son los edificios. Por tanto, ante la incapacidad para determinar dicho valor con exactitud se ha optado por asumir un valor para la fracción de amortiguamiento crítico del 5% el cual arroja resultados aceptables.

$$\xi = \frac{C}{C_{cr}} \quad (6)$$

Donde  $\xi$  es la fracción de amortiguamiento crítico,  $C$  es la constante de amortiguamiento y  $C_{cr}$  es la constante de amortiguamiento crítico.

Nota: El amortiguamiento crítico es el valor de amortiguamiento viscoso que debe tener el sistema para que una vez sometido a acciones dinámicas no existan oscilaciones.

## 2. METODOLOGÍA

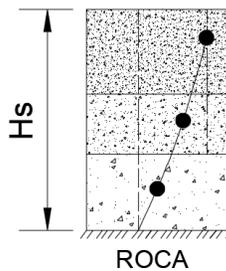
La presente investigación se desarrollará basados en la metodología propuesta por el profesor Avilés López (2003) para el análisis de los efectos ISE. Esta metodología tiene en cuenta las propiedades del suelo, de la estructura y la interacción entre estas partes; se debe tener en cuenta que solo se trabajará con los efectos inerciales, ya que para los propósitos de la investigación estos son los relevantes.

### 2.1 CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DEL SUELO

Se presentan tres diferentes métodos para el cálculo de las propiedades dinámicas del suelo.

#### 2.1.1 Método de las formas modales

Esta metodología sigue el mismo principio de la dinámica estructural de un sistema de varios grados de libertad en el cual se concentran las masas de los estratos en su centro de masa, de esta manera se generan  $n$  grados Figura 1, los cuales se caracterizan con el peso específico ( $\gamma_i$ ), módulo de cortante ( $G_i$ ), espesor del estrato ( $H_i$ ) y el profundidad del perfil ( $H_s$ ); cabe anotar que el método de las formas modales es aplicable al suelo ya que el suelo se comporta como una estructura de cortante entre estratos.



**Figura 1. Modelo de  $n$  grados de libertad para un suelo estratificado**

El método consiste en obtener sub matrices de  $[M_i]$  y  $[K_i]$  para cada estrato  $i$  de suelo como se muestra a continuación:

$$[M_i] = \frac{\gamma_i H_i}{g} \begin{bmatrix} 1/3 & 1/6 \\ 1/6 & 1/3 \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$[K_i] = \frac{G_i}{H_i} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (8)$$



### 2.1.2 Método de Rayleigh

El método propuesto por Rayleigh para el cálculo del periodo de vibración fundamental de una estructura se desarrolló bajo los principios de la conservación de energía; esta forma de cálculo es aceptada puesto que es sencilla y proporciona resultados acertados.

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{i=1}^n \frac{H_i}{G_i}\right) \left(\sum_{i=1}^n \gamma_i H_i (W_i^2 + W_i W_{i-1} + W_{i-1}^2)\right)} \quad (10)$$

$$W_i = \frac{\sum_{j=1}^i H_j / G_j}{\sum_{j=1}^n H_j / G_j} \quad (11)$$

Donde  $H_i$  es la altura del estrato  $i$ ,  $G_i$  es el módulo de cortante del estrato  $i$ ,  $\gamma_i$  es el peso específico del estrato  $i$  y  $W_i$  es un término que se debe calcular para cada estrato según la Ecuación 11

### 2.1.3 Método del recíproco de las lentitudes

A partir de la velocidad de onda de corte de cada estrato se procede a obtener un valor ponderado para todo el perfil de suelo; dicha ponderación se realiza según el espesor de cada estrato. Una vez se posee un valor ponderado de la velocidad de onda de corte  $V_s$ , se obtiene el periodo de vibración del suelo  $T_s$ .

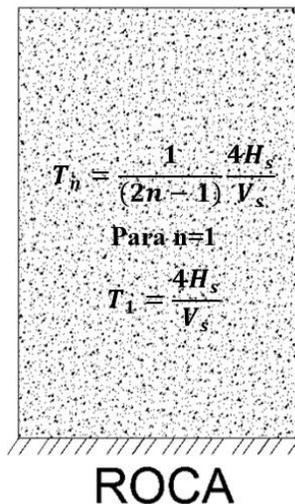


Figura 4. Resumen de propiedades del modelo

$$T_1 = T_s = \frac{4H_s}{V_s} \quad (12)$$

Donde  $T_1$  es el periodo correspondiente al primer modo de vibrar y  $T_s$  es el periodo de vibración del suelo, en este caso son iguales.

$$V_s = \frac{4H_s}{T_s} \quad V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho_s}} \quad (13)$$

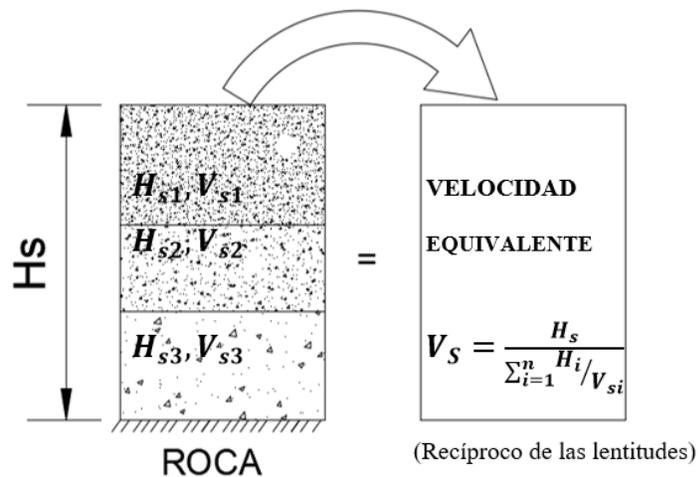
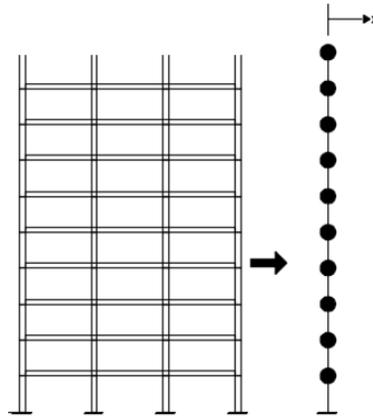


Figura 5. Representación para ir de n estratos a un estrato equivalente

## 2.2 CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA ESTRUCTURA

La metodología seguida para solucionar los prototipos de edificio es mediante una simplificación de estructuras a cortante; sin embargo, dicho análisis también se puede realizar mediante un análisis matricial convencional.

Lo primero es determinar que variable se desea analizar, en este caso solamente interesa el desplazamiento lateral de la estructura por lo que se usa un grado de libertad por piso; por tanto, una estructura con  $n$  pisos, se puede simplificar como un sistema de  $n$  grados de libertad, en los cuales se acumula la masa total de todo el piso en el centro de masa y se calcula una rigidez equivalente por piso.



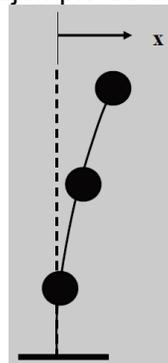
**Figura 6. Sistema de n grados de libertad de un edificio**

Una vez se definen los grados de libertad que se desean analizar y se tienen los valores de masa y rigidez por piso, se procede a ensamblar las matrices de masa y rigidez para la solución del problema dinámico. Se requiere hallar las frecuencias modales del sistema, por lo tanto, se utilizan los conceptos de vibración libre no amortiguada y se tiene la ecuación dinámica:

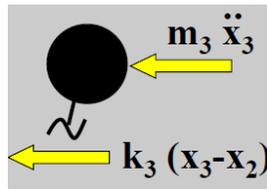
$$[M]\{\ddot{x}\} + [K]\{x\} = 0 \quad (14)$$

La Ecuación 14 corresponde a la solución matricial del problema de vibración libre no amortiguada VLNA.

Lo anterior proviene de realizar diagramas de cuerpo libre para cada grado de libertad, a continuación, se realiza un ejemplo de un sistema de tres grados de libertad:



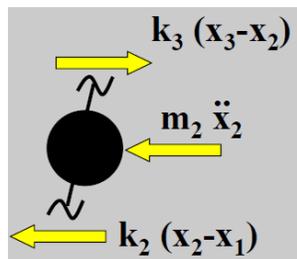
**Figura 7. Sistema de 3 GDL**



**Figura 8. Diagrama de cuerpo libre de la masa del piso superior (masa 3)**

De esta se obtiene la siguiente ecuación por equilibrio:

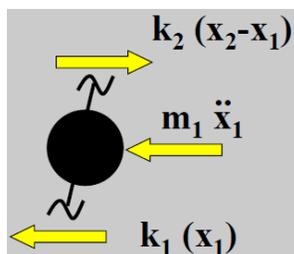
$$m_3 \ddot{x}_3 + k_3 (x_3 - x_2) = 0 \quad (15)$$



**Figura 9. Diagrama de cuerpo libre de la masa del piso 2 (masa 2)**

De esta se obtiene la siguiente ecuación por equilibrio:

$$m_2 \ddot{x}_2 - k_3 (x_3 - x_2) + k_2 (x_2 - x_1) = 0 \quad (16)$$



**Figura 10. Diagrama de cuerpo libre masa del piso 1 (masa 1)**

De esta se obtiene la siguiente ecuación por equilibrio:

$$m_1 \ddot{x}_1 - k_2 (x_2 - x_1) + k_1 (x_1) = 0 \quad (17)$$

Para la solución del sistema se plantea una solución armónica:

$$\{x\} = \{X\}Sen(\omega t - \phi) \quad (18)$$

$$\{\dot{x}\} = \omega\{X\}Cos(\omega t - \phi) \quad (19)$$

$$\{\ddot{x}\} = -\omega^2\{X\}Sen(\omega t - \phi) \quad (20)$$

Reemplazando se obtiene:

$$-\omega^2[M]\{X\}Sen(\omega t - \phi) + [K]\{X\}Sen(\omega t - \phi) = \{0\} \quad (21)$$

Agrupando términos en la Ecuación 21 se tiene:

$$[[K] - \omega^2[M]]\{X\}Sen(\omega t - \phi) = \{0\} \quad (22)$$

Por lo tanto, para que la Ecuación 22 se cumpla, se tiene que:

$$det[[K] - \omega^2[M]] = 0 \quad (23)$$

Las matrices de rigidez  $[K]$  y de masa  $[M]$  son conocidas, por lo tanto, se plantea la ecuación anterior de grado  $2n$ , con potencias pares. Esto implica que es posible obtener  $2n$  frecuencias circulares ( $n$  frecuencias positivas y  $n$  frecuencias reciprocas para el mismo valor) que permitan el cumplimiento de la igualdad anterior.

Para realizar este procedimiento se puede utilizar como herramienta cualquier método numérico, suponiendo una frecuencia circular inicial e iterando hasta que el determinante cumpla la igualdad a cero. Se recomienda empezar suponiendo la frecuencia circular muy cercana o igual a cero para encontrar la frecuencia de menor valor, conocida como frecuencia circular fundamental del sistema y con la que se obtiene el primer modo de vibración del sistema.

Todas las frecuencias de deben organizar de menor a mayor y para este caso se necesitan las  $n$  frecuencias positivas para obtener todos los modos de vibración.

Una vez obtenidas las frecuencias modales, se reemplazan en la ecuación característica con el fin de obtener el vector de amplitudes o formas modales, el cual debe ser normalizado, ya que se utilizó una ecuación para obtener las frecuencias modales, generando así una ecuación redundante.

Cuando se tengan las formas modales normalizadas se pueden calcular las masas participantes y los factores de participación mediante el procedimiento clásico de la dinámica.

Donde  $[\phi]$  Es la matriz de todos los modos normalizados del sistema,  $\{\gamma\} = [\phi]^T[M]\{1\}$  y es el factor de participación, y  $[M]$  es la matriz de masas del sistema.

$$\{m_p\} = \{\gamma\}\{\gamma\}^T \quad (24)$$

Usando la Ecuación 24 se pueden obtener las masas participantes de cada modo de vibrar.

$$h_i = \frac{\{\emptyset\}^T [M] \{H\}_i}{\{\emptyset\}^T [M] \{1\}_i} \quad (25)$$

Usando la Ecuación 25 y cambiando el valor del vector  $\{\emptyset\}$  por el de cada modo de vibrar se puede obtener la altura equivalente para cada uno de estos.

## 2.3 CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA CIMENTACIÓN

Cuando se desean analizar los efectos ISE, la fundación es la parte encargada de hacer la transmisión de la excitación del suelo a la estructura. La cimentación se caracteriza por los siguientes parámetros:

### 2.3.1 Profundidad de desplante, D

Es la profundidad a la que se coloca la cimentación, medida desde la superficie del suelo.

### 2.3.2 Base y longitud

Son las dimensiones principales de la cimentación.

### 2.3.3 Radio equivalente horizontal, R<sub>h</sub>

Es el radio equivalente de una cimentación circular que tiene la misma área de la cimentación utilizada.

$$R_h = \left(\frac{A}{\pi}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (26)$$

Donde A es el área de la cimentación

### 2.3.4 Radio equivalente de cabeceo, R<sub>c</sub>

Es el radio de la cimentación equivalente que genere la misma inercia de la cimentación realmente utilizada en el sentido perpendicular al análisis.

$$R_c = \left(\frac{4I}{\pi}\right)^{\frac{1}{4}} \quad (27)$$

Donde I es la inercia de la cimentación en el sentido de análisis

## 2.4 CÁLCULO DE LAS RIGIDECES DINÁMICAS (ISE)

El cálculo de las propiedades de interacción se realiza basado en (Avilés López, 2003), metodología que fue adoptada por el Reglamento mexicano de normas técnicas complementarias de diseño por sismo (2004).

### 2.4.1 Rigideces estáticas

La respuesta sísmica de estructuras apoyadas elásticamente depende de numerosos factores que reflejan las características de la estructura, la cimentación y el suelo de soporte. Por lo que se refiere a la cimentación, se sabe que ésta influye notablemente en el comportamiento de la estructura ante la acción sísmica. El tipo de cimentación puede afectar significativamente el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema, lo cual se refleja de manera directa en la respuesta estructural. Los resortes y amortiguadores en representación del suelo dependen de las propiedades de éste, pero también de las características de la cimentación y sobre todo de la frecuencia de excitación.

### 2.4.2 Rigidez estática horizontal, $K_h^e$

Esta rigidez representa el movimiento lateral de la cimentación

$$K_h^e = \frac{8GR_h}{2-\nu} \left[ 1 + \frac{R_h}{2H_s} \right] \left[ 1 + \frac{2D}{3R_h} \right] \left[ 1 + \frac{5D}{4H_s} \right] \quad (28)$$

Donde:  $R_h$  es el radio equivalente horizontal,  $\mathcal{E}$  es el coeficiente de poisson del suelo,  $H_s$  la profundidad del estrato de suelo y  $D$  es la profundidad de desplante de la cimentación.

### 2.4.3 Rigidez estática de cabeceo, $K_c^e$

Esta mantiene la proporcionalidad entre la rotación de la base y el movimiento de cuerpo rígido de la estructura.

$$K_c^e = \frac{8GR_c^3}{3(1-\nu)} \left[ 1 + \frac{R_c}{2H_s} \right] \left[ 1 + \frac{2D}{R_c} \right] \left[ 1 + \frac{0.71D}{H_s} \right] \quad (29)$$

Donde:  $G$  es el módulo de cortante del suelo,  $R_c$  es la rigidez equivalente de cabeceo,  $H_s$  la profundidad del estrato de suelo y  $D$  la profundidad de desplante de la cimentación.

### 2.4.4 Rigidez estática de acoplamiento, $K_{hc}^e$

Esta componente genera acoplamiento estático entre los movimientos de cabeceo y horizontal de la estructura y el suelo.

$$K_{hc}^e = K_h^e R_h \left[ \frac{2D}{5R_h} - 0.03 \right] \quad (30)$$

Donde:  $K_h^e$  es la rigidez estática horizontal,  $R_h$  es el radio equivalente horizontal y  $D$  es la profundidad de desplante de la cimentación.

## 2.4.5 Factores de rigidez y amortiguamiento

### Frecuencia adimensional

Esta frecuencia adimensional se calcula para la componente de cabeceo y la componente de acoplamiento horizontal.

$$a_{oi} = \frac{\omega_i R_i}{V_s} \quad (31)$$

Donde  $i$  es el tipo de movimiento (h: horizontal, c: cabeceo),  $\omega_i$  es la frecuencia circular de excitación,  $R_i$  es el radio asociado al movimiento  $i$ , y  $V_s$  es la velocidad de onda de corte en el suelo.

A partir de la Ecuación 31, se deben empezar a realizar iteraciones con variaciones de la frecuencia circular  $\omega_i$ , estas iteraciones se deben efectuar empezando con un periodo mayor a cero con la intención de evitar errores numéricos, (se recomienda iniciar en 0.3 s) y aumentar un delta de tiempo igual a 0.1 ( $\Delta t=0.1$  s).

### Frecuencia adimensional del estrato de vibración lateral

$$a_s = \frac{\pi R_H}{2H_s} \quad (32)$$

### Factores de rigidez

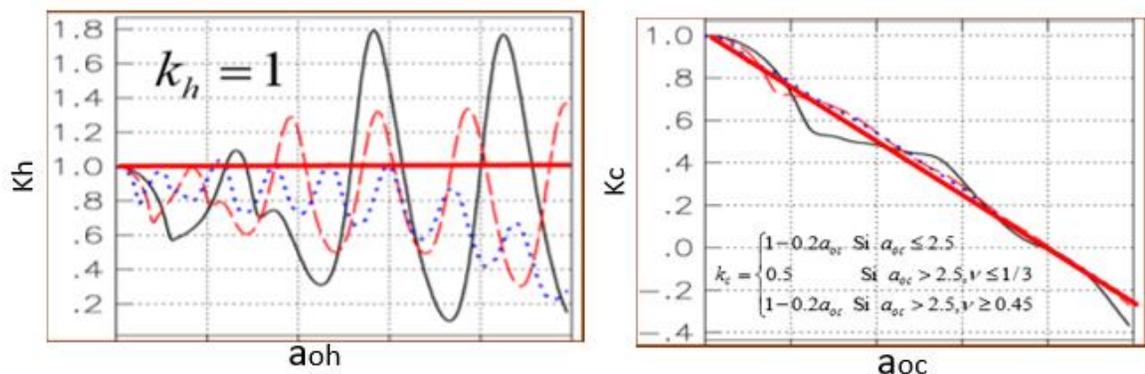


Figura 11. Variación de los parámetros  $k_h$  y  $k_c$

### Factores de amortiguamiento horizontal

Los factores de aproximación que se presentan a continuación corresponden Gazetas G. (1991).

$$c_h = \frac{0.65\xi_s(a_{oh}/a_s)}{1-(1-2\xi_s)(a_{oh}/a_s)^2} \quad \text{si } \frac{a_{oh}}{a_s} \leq 1 \quad (33)$$

$$c_h = 0.576 \quad \text{si } \frac{a_{oh}}{a_s} > 1 \quad (34)$$

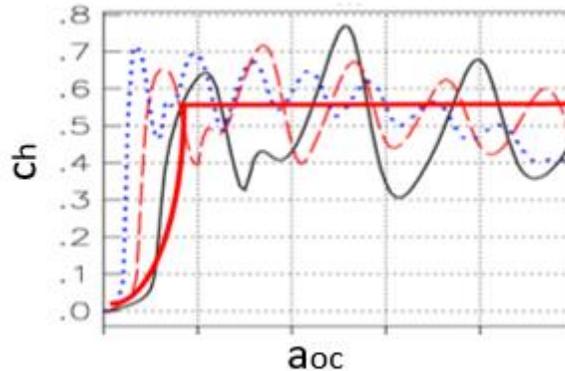


Figura 12. Resultados  $a_s$  versus  $c_h$

#### Factores de amortiguamiento de cabeceo

$$c_c = \frac{0.5\xi_s(a_{oc}/a_p)}{1-(1-2\xi_s)(a_{oc}/a_p)^2} \quad \text{si } \frac{a_{oc}}{a_p} \leq 1 \quad (35)$$

$$c_c = \frac{0.3a_{oc}^2}{1+a_{oc}^2} \quad \text{si } \frac{a_{oc}}{a_p} > 1 \quad (36)$$

Una vez se han calculado todos estos parámetros estáticos constantes se procede a calcular los parámetros que varían con la frecuencia circular de excitación  $\omega_i$ .

#### Rigidez dinámica horizontal, $K_h^d$

La rigidez dinámica horizontal se calcula mediante la Ecuación 37.

$$K_h^d = K_h^e [k_h - 2\xi_s a_{oh} c_h] \quad (37)$$

Donde  $K_h^e$  es la rigidez estática horizontal,  $k_h$  es el factor de rigidez horizontal,  $\xi_s$  es la fracción de amortiguamiento crítico del suelo,  $a_{oh}$  es la frecuencia horizontal adimensional y  $c_h$  es el factor de amortiguamiento horizontal

### Rigidez dinámica de cabeceo, $K_c^d$

La rigidez dinámica de cabeceo se calcula mediante la Ecuación 38.

$$K_c^d = K_c^e [k_c - 2\xi_s a_{oc} c_c] \quad (38)$$

Donde  $K_c^e$  es la rigidez estática de cabeceo,  $k_c$  es el factor de rigidez de cabeceo,  $\xi_s$  es la fracción de amortiguamiento crítico del suelo,  $a_{oc}$  es la frecuencia de cabeceo adimensional y  $c_c$  es el factor de amortiguamiento de cabeceo

### Amortiguamiento dinámico horizontal, $C_h^d$

$$C_h^d = k_h^e \left[ C_h + \frac{2\xi_s k_h}{a_{oh}} \right] \frac{R_h}{V_s} \quad (39)$$

Donde  $K_h^e$  es la rigidez estática horizontal,  $k_h$  es el factor de rigidez horizontal,  $\xi_s$  es la fracción de amortiguamiento crítico del suelo,  $a_{oh}$  es la frecuencia horizontal adimensional,  $C_h$  es el amortiguamiento horizontal,  $R_h$  es el radio equivalente horizontal y  $V_s$  es la velocidad de onda de corte.

### Amortiguamiento dinámico de cabeceo, $C_c^d$

$$C_c^d = k_c^e \left[ C_c + \frac{2\xi_s k_c}{a_{oc}} \right] \frac{R_c}{V_s} \quad (40)$$

Donde  $K_c^e$  es la rigidez estática de cabeceo,  $k_c$  es el factor de rigidez de cabeceo,  $\xi_s$  es la fracción de amortiguamiento crítico del suelo,  $a_{oc}$  es la frecuencia de cabeceo adimensional,  $C_c$  es el amortiguamiento de cabeceo,  $R_c$  es el radio equivalente de cabeceo y  $V_s$  es la velocidad de onda de corte.

Para finalizar se debe resolver la ecuación matricial propuesta desde la dinámica estructural, esta solución se presenta con detalle en el apéndice C (Solución de una matriz compleja y resultados de edificios de A-F)

$$\begin{bmatrix} K_e & 0 & 0 \\ 0 & K_h & 0 \\ 0 & 0 & K_c \end{bmatrix} - w^2 \begin{bmatrix} M_e & M_e & M_e H_T \\ M_e & M_e & M_e H_T \\ M_e H_T & M_e H_T & M_e H_T^2 \end{bmatrix} + iw \begin{bmatrix} C_e & 0 & 0 \\ 0 & C_h & 0 \\ 0 & 0 & C_c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ H \\ \theta \end{Bmatrix} = w^2 X_g \begin{Bmatrix} M_e \\ M_e \\ M_e H_T \end{Bmatrix} \quad (41)$$

## 2.5 PERIODO Y FRACCIÓN DE AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO (ISE), $T_{ISE}$ Y $\xi_{ISE}$

### 2.5.1 Periodo (ISE), $T_{ISE}$

El periodo de interacción efectivo se debe calcular así:

$$T_{ISE} = (T_e^2 + T_h^2 + T_c^2)^{1/2} \quad (42)$$

Donde:  $T_e$  es el periodo de la estructura con base empotrada,  $T_h$  es el periodo de acoplamiento horizontal y  $T_c$  es el periodo de cabeceo.

$$T_H = 2\pi \left( \frac{M_e}{K_h^d} \right)^{1/2} \quad (43)$$

Donde:  $M_e$  es la masa de la estructura y  $K_h^d$  es la rigidez dinámica horizontal.

$$T_c = 2\pi \left( \frac{M_e(H_e+D)^2}{K_c^d} \right)^{1/2} \quad (44)$$

Donde:  $M_e$  es la masa de la estructura,  $H_e$  es la altura de la estructura,  $D$  es la profundidad de desplante y  $K_c^d$  es la rigidez dinámica de cabeceo.

De esta manera se obtienen las tres componentes del periodo efectivo de interacción suelo-estructura. Como se puede apreciar en la Ecuación 42; el  $T_{ISE}$  como mínimo será igual al periodo de la estructura en el caso en que la estructura se encuentra desplantada sobre un estrato de suelo rígido; por otro lado, mientras la rigidez relativa sea mayor, los términos  $T_c$  y  $T_h$  serán mayores haciendo que el periodo efectivo de interacción sea mayor.

## 2.5.2 Fracción de amortiguamiento crítico (ISE)

Así como el periodo del sistema se ve afectado por los efectos ISE, de la misma manera se presentan variaciones en el amortiguamiento; la diferencia es que el periodo siempre es mayor o igual al periodo con base empotrada, mientras que en el caso del amortiguamiento se realiza un balance entre lo que disminuye el amortiguamiento efectivo de la estructura y lo que aporta el suelo por cabeceo y rotación, esto se puede apreciar en Ecuación 45.

$$\xi_{ISE} = \xi_e \left( \frac{T_e}{T_{ISE}} \right)^3 + \frac{\xi_c}{1+2\xi_c^2} \left( \frac{T_c}{T_{ISE}} \right)^2 + \frac{\xi_h}{1+2\xi_h^2} \left( \frac{T_h}{T_{ISE}} \right)^2 \quad (45)$$

Donde:  $\xi_{ISE}$  es la fracción de amortiguamiento crítico por efectos ISE,  $\xi_c$  es el aporte de amortiguamiento por cabeceo y  $\xi_h$  es el aporte de amortiguamiento por desplazamiento horizontal.

$$\xi_c = \frac{\pi C_c}{T_{ISE} K_c^d} \quad (46)$$

$$\xi_h = \frac{\pi C_h}{T_{ISE} K_h^d} \quad (47)$$

### 3. ESTUDIO PARAMÉTRICO

Es un análisis que se puede realizar previo a los análisis de efectos ISE. Este se hace mediante el cálculo de parámetros que permiten tener indicios de que tan importantes serán los efectos ISE.

En un estudio paramétrico existen algunos parámetros que no tienen un peso importante en la interacción, como son la relación de masas, relación de inercias y densidad relativa las cuales no tienen afectaciones importantes en los efectos de interacción suelo-estructura, por lo que estos parámetros suelen ser ignorados.

Por otro lado, se tiene la profundidad relativa, la profundidad de desplante y la relación de esbeltez, que tienen más peso en el análisis de los efectos ISE comparado con los parámetros anteriores. Mediante éstos se obtiene más información que se podría utilizar para la toma de decisiones.

Finalmente, se tiene el parámetro con el que realmente se determina la relevancia de un análisis de efectos ISE. Cuando se quiere saber si tener en cuenta los efectos ISE cambiará los lineamientos de un proyecto, la rigidez relativa  $R_R$  es el parámetro que lo marca con certeza, así lo indica el profesor Avilés (2003) y el reglamento mexicano de normas técnicas complementarias para diseño por sismo (2004); los cuales indican que cuando se tiene una rigidez relativa mayor o igual a 0,4 el análisis de efectos ISE tiene implicaciones prácticas importantes.

**Tabla 3. Parámetros y límites de uso**

Parámetro	Ecuación	Límite inferior	Límite superior	Importancia ISE
Relación de masas	$m_c/m_e$	0.1	0.3	Baja
Relación de inercias	$J_c/J_e$	aproximadamente 0	0.1	Baja
Densidad relativa	$\rho_e/\rho_s$	0.1	0.1	Baja
Profundidad relativa	$H_s/R_H$	2	10	Intermedia
Profundidad de desplante	$D/R_H$	0	0.5	Intermedia
Relación de esbeltez	$H_e/R_H$	0	5	Intermedia

Rigidez relativa ( $R_R$ )	$(H_e/T_e) / (H_s/T_s)$	0	2	Alta
-------------------------------	-------------------------	---	---	------

Donde  $m_c$  es la masa de la cimentación,  $m_e$  es la masa de la estructura,  $J_c$  es la inercia de la cimentación,  $J_e$  es la inercia de la estructura,  $\rho_e$  es la densidad de la estructura,  $\rho_s$  es densidad del suelo,  $H_s$  es la profundidad del estrato de suelo,  $D$  es profundidad de desplante de la cimentación,  $R_h$  es el radio equivalente horizontal de la cimentación,  $H_e$  es la altura equivalente de la estructura,  $T_e$  es el periodo equivalente de la estructura,  $H_s$  es la altura del suelo y  $T_s$  es el periodo equivalente del suelo

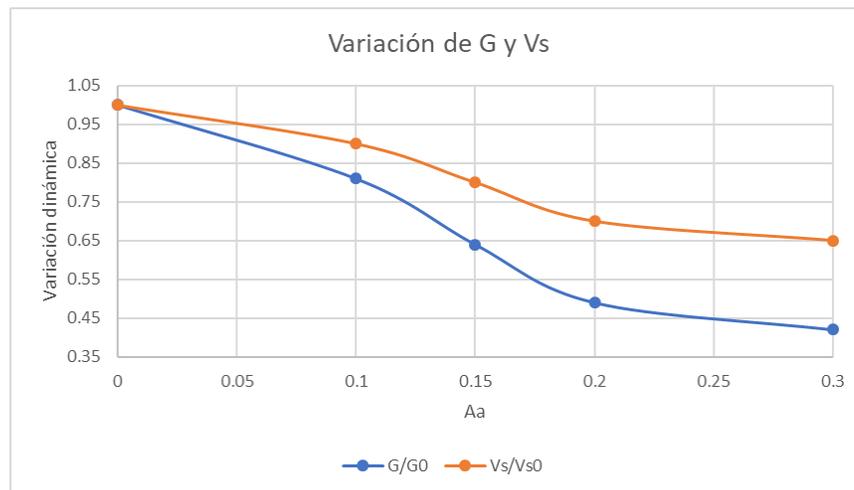


## 4. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA CONSIDERANDO LOS EFECTOS INELÁSTICOS DEL SUELO ISE-I

En la metodología propuesta por el profesor Javier Avilés López (2003) expuesta en este documento se puede apreciar en el cálculo de las propiedades del suelo como se deben calcular los parámetros  $G$  (Módulo de cortante del suelo) y  $V_s$  (Velocidad de onda de corte del suelo); El reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR10 en su Apéndice A-2 presenta un reajuste de estos valores en la tabla A-2.1-1, los cuales se deben realizar según el coeficiente de aceleración pico efectiva de cada zona. Este corresponde a los efectos dinámicos, si el efecto dinámico es nulo (Caso estático) se toman  $G_0$  y  $V_{s0}$  como fue propuesto previamente, sin embargo, a medida que los efectos dinámicos son mayores estos valores se deben reducir como lo indica la NSR10 para tener en cuenta el comportamiento inelástico del suelo.

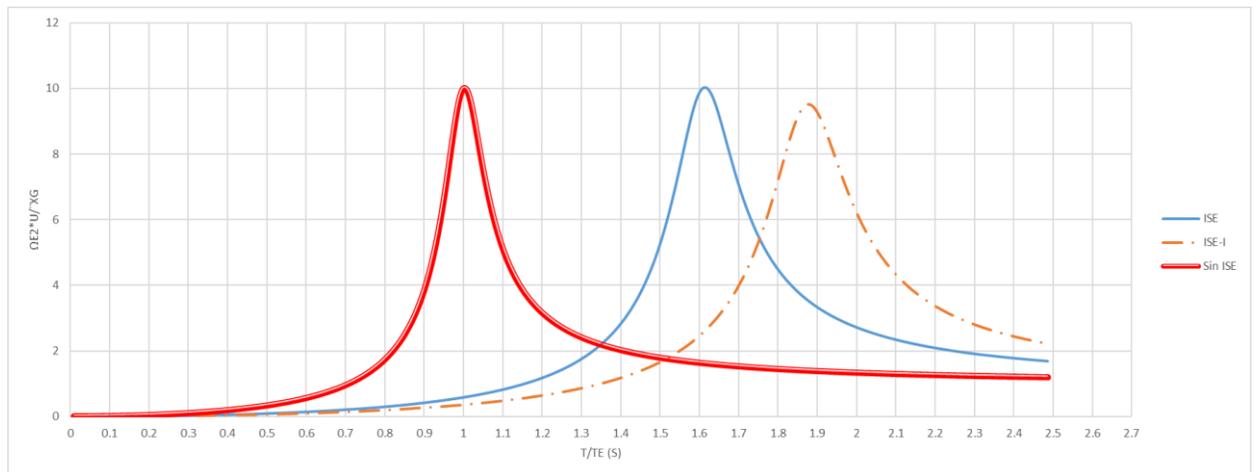
**Tabla 4. Variación de  $G$  y  $V_s$  por efectos inelásticos (Tabla A-2. 1-1 (NSR10))**

	<i>Valores de <math>A_a</math></i>				
	<i>0</i>	<i><math>\leq 0.10</math></i>	<i><math>\leq 0.15</math></i>	<i><math>\leq 0.20</math></i>	<i><math>\leq 0.30</math></i>
<i>Valor de <math>G/G_0</math></i>	<i>1</i>	<i>0.81</i>	<i>0.64</i>	<i>0.49</i>	<i>0.42</i>
<i>Valor de <math>V_s/V_{s0}</math></i>	<i>1</i>	<i>0.9</i>	<i>0.8</i>	<i>0.7</i>	<i>0.65</i>



**Figura 13. Variación de  $G$  y  $V_s$  con el cambio de  $A_a$**

Cuando se realiza este reajuste, se reduce la velocidad de onda de corte y el módulo de cortante, lo que implica que el sistema es más flexible y aumenta el amortiguamiento viscoso, esto se puede apreciar en la Figura 14.



**Figura 14. Variación de la función de transferencia por efectos ISE y efectos ISE inelásticos del suelo**

Como se puede apreciar en la Figura 14 la gráfica que se encuentra más corrida a la izquierda posee una relación entre el periodo efectivo y el periodo de la estructura de 1, lo que indica que esta función de transferencia no tiene en cuenta los efectos ISE, luego la gráfica de la mitad corresponde a la función de transferencia cuando se tienen en cuenta los efectos ISE, y finalmente la gráfica más corrida a la derecha corresponde a la función de transferencia cuando se tienen en cuenta los efectos ISE-I.

El cambio de la función de transferencia del sistema una vez se afectan los parámetros  $G$  y  $V_s$  por el porcentaje que presenta la norma para efectos inelásticos; se puede notar como la gráfica punteada empleando la de  $G$  y  $V_s$  reducidos se desplaza a la derecha, lo que corresponde a un aumento del periodo de interacción, además se puede observar que la función presenta una campana más abierta y posee menor amplitud, lo que indica que el amortiguamiento del sistema es mayor comparado con el de la función antes de disminuir los factores como lo indica el apéndice A-2 de la NSR-10.

NOTA: En todas las tablas y títulos donde se utilice la expresión ISE-I, entiéndase que se tuvieron en cuenta los efectos inelásticos del suelo en el análisis de los efectos ISE.

## 5. DEFINICIÓN DE DERIVA

Se entiende por deriva el desplazamiento horizontal relativo entre dos puntos colocados en la misma línea vertical, en dos pisos o niveles consecutivos de la edificación (NSR-10, 2010)

Según el reglamento colombiano de construcción sismorresistente (NSR-10, 2010), se tienen cuatro razones principales para limitar las derivas:

- a) Deformación inelástica de los elementos estructurales y no estructurales.
- b) Estabilidad global de la estructura.
- c) Daño a los elementos no estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica y a los elementos no estructurales, tales como muros divisorios, particiones, enchapes, acabados, instalaciones eléctricas, mecánicas, etc.
- d) Alarma y pánico entre las personas que ocupen la edificación.

Como se puede apreciar en la definición de deriva y en las razones por las cuales se debe tener un control estricto de las mismas, se ve que ignorando la razón expuesta en el inciso d) que el objetivo es proteger los daños en la estructura; por esta razón se tomó la decisión realizar un análisis de la afectación en derivas por efectos ISE.

Cuando se analizaron los efectos ISE, se pudo apreciar que la deformación horizontal de la estructura consta de dos componentes; la primera es la distorsión de entrepiso generada por la fuerza sísmica distribuida en cada piso, esta distorsión está ligada directamente a la definición de deriva ya que al generar desplazamientos diferenciados (derivadas) entre pisos hace que los elementos se vean sometidos a esfuerzos y por tanto deben ser limitados. El otro desplazamiento es la rotación de la base, esta rotación permitida por la flexibilidad del suelo hace que la estructura tenga un movimiento de cuerpo rígido, rotando sin generar distorsión entre piso. Por tanto, al desplazar la estructura sin deformarla no se están generando esfuerzos en los elementos, así esta rotación de cuerpo rígido no debería ser considerada en el cálculo de derivas.

Ahora bien, aunque la rotación de cuerpo rígido no se debería tener en cuenta en el cálculo de las derivas, ésta si se debiese tener en cuenta en el cálculo de los efectos P-Delta, ya que durante el evento sísmico este desplazamiento ocurre, generando que las cargas verticales salgan de su eje central mayorando los efectos P-Delta.

El reglamento colombiano de construcción sismo resistente en el título A presenta varias consideraciones acerca del tema de derivas cuándo se tienen en cuenta los efectos ISE, las cuales por si solas son contradictorias. El capítulo A.7.1.2 (d) presenta que los efectos ISE pueden generar: "Aumento de los desplazamientos laterales de la estructura ante sollicitaciones sísmicas, debidos en parte significativa a la rotación de la base por efecto de cabeceo, con **cambios en las derivas** (desplazamientos horizontales relativos) en función de la altura a la que se encuentren los niveles en consideración,". Este párrafo explica que las derivas pueden aumentar o disminuir por efectos ISE; lo que se considera una aseveración correcta desde el punto de vista técnico. Caso contrario a lo mostrado en el apéndice A-2.1 "En general el uso de estos requisitos disminuye los valores de diseño del cortante sísmico en la base, las fuerzas horizontales y los momentos de vuelco, **pero**

**aumenta las deflexiones horizontales de la estructura, y por ende las derivas.**”. Lo expresado en el párrafo anterior, va en contra de lo expuesto en los otros párrafos de la norma. lógico sería que al disminuir las solicitaciones sísmicas se disminuyan las distorsiones de entre piso.

Al revisar el FEMA222 se encuentra que lo resaltado en el párrafo anterior no se encuentra en el mismo; A continuación, se presentará el párrafo de donde se determinó el analizado previamente del Apéndice A-2 de la norma colombiana de construcción sismo-resistente.

**“2.5.1 GENERAL:** The provisions set forth in this section may be used to incorporate the effects of soil-structure interaction in the determination of the design earthquake forces and the corresponding displacements of the building. The use of these provisions will decrease the design values of the base shear, lateral forces, and overturning moments **but may increase the computed values of lateral displacements** and de secondary forces associated with the P-delta effects. (FEMA222, 1994)”

Se puede apreciar en la norma (FEMA222, 1994) que se considera la variación de la deriva como en el A.7.1.2 (d) de (NSR-10, 2010). Sin embargo, lo expuesto en el apéndice A-2 va en contra de lo expuesto en (FEMA222, 1994), aun siendo una copia de lo que se manifiesta. La norma colombiana presenta que se aumentan las deflexiones horizontales de la estructura y por ende las derivas, mientras que la norma FEMA presenta qué podrían aumentarse los valores computados de los desplazamientos laterales. Aumentar los desplazamientos laterales no implica aumentar las derivas y ahí se encuentra la discrepancia entre el Apéndice A-2 de la NSR-10 y el artículo 2.51 del FEMA222.

Ahora bien, si se logra demostrar que los efectos ISE como mínimo disminuyen las derivas, es probable que el análisis se tenga en cuenta en los diseños y se terminen diseñando estructuras más acordes con la realidad. Teniendo en cuenta lo dicho sobre la componente de cabeceo en el párrafo anterior; se puede decir que las derivas siempre van como mínimo a disminuir con los efectos ISE, ya que el sistema en general se hace más flexible sin reducir la rigidez de la estructura en sí. Al flexibilizase el sistema hace que la fuerza sísmica sea menor haciendo que las distorsiones entrepiso (derivas) sean menores.

## **6. APLICACIONES TEORICAS**

Para realizar la investigación se usaron una serie de edificios hipotéticos. Durante la toma de decisiones para elegir estos edificios se buscó que estos fuesen coherentes estructuralmente; entre algunos de los criterios utilizados, se encuentra el método del perfil bio-sísmico (Guendelman et al, 2010).

La metodología propuesta por Guendelman et al (2010) para la preevaluación del riesgo sísmico en edificaciones. Ésta se basa en resultados obtenidos de estructuras que tuvieron un buen comportamiento durante el evento sísmico del año 2010 en Chile. Allí se presentan una serie de recomendaciones que se pueden realizar de manera ágil y sencilla. Las cuales permiten verificar el estado de las edificaciones y que tan capaces serán de resistir un evento sísmico, a continuación, se presentan los indicadores que se utilizarán.

### **6.1 INDICADORES DE RIGIDEZ**

#### **6.1.1 Cociente entre la altura total y el periodo del primer modo traslacional**

Este parámetro es un indicador de rigidez del edificio, donde si este valor se encuentra entre 20 y 40 m/s se considera que el edificio es flexible; si esta entre 40 y 70 m/s se consideran edificaciones de rigidez normal; si se encuentra entre 70 y 150 m/s se considera que son edificios rígidos y si es mayor a 150 m/s son edificios considerados excesivamente rígidos.

#### **6.1.2 Desplazamiento del nivel superior**

Se recomienda que en condiciones normales el edificio tenga un desplazamiento máximo del nivel superior entre uno y dos por mil de la altura total del edificio para edificaciones flexibles o un medio por mil de la altura total del edificio para edificaciones de rigidez normal (Se entiende por clasificación flexible o de rigidez normal, según el término altura total entre periodo del primer modo).

### **6.2 INDICADORES DE ACOPLAMIENTO**

Se propone que el periodo fundamental traslacional en las dos direcciones ortogonales se separe alrededor de un 20% uno del otro con el objetivo de evitar el fenómeno de resonancia múltiple, algunos hacen esta relación con las masas participantes.

### **6.3 INDICADORES DE REDUNDANCIA ESTRUCTURAL**

El indicador de redundancia estructural simplemente indica que el número mínimo de líneas de resistencia sísmica para un buen comportamiento sísmico es de cuatro.

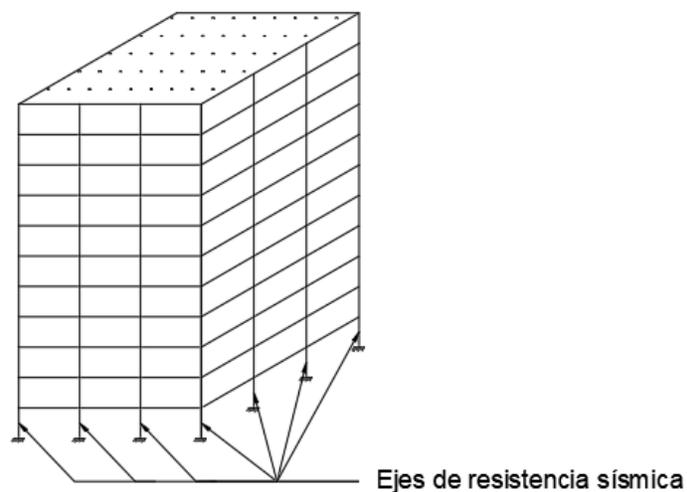
## 6.4 DIMENSIONAMIENTO DE EDIFICIOS

Además de utilizar los conceptos propuestos por el perfil bio-sísmico para el predimensionamiento de la estructura, se utilizaron porcentajes de presión admisibles en las columnas más cargadas ( $\sigma_c$ ); se dice que una columna tiene un tamaño óptimo cuando la presión a la que es sometida por cargas verticales esta alrededor de 20% (para edificios pequeños donde domina el sismo) y el 60% (para edificios altos donde dominan las cargas de servicio) del valor de la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ). Una vez se tuvo todo esto en cuenta se propusieron las siguientes estructuras.

**Tabla 5. Dimensiones de los edificios analizados**

Edificio	#Pisos	H(m)	$\sigma_c/f'_c$
A	5	15	21%
B	10	30	27%
C	15	45	41%
D	20	60	45%
E	25	75	56%
F	30	90	56%

Además de las especificaciones expuestas en la tabla anterior, cabe anotar qué, en las estructuras propuestas, las columnas se encuentran separadas seis metros entre ejes y que la altura de entre piso es de tres metros. Por otra parte, la carga de servicio que se utilizará para el análisis de las edificaciones tiene un valor de 700 kg/m<sup>2</sup> y que el análisis sísmico se hará para una zona de amenaza sísmica intermedia y un suelo tipo E según (NSR-10, 2010).



**Figura 15. Esquema de edificio en análisis**

## 7. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se mostrarán los resultados de considerar los efectos ISE en los edificios expuestos anteriormente. Se podrán apreciar tablas resumen; sin embargo, si se desea conocer los resultados detallados de cada uno de los edificios se puede remitir a los apéndices donde se plasmaron todas las memorias de cálculo.

### 7.1 PROPIEDADES DEL SUELO

A continuación, se presenta el suelo sobre el que se fundarán los edificios hipotéticos que van a ser sometidos al análisis de los efectos ISE.

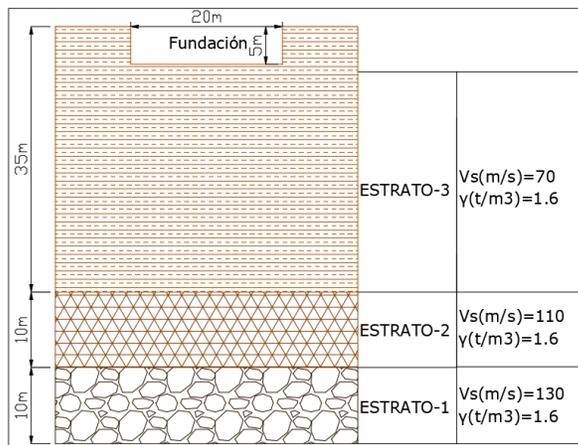


Figura 16. Perfil de suelo empleado en el análisis

### 7.1.1 Método de las formas modales

**Tabla 6. Resultados de las formas modales**

G a partir de Vs			
Vs (m/s)	$\gamma_s$ (t/m3)	$\rho_s$ (t.s2/m4)	G(t/m2)
70	1.6	0.16326531	800
110	1.6	0.16326531	1975.5102
130	1.6	0.16326531	2759.18367

Estrato1	
G(t/m2)	800
$\gamma$ (t/m3)	1.6
H(m)	10
Estrato2	
G(t/m2)	1975.5102
$\gamma$ (t/m3)	1.6
H(m)	10
Estrato3	
G(t/m2)	2759.18367
$\gamma$ (t/m3)	1.6
H(m)	35

m1	0.5437	0.2718
	0.2718	0.5437
k1	80	-80
	-80	80
m2	0.5437	0.2718
	0.2718	0.5437
k2	197.55102	-197.55102
	-197.55102	197.55102
m3	1.9028	0.9514
	0.9514	1.9028
k3	78.834	-78.834
	-78.834	78.834

M	1.9028	0.9514	0	0
	0.9514	2.4465	0.2718	0.0000
	0	0.2718	1.0873	0.2718
	0	0	0.2718	0.5437
K	78.8338	-78.8338	0	0.0000
	-78.8338	276.3848	-197.5510	0.000
	0	-197.5510	277.5510	-80.000
	0	0	-20	20.000
k-w2*m	65.448	-85.527	0.000	
	-85.527	259.174	-199.463	
	0.000	-199.463	269.902	
w(rad/s)	2.65			
Ts(s)	2.37			
det(k-w2*	6.3517E-08			

### 7.1.2 Método de Rayleigh

**Tabla 7. Resultados del método de Rayleigh**

Estrato1		<table border="1"> <thead> <tr> <th>Estrato</th> <th>Hi/Gi</th> <th>Wi</th> <th><math>\gamma^*H^*W\#</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>0.013</td> <td>0.413</td> <td>2.73261482</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>0.005</td> <td>0.581</td> <td>11.9657584</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>0.013</td> <td>1.000</td> <td>107.393543</td> </tr> <tr> <td>Ts(s)</td> <td></td> <td>2.45</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Estrato	Hi/Gi	Wi	$\gamma^*H^*W\#$	1	0.013	0.413	2.73261482	2	0.005	0.581	11.9657584	3	0.013	1.000	107.393543	Ts(s)		2.45	
Estrato	Hi/Gi		Wi	$\gamma^*H^*W\#$																		
1	0.013		0.413	2.73261482																		
2	0.005		0.581	11.9657584																		
3	0.013		1.000	107.393543																		
Ts(s)			2.45																			
G(t/m2)	800																					
$\gamma$ (t/m3)	1.6																					
H(m)	10																					
Estrato2																						
G(t/m2)	1975.5102																					
$\gamma$ (t/m3)	1.6																					
H(m)	10																					
Estrato3																						
G(t/m2)	2759.18367																					
$\gamma$ (t/m3)	1.6																					
H(m)	35																					

### 7.1.3 Método del Recíproco de las lentitudes

**Tabla 8. Resultados del método del recíproco de las lentitudes**

<b>Estrato1</b>						
G(t/m <sup>2</sup> )	800					
Υ(t/m <sup>3</sup> )	1.6					
H(m)	10					
<b>Estrato2</b>		<b>Estrato</b>	<b>ρ</b>	<b>Vsi</b>	<b>Vs(m/2)</b>	<b>Gs(t/m<sup>2</sup>)</b>
G(t/m <sup>2</sup> )	1975.5102	1	0.163	130.000	82.4	1106.2
Υ(t/m <sup>3</sup> )	1.6	2	0.163	110.000		
H(m)	10	3	0.163	70.000		
<b>Estrato3</b>		<b>Hs</b>	55.00			
G(t/m <sup>2</sup> )	2759.18367	<b>Ts(s)</b>	<b>2.67</b>			
Υ(t/m <sup>3</sup> )	1.6					
H(m)	35					

### 7.1.4 Propiedades del suelo

**Tabla 9. Resumen de métodos estudiados**

<b>Método</b>	<b>Periodo Ts(s)</b>
Formas modales	2.37
Rayleigh	2.45
Recirpoco de las lentitudes	2.67

Se observa que los resultados son congruentes entre sí. Por otra parte, previendo que utilizar el resultado obtenido mediante el método del recíproco de las lentitudes proporcionará resultados más conservadores, se opta por utilizar éste como periodo de vibración del suelo.

## 7.2 PROPIEDADES DE LAS ESTRUCTURAS

Como se explicó en la metodología, se pueden calcular las propiedades dinámicas de cada estructura; a continuación, se presenta una tabla con los datos de cada estructura. Los resultados se presentan en el apéndice A (Propiedades dinámicas de la estructura donde se pueden apreciar los resultados completos para todos los modos de vibrar de cada estructura).

**Tabla 10. Propiedades dinámicas con base empotrada**

Edificio	#Pisos	H(m)	Sección Transversal de la columna (cm×cm)	T(s)	Masa participante	Me (t-s2/m)	Heq	Heq(m)
<b>A</b>	5	15	40x40	0.58	87.9%	101.64	70.7%	10.61
<b>B</b>	10	30	50x50	0.71	84.8%	196	66.9%	20.07
<b>C</b>	15	45	50x50	1.05	83.6%	289.87	65.8%	29.61
<b>D</b>	20	60	55x55	1.15	83.0%	383.67	65.3%	39.17
<b>E</b>	25	75	55x55	1.42	82.6%	477.30	65.0%	48.72
<b>F</b>	30	90	60x60	1.43	82.3%	570.76	64.8%	58.29

En la Tabla 10 se puede apreciar que a medida que se aumenta el número de pisos, el periodo fundamental aumenta, aunque este aumento no es notorio en el cambio de altura en que se cambia la rigidez lateral del edificio. Si se observa entre el edificio E y F el cambio del periodo fundamental es mínimo, esto sucede porque entre estos edificios se realizó un cambio de rigidez lateral que compensó el comportamiento. Además, se puede observar que a medida que se aumenta la altura del edificio disminuyen los porcentajes de masa participante y de altura equivalente.

### 7.3 VERIFICACIÓN DEL PERFIL BIO-SÍSMICO

**Tabla 11. Perfil bio-sísmico**

PERFIL BIOSÍSMICO							
Edificio	Indicadores de rigidez			Indicadores de acoplamiento	Indicadores de redundancia estructural		
	H/T(m/s)	H/Tise (m/s)	H/Tise-I (m/s)	T11/T21	#Ejes relevantes		
<b>A</b>	↓ 26	↓ 22	↓ 21	⊗ 0%	✓	4	
<b>B</b>	→ 42	↓ 31	↓ 27	⊗ 0%	✓	4	
<b>C</b>	→ 43	↓ 31	↓ 27	⊗ 0%	✓	4	
<b>D</b>	→ 52	↓ 32	↓ 28	⊗ 0%	✓	4	
<b>E</b>	→ 53	↓ 31	↓ 27	⊗ 0%	✓	4	
<b>F</b>	→ 63	↓ 32	↓ 26	⊗ 0%	✓	4	

Como se puede observar en la Tabla 11, cuando se tiene en cuenta el comportamiento inelástico del suelo, la estructura pasa de tener una rigidez normal (20-40 m/s), a ser una estructura flexible (40-70 m/s); sin embargo, según el método del perfil bio sísmico siguen siendo estructuras con comportamiento dinámico adecuado. Dentro de los indicadores de

rigidez también se mencionaba el desplazamiento lateral del nivel superior, en este caso la estructura es completamente simétrica, lo que hace que para cargas verticales este desplazamiento sea nulo.

Aunque se mencionó que los periodos fundamentales en cada dirección deberían alejarse alrededor de un 20%, esto no se tuvo en cuenta ya que el análisis que se realizaría sería solo en una dirección de la edificación, por tanto, la resonancia múltiple no se tiene en cuenta.

Finalmente, acerca de las líneas de resistencia sísmica, se buscó cumplir esto ya que este es un ítem que no se debería debatir; a través de los años la experiencia ha mostrado que las estructuras que carecen de redundancia estructural no se comportan bien durante los eventos sísmicos.

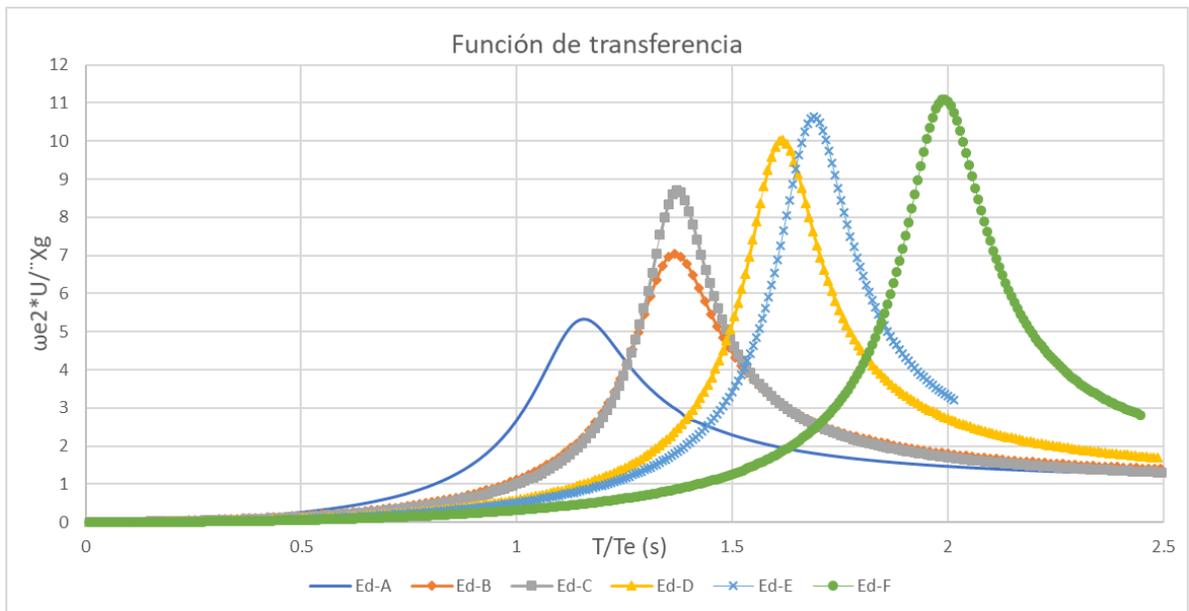
#### 7.4 PROPIEDADES DE LAS ESTRUCTURAS CUANDO SE TIENEN EN CUENTA LOS EFECTOS (ISE)

En la Tabla 12 se podrán apreciar los resultados de interacción de cada una de las estructuras en análisis, las columnas que se llaman ISE, significa que fueron calculadas como propone (Avilés López, 2003), las que tienen nombre ISE-I tienen la modificación del módulo de cortante y la velocidad de onda de corte propuestas por la norma en la tabla A-2.1.1 para tener en cuenta los efectos inelásticos del suelo. Los resultados del análisis se pueden observar en los apéndices B, C y D.

**Tabla 12. Propiedades de interacción de las estructuras**

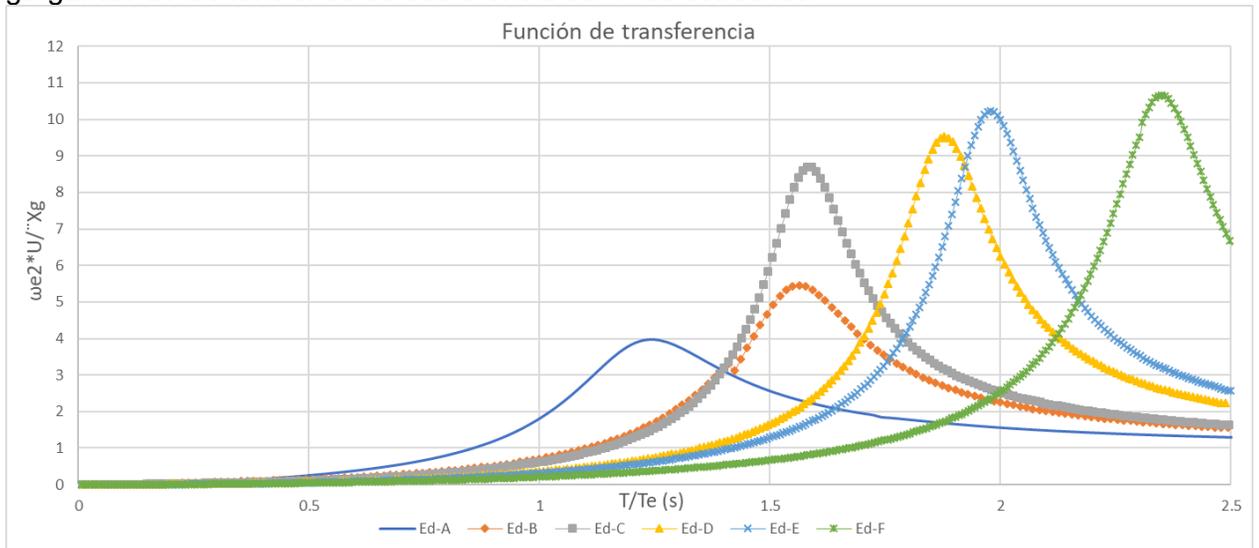
Edificio	#Pisos	Sección transversal (cmxCm)	T(s)	Tise(S)	ξ <sub>ise</sub>	T <sub>ISE-I</sub> (S)	ξ <sub>ISE-I</sub>	Variación T y ξ			
								Tise/T	T <sub>ISE-I</sub> /T	ξ <sub>ise</sub> /ξ	ξ <sub>ISE-I</sub> /ξ
A	5	40x40	0.58	0.67	9.37%	0.72	12.56%	13.43%	19.44%	46.64%	60.19%
B	10	50x50	0.71	0.97	7.09%	1.11	9.17%	26.80%	36.04%	29.48%	45.47%
C	15	50x50	1.05	1.37	5.75%	1.66	5.75%	23.36%	36.75%	13.04%	13.04%
D	20	55x55	1.15	1.86	4.99%	2.16	5.25%	38.17%	46.76%	-0.20%	4.76%
E	25	55x55	1.42	2.4	4.70%	2.81	4.89%	40.83%	49.47%	-6.38%	-2.25%
F	30	60x60	1.43	2.85	4.51%	3.4	4.69%	49.82%	57.94%	-10.86%	-6.61%

Los periodos de interacción suelo-estructura siempre aumentaron y los amortiguamientos varían. También se puede apreciar que si se tienen en cuenta los efectos inelásticos la estructura es más flexible y el amortiguamiento incrementa.



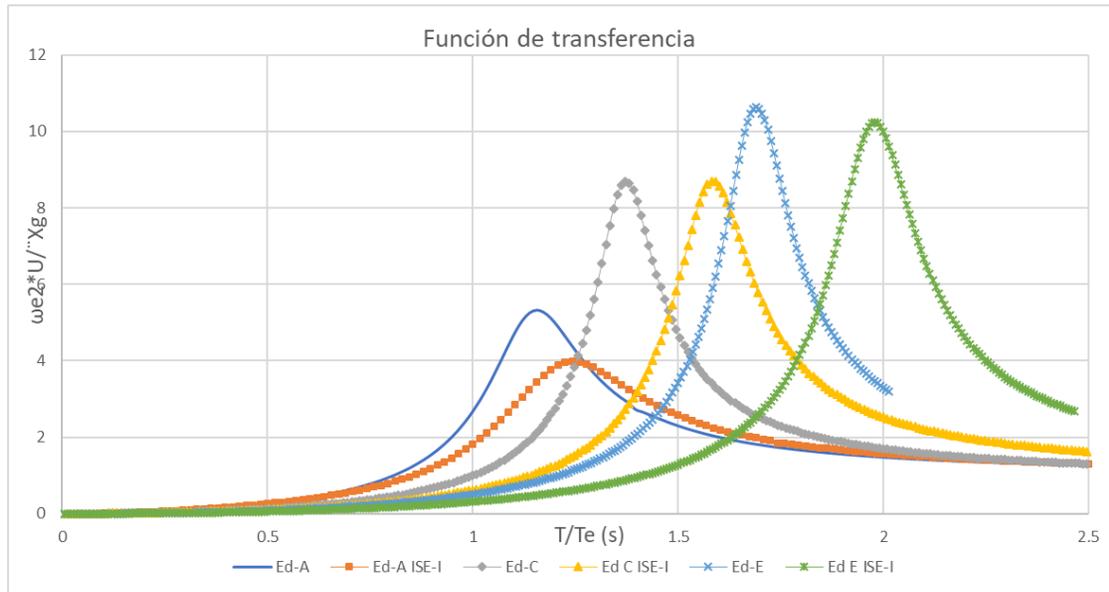
**Figura 17. Función de transferencia de todos los sistemas en análisis**

La Figura 17 muestra las funciones de transferencia de las estructuras en análisis bajo efecto ISE, de aquí es importante observar que a medida que la estructura es más alta se tiene mayor aumento en el periodo dado que el sistema es más flexible, lo que se puede apreciar por el hecho de que los picos de las funciones se van corriendo a la derecha; además, se puede observar que el amortiguamiento es menor a medida que la estructura es más alta, esto se puede notar en el hecho de que los picos son cada vez más altos y las gargantas de las funciones de transferencia son más estrechas.



**Figura 18. Funciones de transferencia de todos los sistemas cuando se tienen en cuenta los efectos ISE-I**

Las funciones de transferencias mostradas en la Figura 18 corresponden a las obtenidas cuando se analizan son efectos ISE-I. El comportamiento sigue siendo el mismo entre las gráficas, aunque se puede apreciar que éstas están más corridas a la derecha y poseen menor amplitud al ser más amortiguadas.



**Figura 19. Función de transferencia considerando efectos ISE y efectos ISE**

En la Figura 19 se puede apreciar la comparación de los edificios A, B y C cuando se tienen en cuenta los efectos ISE y cuando se analizan los efectos ISE-I. Esta vez es más claro lo que se intentó mostrar antes, cada gráfica es más corrida a la derecha (más flexible) y con gargantas más amplias (más amortiguamiento). Este comportamiento se genera en todas las edificaciones en análisis.

## 7.5 SOLICITACIONES SÍSMICAS

Una vez se obtuvieron las propiedades dinámicas del sistema teniendo en cuenta los efectos ISE, se procedió al cálculo de fuerzas sísmicas bajo cada una de las condiciones que se están analizando, los resultados se encuentran en los apéndices E y G.

**Tabla 13. Solicitaciones sísmicas en las edificaciones en análisis**

Edificio	(a)Cortante basal sin ISE (t)	(b)Cortante basal ISE (t)	(c) Cortante basal ISE-I (t)	$((a)-(b))/(a)$	$((a)-(c))/(a)$	R <sub>R</sub>
A	893	718	893	19.5%	0.0%	0.9
B	1786	1588	1759	11.1%	1.5%	1.4
C	2488	1915	1839	23.0%	26.1%	1.6
D	3055	2075	1893	32.1%	38.0%	1.8
E	2532	1535	1291	39.4%	49.0%	1.9
F	3007	1573	1297	47.7%	56.9%	2.1

En la Tabla 13 se puede apreciar que incluir los efectos ISE es efectivo en el análisis dinámico de las edificaciones puesto que se obtuvieron reducciones en el cortante basal desde el 19.5% hasta el 47.7% sin tener en cuenta los efectos inelásticos del suelo.

Por otro lado, cuando se tuvieron en cuenta los efectos inelásticos del suelo en el análisis de efectos suelo estructura la reducción de cortante basal fue desde el 0% hasta el 56.9%. También se pudo apreciar que en general la reducción de cortante sísmica cuando se toman en cuenta las condiciones expresadas en el apéndice A-2 de la (NSR-10, 2010) hace que las reducciones sean mayores; sin embargo, se pudo estimar que la reducción en el edificio A disminuyó, esto ocurre porque la norma obliga a que la reducción de cortante basal no debe ser menor que  $0.7V's$ .

Donde  $V's$  es el cortante basal calculada como lo expresa la (NSR-10, 2010) en el capítulo A4 con el periodo igual a  $CuTa$ .

Como en el caso del edificio A el aumento de periodo no saca la estructura de la meseta del espectro el  $CuTa$  tampoco lo hace y se obliga a que la reducción sea nula; esta condición se usa para evitar que se lleguen a extremos a la hora de reducir el cortante basal; sin embargo, en este caso podría ser ignorada ya que el aumento de amortiguamiento es importante y este es el que proporciona la reducción de cortante.

Como otro aspecto para tener en cuenta, es importante analizar que a medida que se aumenta el valor de la rigidez relativa del sistema la reducción del cortante basal por efectos ISE es mayor, la relación de rigidez es importante y ésta indica si el análisis es importante, esto dicho anteriormente muestra la congruencia del método.

## 7.6 DERIVAS Y DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

Se calcularon las derivas y los desplazamientos horizontales máximos de las estructuras; en caso de que se desee conocer los resultados completos de cada estructura se puede remitir a los apéndices F y H.

Nota: téngase en cuenta que Z es el valor del desplazamiento lateral por deformaciones de cuerpo rígido; dicho desplazamiento calculado como la rotación en la base multiplicada por la altura de cada piso ( $Z=\theta*H$ )

**Tabla 14. Desplazamientos laterales máximos por efectos (ISE)**

Edificio	(a) $\delta$ -sin ISE (cm)	(b) $\delta_{ISE}$ (cm)	$Z_{ISE}$ (cm)	(c) $\delta_{ISE}+Z_{ISE}$ (cm)	$((a)-(b))/(a)$	$((a)-(c))/(a)$
<b>A</b>	9.92	7.98	1.01	8.99	-19.60%	-9.40%
<b>B</b>	15.68	12.4	12.12	24.52	-20.90%	<b>56.40%</b>
<b>C</b>	33.04	25.44	19.04	44.48	-23.00%	<b>34.60%</b>
<b>D</b>	36.9	25.06	35.09	60.15	-32.10%	<b>63.00%</b>
<b>E</b>	53.4	19.6	23.9	43.5	-63.30%	-18.50%
<b>F</b>	53.7	14.7	34.6	49.3	-72.60%	-8.20%

**Tabla 15. Desplazamientos laterales máximos por efectos ISE-I**

Edificio	(a) $\delta$ -sin ISE (cm)	(b) $\delta_{ISE-I}$ (cm)	$Z_{ISE-I}$ (cm)	(c) $\delta_{ISE-I}+Z_{ISE-I}$ (cm)	$((a)-(b))/(a)$	$((a)-(c))/(a)$
<b>A</b>	9.92	9.92	2.11	12.03	0.00%	<b>21.30%</b>
<b>B</b>	15.68	15.44	13.43	28.87	-1.50%	<b>84.10%</b>
<b>C</b>	33.04	24.43	18.29	42.72	-26.10%	<b>29.30%</b>
<b>D</b>	36.9	22.86	32.55	55.41	-38.00%	<b>50.20%</b>
<b>E</b>	53.4	13.9	20	33.9	-74.00%	-36.50%
<b>F</b>	53.7	10	44.7	54.7	-81.40%	<b>1.90%</b>

**Tabla 16. Derivas máximas de la estructura**

DERIVAS MÁXIMAS									
Edificio	$\Delta$ sin ISE (a)	$\Delta$ ISE (b)	$\Delta$ ISE+ $\theta$ ISE (c)	$\Delta$ ISE-I (d)	$\Delta$ ISE-I+ $\theta$ ISE-I (e)	$[(a)-(b)]/(a)$	$[(a)-(c)]/(a)$	$[(a)-(d)]/(a)$	$[(a)-(e)]/(a)$
<b>A</b>	0.84%	0.68%	0.79%	0.83%	1.00%	-19.05%	-5.95%	0%	<b>19.05%</b>
<b>B</b>	0.73%	0.58%	0.98%	0.72%	1.17%	-20.55%	<b>34.25%</b>	-1.37%	<b>60.27%</b>
<b>C</b>	1.02%	0.79%	1.21%	0.76%	1.16%	-22.55%	<b>18.63%</b>	-25.49%	<b>13.73%</b>
<b>D</b>	0.86%	0.58%	1.18%	0.53%	1.07%	-32.56%	<b>37.21%</b>	-38.37%	<b>24.42%</b>
<b>E</b>	1.10%	0.40%	0.89%	0.28%	0.69%	-63.64%	-19.09%	-74.55%	-37.27%
<b>F</b>	0.92%	0.25%	0.84%	0.17%	0.94%	-72.83%	-8.70%	-81.52%	<b>2.17%</b>

Como se puede apreciar en la Tabla 14 y Tabla 15 la reducción de los desplazamientos laterales producido netamente por fuerzas sísmicas va desde el 19.6% hasta el 72.6% para los casos en que se hace el análisis de efectos ISE sin tener en cuenta las rotaciones y aumentos desde el 21% hasta el 84.1% cuando se tienen en cuenta las rotaciones en efectos ISE. De la misma manera cuando se realizan análisis de los efectos ISE-I y no se tienen en cuenta las rotaciones la disminución va desde el 0% hasta 81.4% cuando se tienen en cuenta las recomendaciones del apéndice A-2 de la NSR10 y aumentos desde 1.9% hasta 84.1% cuando se tienen en cuenta las rotaciones; la razón de la disminución del 0% en el edificio A es la misma que se expuso en el Capítulo 7.5.

Ahora bien, si se observa la Tabla 16 en la cual se muestran los cambios de derivas cuando se analizan los efectos ISE y los efectos ISE-I se puede apreciar que siempre y cuando no se tengan en cuenta las rotaciones en el cálculo de las derivas siempre se presentarán reducciones en estas; mientras que una vez se tienen en cuenta las rotaciones para el cálculo de derivas, estas generalmente presentan variaciones.

## 7.7 EFECTOS P-DELTA

Como se explicó anteriormente, a pesar de que los desplazamientos generados por movimientos de cuerpo rígido de la estructura no se deben tener en cuenta, estos movimientos existen y por tanto se deben tener en cuenta a la hora de calcular los efectos P-Delta de la estructura, a continuación se presentarán los índices de estabilidad  $Q_i$  máximos de cada estructura para verificar si se requiere análisis P-Delta o si estos se pueden despreciar; por otro lado, si se desea conocer los cálculos realizados para obtener los índices de estabilidad, se puede remitir al apéndice I.

**Tabla 17. Índices de estabilidad máximos**

ÍNDICE DE ESTABILIDAD MÁXIMOS					
Edificio	$Q_{iNSR10}$ (a)	$Q_{iISE}$ (b)	$Q_{iISE+\theta}ISE$ (c)	$Q_{iISE-I}$ (d)	$Q_{iISE-I+\theta}ISE-I$ (e)
<b>A</b>	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020
<b>B</b>	0.0020	0.0020	0.0030	0.0020	0.0040
<b>C</b>	0.0010	0.0010	0.0100	0.0010	0.0100

<b>D</b>	0.0100	0.0100	0.0100	0.0100	0.0100
<b>E</b>	0.0100	0.0100	0.0200	0.0100	0.0200
<b>F</b>	0.0100	0.0100	0.0300	0.0100	0.0300

La Tabla 17 muestra los índices de estabilidad máximos calculados para cada estructura, se puede observar que ninguno de ellos sobrepasa el valor de 0.3 expresado en el A.6.2.3 de (NSR-10, 2010), en esta sección se expresa que en caso de que el índice de estabilidad sea menor a ese valor los efectos P-Delta se pueden ignorar. En la columna (c) y (e) se pueden apreciar los índices de estabilidad de los desplazamientos laterales máximos de la estructura; también se puede apreciar que estos se encuentran muy por debajo del valor límite, así verificando que se puede desprestigiar el efecto.

## 7.8 ESTUDIO PARAMÉTRICO

Un estudio paramétrico realizado previamente al análisis de los efectos ISE puede permitir hacerse a una idea de si realizar un proceso para incluir dichos efectos es necesario en un proyecto; por otro lado, también se podría utilizar en caso de estar dudando si las variaciones que se encontraron son importantes y tomar decisiones y a concluir sobre los resultados. A continuación, se presentarán los valores de los parámetros más relevantes en un análisis ISE.

**Tabla 18. Estudio paramétrico**

<b>Edificio</b>	<b>Relación de esbeltez (<math>H_e/R_h</math>)</b>	<b>Rigidez Relativa (<math>R_R</math>)</b>
<b>A</b>	0.9	0.9
<b>B</b>	1.8	1.4
<b>C</b>	2.6	1.6
<b>D</b>	3.5	1.8
<b>E</b>	4.3	1.9
<b>F</b>	5.2	2.1

Como se puede apreciar en la Tabla 18, todos los parámetros apuntan a que las estructuras tienen una variación importante cuando se incluyen los efectos ISE en el análisis dinámico de las mismas; la profundidad relativa y la profundidad de desplante tienen el mismo valor para todas las estructuras puesto que son condiciones que dependen de la

cimentación y del estrato de suelo y ya que estas variables se mantuvieron constantes entre una estructura y otra dichos parametros mantienen valores de 4.9 y 0.4 respectivamente. De la Tabla 1 se puede apreciar que los valores se encuentran alrededor de los límites superiores indicando una alta aceptabilidad como indicador de efectos ISE.

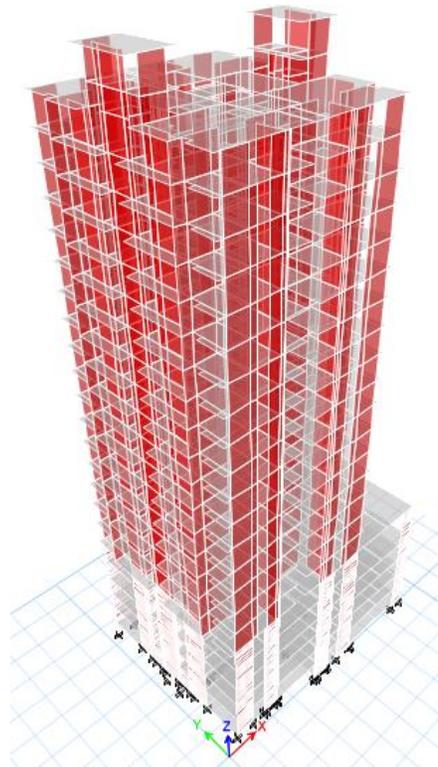
Por otro lado, los parámetros que varían entre cada edificio son la relación de esbeltez y la rigidez relativa, estos dependen de las propiedades fundamentales de la estructura y en estos se puede apreciar que a medida que aumentan se vuelve más importante la interacción suelo-estructura como se explicó con la rigidez relativa ( $R_R$ ) en las solicitaciones sísmicas. Según el análisis paramétrico todos los edificios en análisis tienen una importante variación cuando se consideran los efectos ISE.

## 8. CASO PRÁCTICO

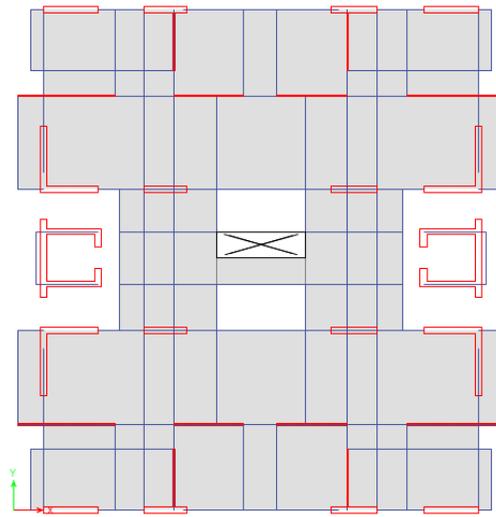
En busca de demostrar que lo encontrado en la investigación también se aplica a edificaciones reales, se tomó la decisión de incluir el análisis de los efectos ISE de una edificación real de uso residencial empleando un programa de cómputo. La edificación que se incluirá en la investigación se conforma de un edificio de 23 niveles en la ciudad de Medellín-Colombia cimentado sobre un perfil de suelo tipo E con una profundidad estimada de 30m; además, el sistema principal de resistencia sísmica se conforma por muros estructurales.

**Tabla 19. Propiedades y dimensiones del edificio**

$f_c$	$f_y$	Espesor muros	Peralte Vigas	Espesor losas
mín 21Mpa	420 Mpa	$e_{mín}$ 150 mm	mín 40cm	$e_{mín}$ 90mm
máx 35 Mpa		$e_{máx}$ 300 mm	máx 60cm	$e_{máx}$ 110mm



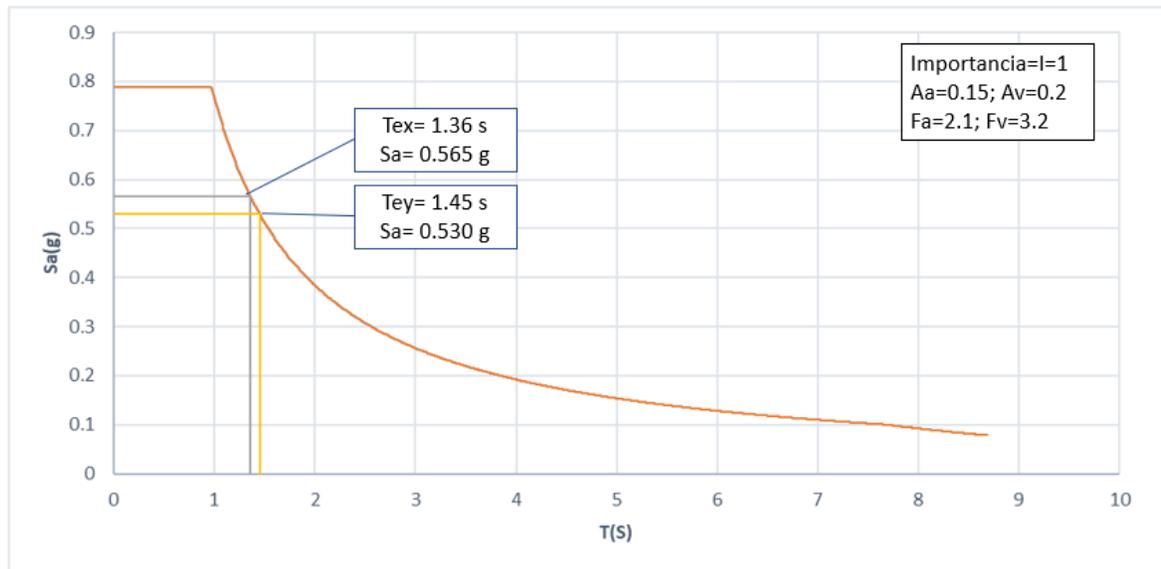
**Figura 20. Modelo edificio en programa de cómputo**



**Figura 21. Planta típica desde piso 6 hasta cubierta**

**Tabla 20. Resultados del análisis modal**

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		sec												
Modal	1	1.45	3%	67%	0%	3%	67%	0%	0.34	0.02	0.01	0.34	0.02	0.01
Modal	2	1.363	66%	0%	0%	66%	67%	0%	0.02	0.34	0.00	0.34	0.34	0.01
Modal	3	1.044	0%	0%	0%	66%	67%	0%	0.03	0.00	0.61	0.34	0.34	0.63
Modal	4	0.419	0%	14%	0%	66%	81%	0%	0.28	0.01	0.00	0.62	0.34	0.63
Modal	5	0.394	13%	3%	0%	80%	81%	0%	0.04	0.26	0.00	0.62	0.60	0.63
Modal	6	0.33	0%	0%	0%	80%	81%	0%	0.00	0.00	0.15	0.62	0.60	0.77
Modal	7	0.218	1%	6%	0%	80%	87%	0%	0.08	0.03	0.00	0.70	0.60	0.78
Modal	8	0.193	5%	0%	0%	85%	87%	0%	0.00	0.06	0.00	0.70	0.67	0.78
Modal	9	0.18	0%	0%	0%	85%	87%	0%	0.00	0.00	0.06	0.70	0.67	0.84
Modal	10	0.136	0%	3%	0%	85%	90%	0%	0.06	0.00	0.00	0.76	0.67	0.84
Modal	11	0.119	3%	0%	0%	87%	90%	0%	0.02	0.05	0.00	0.76	0.72	0.84
Modal	12	0.115	0%	0%	0%	87%	90%	0%	0.00	0.00	0.03	0.76	0.72	0.87
Modal	13	0.099	1%	0%	0%	87%	90%	0%	0.00	0.01	0.00	0.76	0.72	0.87
Modal	14	0.098	0%	0%	0%	87%	90%	0%	0.00	0.00	0.00	0.77	0.72	0.87
Modal	15	0.096	0%	2%	0%	87%	92%	0%	0.04	0.00	0.00	0.80	0.72	0.87
Modal	16	0.093	0%	0%	0%	87%	92%	0%	0.00	0.00	0.00	0.80	0.72	0.87
Modal	17	0.091	0%	0%	0%	87%	92%	0%	0.00	0.00	0.00	0.80	0.72	0.87
Modal	18	0.086	0%	0%	0%	87%	92%	0%	0.00	0.00	0.02	0.80	0.72	0.89
Modal	19	0.082	2%	1%	0%	89%	92%	0%	0.02	0.04	0.00	0.80	0.76	0.89
Modal	20	0.08	0%	0%	0%	89%	92%	0%	0.00	0.00	0.00	0.81	0.76	0.89
Modal	21	0.077	1%	1%	0%	89%	93%	0%	0.02	0.01	0.00	0.82	0.76	0.89
Modal	22	0.072	2%	0%	0%	89%	93%	0%	0.00	0.02	0.01	0.83	0.76	0.90
Modal	23	0.067	0%	0%	0%	89%	93%	0%	0.00	0.00	0.02	0.83	0.76	0.90
Modal	24	0.067	1%	1%	0%	89%	93%	0%	0.01	0.02	0.00	0.84	0.76	0.90
Modal	25	0.065	0%	0%	0%	89%	93%	0%	0.00	0.00	0.03	0.84	0.76	0.90
Modal	26	0.064	0%	0%	0%	89%	93%	0%	0.00	0.00	0.01	0.84	0.76	0.91
Modal	27	0.063	2%	0%	0%	91%	93%	0%	0.00	0.03	0.00	0.84	0.79	0.91
Modal	28	0.063	0%	0%	0%	91%	93%	0%	0.00	0.00	0.04	0.84	0.79	0.91
Modal	29	0.057	3%	0%	0%	91%	94%	0%	0.01	0.05	0.00	0.85	0.79	0.91
Modal	30	0.055	0%	0%	0%	91%	94%	0%	0.00	0.00	0.00	0.85	0.79	0.92



**Figura 22. Aceleraciones espectrales de la estructura en x e y**

## 8.1 ANÁLISIS PARAMÉTRICO

En este caso lo primero que se va a realizar es el estudio paramétrico con el objetivo de prever si realizar un análisis de los efectos ISE en esta edificación tendría relevancia.

**Tabla 21. Análisis paramétrico caso práctico**

Edificio	Profundidad relativa $H_s/RH$	Profundidad de desplante $D/RH$	Relación de esbeltez $H_e/RH$	Rigidez Relativa $RR$
<b>Caso práctico</b>	2.3	0.0	3.1	1.65

Como se puede observar de la Tabla 22, las condiciones geotécnicas por si son malas para realizar un análisis de los efectos ISE, pues a pesar de encontrarse desplantado sobre un estrato de suelo blando los parámetros controlados por el suelo y la cimentación como la profundidad relativa y la profundidad de desplante muestran que los efectos ISE no serán muy importantes; sin embargo, el parámetro más importante que es la rigidez relativa ( $RR > 0.4$ ) muestra que los efectos ISE serán importantes en el análisis dinámico. Por tanto, se toma la decisión de continuar con el análisis de los efectos ISE.

## 8.2 PERFIL BIO-SÍSMICO

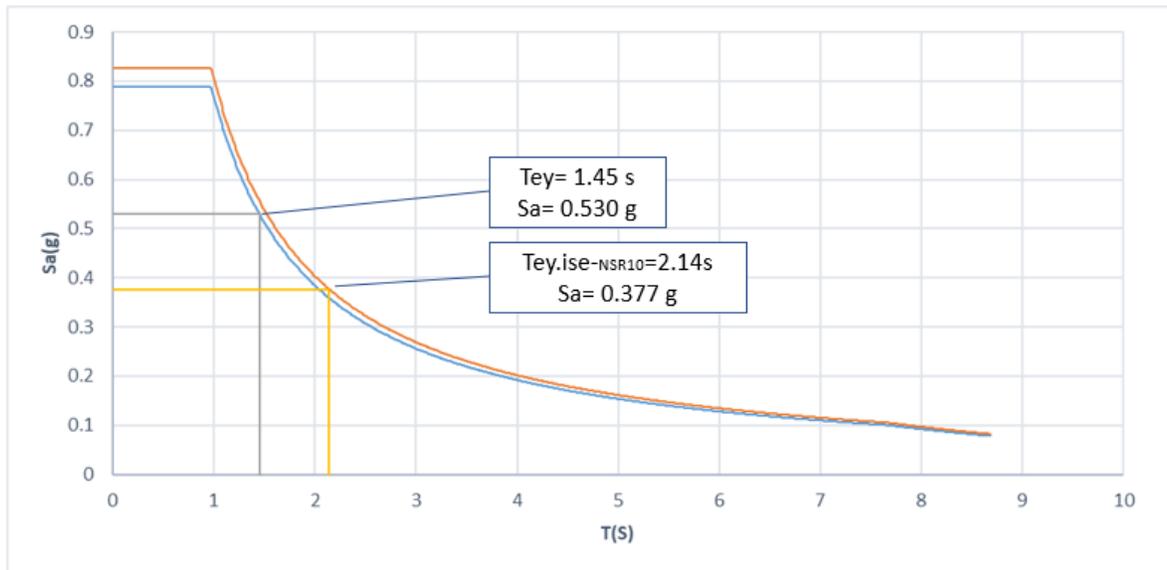
Se realizó la revisión de la estructura por el método del perfil bio-sísmico y los resultados se pueden observar en la siguiente tabla.











**Figura 26. Variación de la aceleración espectral en dirección Y ISE-I**

Como se puede apreciar en las figuras y tablas presentadas anteriormente, la edificación bajo análisis se comporta como se esperaba desde el análisis paramétrico; entre Figura 23 hasta la Figura 26 se muestra cómo disminuyen las aceleraciones espectrales en la estructura, lo que conlleva a que las sollicitaciones sísmicas disminuyan y por ende las derivas disminuirán puesto que el edificio es menos sollicitado.

**Tabla 27. Periodo y fracción de amortiguamiento crítico**

	Análisis modal espectral				Efectos (ISE)				Efectos (ISE-I)				(1)	(2)	(3)	(4)
	T(s)		$\xi$		T(s)		$\xi$		T(s)		$\xi$		36%	32%	-12%	-12%
Dirección	X (a)	Y (b)	X (c)	Y (d)	X (e)	Y (f)	X (g)	Y (h)	X (i)	Y (j)	X (k)	Y (l)	(5)	(6)	(7)	(8)
	1.36	1.45	0.05	0.05	1.85	1.92	0.044	0.044	2.08	2.14	0.045	0.045	53%	48%	-10%	-10%
	(1)=((e)-(a))/(a)		(2)=((f)-(b))/(b)		(3)=((g)-(c))/(c)		(4)=((h)-(d))/(d)		(5)=((i)-(a))/(a)		(6)=((j)-(b))/(b)					
	(7)=((k)-(c))/(c)		(8)=((l)-(d))/(d)													

De la Tabla 27 se puede observar como aumentan los periodos del sistema suelo-estructura los cuales presentan aumentos desde el 32% hasta el 53% mientras que para este caso específico se disminuye la fracción de amortiguamiento crítico entre un 10% y un 12%. Cuando se aumenta el periodo del sistema se sabe que las reducciones de aceleraciones espectrales son un hecho, mientras que al disminuirse el amortiguamiento del sistema se espera que las aceleraciones aumenten; por lo que se debe verificar el balance de reducciones y aumentos de la aceleración para conocer si en general aumenta o disminuye. Lo que se debe tener en cuenta es que en los casos donde la fracción de amortiguamiento crítico se ve disminuida es porque se trata de edificaciones altas en las que el aumento del periodo es grande y hace que la aceleración disminuya incluso cuando el amortiguamiento disminuye. Esto se pudo observar claramente entre la Figura 23 y la Figura 26.

## 8.4 SOLICITACIONES SÍSMICAS

Mediante el uso del programa de cómputo utilizado se encuentran las siguientes solicitaciones sísmicas; estas corresponden a las aceleraciones espectrales presentadas en el capítulo anterior.

**Tabla 28. Solicitaciones sísmicas caso práctico**

Orientación		(a)Cortante basal (t)	(b)Cortante basal (ISE) (t)	(c)Cortante basal (ISE-I) (t)	$((b)-(a))/(a)$	$((c)-(a))/(a)$
FHE	Dirección X	4613	3569	3160	-23%	-32%
	Dirección Y	4333	3421	3065	-21%	-29%
Análisis modal espectral	Dirección X	3659	2856	2528	-22%	-31%
	Dirección Y	3458	2737	2452	-21%	-29%

**Tabla 29. Momentos de vuelco por solicitaciones sísmicas**

Orientación		(a)Momento de vuelco (t-m)	(b)Momento de vuelco (ISE) (t-m)	(c)Momento de vuelco (ISE-I) (t-m)	$((b)-(a))/(a)$	$((c)-(a))/(a)$
FHE	Dirección X	198721	153748	136117	-23%	-32%
	Dirección Y	185633	146591	131301	-21%	-29%
Análisis modal espectral	Dirección X	144482	115105	101906	-20%	-29%
	Dirección Y	134640	109735	98290	-18%	-27%

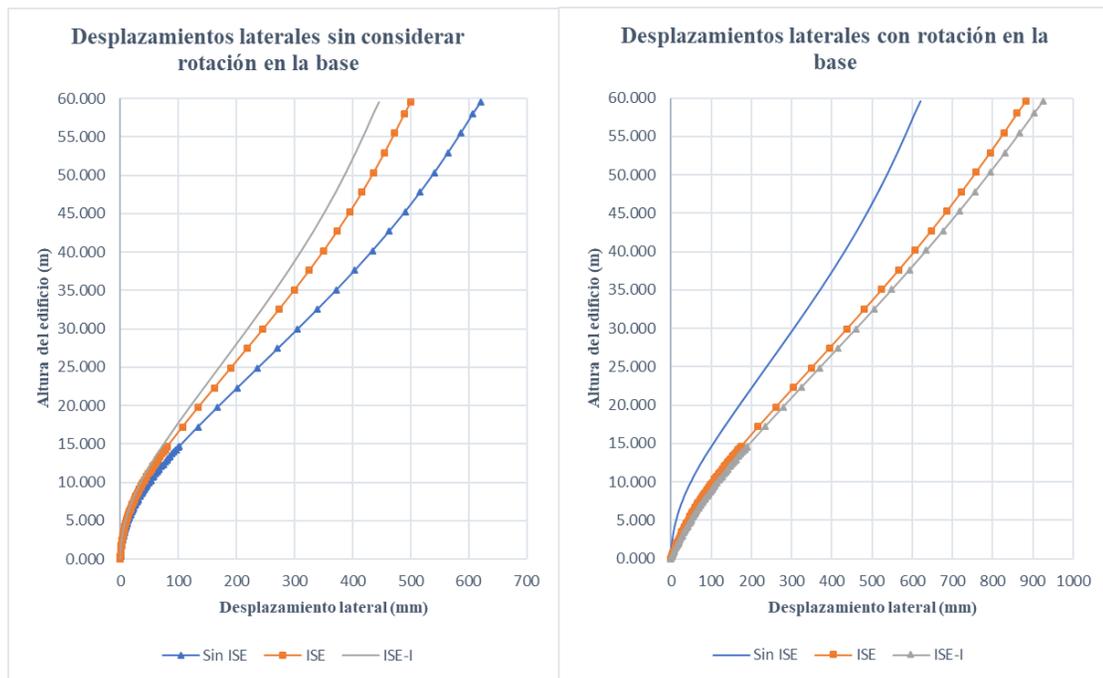
Como se puede apreciar en la Tabla 28 las cortantes sísmicas disminuyen por efectos ISE; por el método de la fuerza horizontal equivalente las solicitaciones disminuyen un 21% para efectos ISE y un 29% para efectos ISE-I en dirección X, mientras que por el método de análisis modal espectral muestra una disminución de entre el 21% para efectos ISE hasta un 30% para efectos ISE-I también en sentido X; este comportamiento mantiene la misma tendencia de reducción en el sentido Y.

De la Tabla 29 se puede observar que la reducción en solicitaciones sigue la misma tendencia que por reducción del cortante basal; disminuyendo entre un 23% para efectos ISE y 32% para efectos ISE-I por el método FHE en dirección X, y reducciones desde el 20% para efectos ISE hasta 29% para efectos ISE-I por el método de análisis modal espectral en sentido X. De la misma manera se mantienen las tendencias en el sentido Y.

## 8.5 DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y DERIVAS

### 8.5.1 Desplazamientos laterales

Como se había mencionado los desplazamientos laterales suelen aumentar cuando toman en cuenta los efectos ISE, este aumento es propiciado por la rotación del suelo y a continuación se presentarán dos gráficos en los que se muestran los desplazamientos laterales con y sin la rotación de la base.



**Figura 27. Perfiles de desplazamiento lateral**

De la Figura 27 se puede observar que la influencia de la rotación de la base en la estructura es importante, mostrando desde el hecho de que los desplazamientos sean menores a los calculados sin efectos ISE cuando no se tiene en cuenta la rotación, hasta el hecho de que los desplazamientos laterales sean mayores desde un 42% hasta un 49% comparados con el caso sin rotación.

### 8.5.2 Derivas

A continuación, se presentan 2 tablas en las que se presentan las derivas calculadas de la estructura, en la primera Tabla 31 se presentan las derivas como se propone en la (NSR-10, 2010), es decir, teniendo en cuenta la rotación de la base de la estructura. La segunda Tabla 32 presenta el cálculo de las derivas como se considera en la actual investigación (sin tener en cuenta la rotación en la base para el cálculo de la deriva).

Primero se presentarán las derivas calculadas teniendo en cuenta la rotación de cuerpo rígido de la estructura; sin embargo, para esto primero se deben calcular las rotaciones. A continuación, se presenta la Ecuación 48:

$$\theta = \frac{V_{ISE} M_{vuelco-ISE}}{V_S K_{cd}} \quad (48)$$

La anterior provee la rotación en radianes de la estructura, si ese valor se multiplica por la altura se obtiene cuanto se desplaza lateralmente la estructura. De la Tabla 28 se pueden obtener las cortantes basales y de la Tabla 29 los momentos de vuelco.

Ahora bien, utilizando la Ecuación 48 y la información de las Tablas 28, 29 y 30 se obtiene la pendiente del desplazamiento por rotación.

**Tabla 30. Pendiente de la rotación en la base de la estructura**

Orientación		(a) $\Theta_{NSR10}$ (rad)	(b) $\Theta_{ISE}$ (rad)	(c) $\Theta_{0SE-I}$ (rad)
FHE	Dirección X	0	0.0061	0.0076
	Dirección Y	0	0.0059	0.0075
Análisis modal espectral	Dirección X	0	0.0046	0.0057
	Dirección Y	0	0.0045	0.0057

Como se puede apreciar de la Tabla 31, la columna (a) muestra la pendiente de la rotación en la base cuando no se tienen en cuenta los efectos ISE, estos valores corresponden a 0 puesto que cuando no se tiene en cuenta el aporte de flexibilidad del suelo, se considera que la base no rota. En las columnas (b) y (c) se pueden apreciar las rotaciones, las cuales según el reglamento de construcción sismo resistente se deben adicionar a las derivas; a continuación, se puede apreciar una tabla con las derivas según la NSR10.

**Tabla 31. Derivas con rotación en la base del edificio (caso práctico)**

Orientación		(a) deriva máxima sin ISE	(b) deriva máxima ISE	(c) deriva máxima ISE-I	((b)-(a))/(a)	((c)-(a))/(a)
FHE	Dirección X	1.54%	1.80%	1.81%	17%	18%
	Dirección Y	1.66%	1.90%	1.92%	15%	16%
Análisis modal espectral	Dirección X	1.15%	1.37%	1.38%	19%	20%
	Dirección Y	1.25%	1.47%	1.48%	17%	18%

La Tabla 31 muestra que todas las derivas incrementan por efectos ISE; estos aumentos van desde el 16% hasta el 20%. Cuando se mira desde este ángulo, los efectos ISE hacen que las estructuras sean más costosas y por lo tanto al ser un método no obligatorio no se usa en Colombia. Aquí es donde se desea hacer hincapié, el hecho de no usar bien la definición de deriva lleva a que no se tengan en cuenta los efectos ISE, cuando la deriva se tiene en cuenta según lo indicado en la presente investigación y en (Reglamento mexicano de normas técnicas complementarias de diseño por sismo, 2004), los efectos son beneficiosos como se podrá apreciar en la Tabla 32 y en las demás comparaciones de los casos teóricos.

**Tabla 32. Derivas sin rotación en la base del edificio (caso práctico)**

Orientación		(a) deriva máxima sin ISE	(b) deriva máxima ISE	(c) deriva máxima ISE-I	((b)-(a))/(a)	((c)-(a))/(a)
FHE	Dirección X	1.54%	1.19%	1.05%	-23%	-32%
	Dirección Y	1.66%	1.31%	1.17%	-21%	-30%
Análisis modal espectral	Dirección X	1.15%	0.91%	0.81%	-21%	-30%
	Dirección Y	1.25%	1.02%	0.91%	-18%	-27%

La Tabla 32 corresponde a las derivas de la estructura cuando solo se tiene cuenta la distorsión entrepiso generada por la fuerza. Se puede apreciar que al igual que en el caso de las solicitaciones sísmicas, las derivas disminuyen con los efectos ISE. En la columna (a) se encuentran las derivas calculadas con las solicitaciones sísmicas sin reducir por efectos ISE, la columna (b) corresponde a las derivas calculadas incluyendo los efectos ISE y la columna (c) corresponde a las derivas con efectos ISE-I.

Con este edificio se quiso mostrar como por el solo hecho de tener en cuenta los efectos ISE una estructura pasa de no cumplir derivas, a estar bajo los límites permitidos sin necesidad de aumentar tamaños de elementos. Las derivas pasan de 1.54% a 1.05% lo que corresponde a una reducción del 32%, de la misma forma en dirección Y pasa de 1.66% a 1.17% lo que corresponde a una disminución del 30%; a pesar de que las derivas no terminan cumpliendo, estos valores solo se muestran con el objetivo de presentar las reducciones producidas; finalmente, las derivas que se deben tomar en cuenta en el diseño son las del método modal espectral que muestran reducciones del 30% en dirección X y del 27% en dirección Y.

## RECOMENDACIONES AL REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE

Se harán las recomendaciones a las propuestas y metodologías que presenta el reglamento colombiano de construcción sismorresistente (NSR-10, 2010) para el análisis de los efectos ISE; estas recomendaciones se basan en la investigación realizada y se tiene en cuenta lo expuesto en (Reglamento mexicano de normas técnicas complementarias de diseño por sismo, 2004); las últimas se basan directamente en las metodologías de (Avilés López, 2003) el cual dedicó gran parte de su vida a investigar los efectos ISE.

Los capítulos de (NSR-10, 2010) a los que se les hacen recomendación de modificaciones son los A.3, A.6, A.7, A.13 y el apéndice A-2.

### 1) Modificación al artículo A.3.4.2.1-f.

La (NSR-10, 2010) en su apéndice A.2 en el capítulo A-2.2 presenta una metodología para realizar el análisis de interacción suelo-estructura por el método de la fuerza horizontal equivalente; sin embargo, en el capítulo A.3.4.2.1 donde se presentan las limitaciones y requerimientos para hacer análisis mediante la fuerza horizontal equivalente no se habla de los efectos de interacción suelo-estructura; por tanto, se propone el siguiente párrafo:

“**A.3.4.2.1-f** Estructuras, regulares o irregulares, las cuales presenten una rigidez relativa mayor o igual a 0.4 ( $RR \geq 0.4$ ). En este caso el análisis debe incluir los efectos de interacción suelo-estructura, tal como los prescribe el capítulo A.7, cuando se realice un análisis de la estructura suponiéndola empotrada en su base.”

### 2) Modificación al artículo A.3.4.2.1 (c).

El artículo en cuestión presenta una de las limitaciones para el uso del método de la fuerza horizontal equivalente (FHE) y lo presenta de la siguiente manera:

“Edificaciones regulares, de 20 niveles o menos y 60 m de altura o menos medidos desde la base, en cualquier zona de amenaza sísmica, exceptuando edificaciones localizadas en lugares que tengan un perfil de suelo tipo D, E o F, con periodos de vibración mayores a **2T<sub>c</sub>**”.

A pesar de que en el texto mostrado no se expresa directamente que se exceptúa el método para edificios que se encuentren sometidos a efectos ISE, el hecho de hablar de suelos blandos con periodos de vibración altos para (NSR-10, 2010) indica efectos ISE; por tanto, pensando en que el apéndice A-2 permite tener en cuenta los efectos ISE mediante el método FHE, se propone el siguiente párrafo:

“**A.3.4.2.1 “c”** Edificaciones regulares, de 20 niveles o menos y 60 m de altura o menos medidos desde la base, en cualquier zona de amenaza sísmica.”

### **3) Modificación al artículo A.3.4.2.2 (e).**

El artículo en cuestión expresa la necesidad de realizar análisis de efectos ISE bajo una condición dada y lo expresa así:

“Estructuras, regulares o irregulares, localizadas en sitios que tengan un perfil de suelo D, E o F y que tenga un periodo de mayor de  $2T_c$ . En este caso el análisis debe incluir los efectos de interacción suelo-estructura, tal como los prescribe el capítulo A.7, cuando se realice un análisis de la estructura suponiéndola empotrada en su base.”

Se debe realizar un cambio en el criterio para tomar la decisión de si se requiere el análisis de efectos ISE. Es conocido que, si se quiere conocer un indicador de la importancia de los efectos ISE, un parámetro ampliamente utilizado es la rigidez relativa  $R_R$  incluida en (Reglamento mexicano de normas técnicas complementarias de diseño por sismo, 2004); si se calcula este parámetro y se encuentra que el valor es mayor o igual a 0.4 se tiene una fuerte directriz de que el efecto ISE tendrá afectaciones importantes en la interacción dinámica del edificio; Por tanto, se propone el siguiente párrafo para el capítulo A.3.4.2.2. inciso “e” de la (NSR-10, 2010):

“Estructuras, regulares o irregulares, las cuales presenten una rigidez relativa mayor o igual a 0.4 ( $R_R \geq 0.4$ ) calculada como se prescribe en el apéndice A-2. En este caso el análisis debe incluir los efectos de interacción suelo-estructura, tal como los prescribe el capítulo A.7, cuando se realice un análisis de la estructura suponiéndola empotrada en su base.”

### **4) Modificación del artículo A.7.3.1**

Aquí se expone la forma en que se deben hacer los modelos a la hora de analizar los efectos de interacción suelo-estructura; en esta sección se muestra lo siguiente:

“Los modelos matemáticos pueden ser estáticos o dinámicos y deben describir las características de rigidez de la estructura, la cimentación y el suelo, a niveles compatibles con las deformaciones esperadas. En los modelos estructurales utilizados en el análisis de la estructura deben introducirse condiciones de apoyo elástico de los muros, columnas y elementos del sistema de resistencia sísmica al nivel de la cimentación, consistentes con las rigideces supuestas para obtener la respuesta para obtener la respuesta de la estructura teniendo en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura.”

Como se puede observar se propone que se utilice un modelo en el cual se incluyan directamente los efectos de interacción; esto se contradice con lo expuesto en el apéndice A2 donde se expone que para utilizar los seguimientos de éste se debe utilizar un modelo con base empotrada. El capítulo A7 siempre propone que su metodología se debe seguir según el apéndice A2, pero en A.7.3.1 se ignora la primera condición del apéndice A-2.1. por tanto, se propone que el párrafo debe quedar como sigue:

“**A.7.3.1:** Los modelos matemáticos pueden ser estáticos o dinámicos y deben describir las características de rigidez de la estructura. En los modelos estructurales utilizados en el análisis de la estructura deben introducirse condiciones de apoyo empotrado como lo indica el apéndice A2 y se debe realizar el ajuste en el espectro de aceleraciones suministrado al modelo para que las aceleraciones que tome la estructura correspondan a las calculadas según el apéndice A2 para análisis de interacción suelo-estructura.”

#### **5) Modificación del artículo A.7.3.3.**

El artículo en cuestión presenta lineamientos para el cálculo de las derivas cuando se tienen en cuenta los efectos ISE, y lo presenta como sigue:

“Las derivas obtenidas al utilizar los procedimientos de interacción suelo-estructura deben cumplir con los límites establecidos en el capítulo A.6. cómo se indicó en A.7.1.2. (d) hay casos en que deben esperarse derivas mayores que las que se obtendrían al suponer con la base empotrada en su base.”

Como se puede observar en la (NSR-10, 2010) uno de los problemas para la interacción suelo-estructura es lo que se define como deriva. En el capítulo A.7.1.2 (d) se habla de un aumento en los desplazamientos laterales con lo que se está de acuerdo, aunque no ocurra siempre que los desplazamientos laterales aumenten si sucede muy comúnmente; además, en el mismo párrafo se habla de una variación en las derivas y se explica que estas corresponden a desplazamientos horizontales relativos. Si se entiende que los desplazamientos laterales van a aumentar porque la estructura es más flexible, también se debe entender que la fuerza sísmica va a disminuir por tener un sistema más flexible.

Ahora bien, si el sistema es solicitado por una fuerza sísmica inferior se debe esperar que los desplazamientos horizontales relativos (derivadas) disminuyan; por tanto, se propone que el párrafo quede como sigue:

“**A.7.3.3.** Las derivas obtenidas al utilizar los procedimientos de interacción suelo-estructura deben cumplir con los límites establecidos en el capítulo A.6. y el comportamiento esperado debe ser como se indicó en A.7.1.2. (d).”

#### **6) Modificación al artículo A.13.1.**

El artículo en cuestión presenta otra manera de entender lo que es la deriva de entrepiso y lo expresa como sigue:

“**Deriva de piso** Es la diferencia entre los desplazamientos horizontales de los niveles entre los cuales está comprendido el piso.”

Ahora bien, con el objetivo de evitar ambigüedades se propone que se dé claridad en que la deriva es una distorsión relativa se propone el siguiente párrafo:

**“Deriva de piso** Es la diferencia entre los desplazamientos horizontales relativos entre los cuales está comprendido el piso”

Con esto, se espera dejar claro que deriva son los desplazamientos que generen daño a la estructura, de lo contrario estos son desplazamientos horizontales mas no derivas.

## **7) Modificación al artículo A-2.1.1.**

El apéndice A2 se compone de una serie de recomendaciones que pueden ser consideradas como una metodología para el cálculo de los efectos dinámicos de interacción suelo-estructura; este apéndice empieza como sigue:

“Los requisitos presentados en este apéndice pueden utilizarse para tener en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura en la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño y las deformaciones que estas imponen a la estructura. Su uso se permite dentro de las limitaciones que da el capítulo A.7 cuando el modelo matemático utilizado para determinar la respuesta de la estructura no incorpora directamente la flexibilidad de la cimentación (uso de modelos empotrados en la base). En general el uso de estos requisitos disminuye los valores de diseño del cortante sísmico en la base, las fuerzas horizontales y los momentos de vuelco, **pero aumenta las deflexiones horizontales de la estructura, y por ende las derivas**, en sitios particulares de la estructura, además de los desplazamientos y fuerzas secundarias asociadas con los efectos P-Delta. Los requisitos para ser utilizados con el método de la fuerza horizontal equivalente se presentan en A-2.2 y para el método del análisis dinámico modal elástico en A-2.3. estos requisitos no deben ser usados si se empleó un modelo de base flexible donde la cimentación se modela directamente en el análisis de la estructura, y no un modelo de base empotrada.”

Lo expuesto en el A-2.1.1 en general está bien, a excepción del texto resaltado. A continuación, se presenta el texto correspondiente a la norma FEMA222 en el cual se basó el texto bajo discusión.

**“2.5.1 GENERAL:** The provisions set forth in this section may be used to incorporate the effects of soil-structure interaction in the determination of the design earthquake forces and the corresponding displacements of the building. The use of these provisions will decrease the design values of the base shear, lateral forces, and overturning moments but may increase the computed values of lateral displacements and de secondary forces associated with the P-delta effects. (FEMA222, 1994).”

Basado en el 2.5.1 de (FEMA222, 1994), y en los efectos ISE se propone el proximo párrafo:

**“A-2.1.1-** Los requisitos presentados en este apéndice pueden utilizarse para tener en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura en la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño y las deformaciones que estas imponen a la estructura. Su uso se permite dentro de las limitaciones que da el capítulo A.7 cuando el modelo matemático utilizado para determinar la respuesta de la estructura no incorpora directamente la

flexibilidad de la cimentación (uso de modelos empotrados en la base). En general el uso de estos requisitos disminuye los valores de diseño del cortante sísmico en la base, las fuerzas horizontales y los momentos de vuelco, **pero aumenta los desplazamientos horizontales de la estructura**, en sitios particulares de la estructura, además de los desplazamientos y fuerzas secundarias asociadas con los efectos P-Delta. Los requisitos para ser utilizados con el método de la fuerza horizontal equivalente se presentan en A-2.2 y para el método del análisis dinámico modal elástico en A-2.3. estos requisitos no deben ser usados si se empleó un modelo de base flexible donde la cimentación se modela directamente en el análisis de la estructura, y no un modelo de base empotrada.”

### 8) Modificación de la ecuación A-2-3 de la (NSR10,2010).

En el apéndice A-2 se presenta en la Ecuación A-2-3 la forma de calcular el periodo efectivo de la edificación incluyendo los efectos de interacción; esta ecuación es coherente y compatible con la literatura internacional; sin embargo, esta no es clara sobre lo que se está presentando. Pensando en que el fenómeno en estudio se pueda entender mejor, se propone cambiar la Ecuación A-2-3 por la ecuación que sigue:

$$T_{ISE} = T \left( 1 + \frac{K}{K_y} \left( 1 + \frac{K_y h^2}{K_\theta} \right) \right)^{1/2} \quad \text{NSR10(A-2-3)}$$

$$T_{ise} = \sqrt{T_e^2 + T_c^2 + T_h^2} \quad \text{Propuesta (A-2-3)}$$

$$\text{Donde } T_c = 2\pi \sqrt{\frac{M_e H_T^2}{K_c d}} \text{ y } T_h = 2\pi \sqrt{\frac{M_e}{K_h d}}$$

En la Ecuación A-2-3 propuesta se puede observar que el periodo equivalente de interacción se conforma por la suma del movimiento fundamental de la estructura más el movimiento de cabeceo, más el de rotación de la base; esto que se muestra es lo mismo que implica la Ecuación A-2-3 de la (NSR-10, 2010) y se puede verificar si se desea; sin embargo, la ecuación propuesta es más clara y permite un mayor entendimiento del problema en desarrollo. Como metodología para obtención de los parámetros de rigidez dinámica de cabeceo y rigidez dinámica horizontal  $K_c$  y  $K_h$  se pueden seguir los lineamientos expuestos en la metodología.

### 9) Modificación del artículo A-2.2.1.2

El presente artículo muestra como calcular el valor de amortiguamiento crítico efectivo del sistema estructura-cimentación y lo denota con la letra  $\beta$ ; para el cálculo de este parámetro la (NSR-10, 2010) propone el uso de un ábaco que se puede apreciar en la Figura A-2.2-1. Este parámetro es aproximado al obtenido mediante el método

numérico propuesto por (Avilés López, 2003); por tanto, se propone calcular el amortiguamiento como sigue:

$$\beta = \beta_0 + \frac{0.05}{\left(\frac{T_{ISE}}{T}\right)^3} \quad \text{NSR10(A-2-9)}$$

$$\xi_{ISE} = \xi_e \left(\frac{T_e}{T_{ISE}}\right)^3 + \frac{\xi_c}{1+2\xi_c^2} \left(\frac{T_c}{T_{ISE}}\right)^2 + \frac{\xi_r}{1+2\xi_r^2} \left(\frac{T_r}{T_{ISE}}\right)^2 \quad \text{propuesta(A-2-9)}$$

Donde:  $\xi_{ISE}$  es la fracción de amortiguamiento crítico por efectos ISE,  $\xi_c$  es el aporte de amortiguamiento por cabeceo y  $\xi_r$  es el aporte de amortiguamiento por rotación.

$$\xi_c = \frac{\pi C_c}{T_{ISE} K_c} \quad \text{Propuesta(A-2-9.1)}$$

$$\xi_r = \frac{\pi C_r}{T_{ISE} K_r} \quad \text{Propuesta(A-2-9.2)}$$

#### 10) Modificación artículo A-2.2.1.1.

En el apéndice A-2 de (NSR-10, 2010) se expresa en el A-2.2.1.1 que los parámetros de rigidez del sistema suelo-cimentación  $K_e$  y  $K_y$  se deben calcular como lo indica la mecánica de suelos; por otro lado, el (Reglamento mexicano de normas técnicas complementarias de diseño por sismo, 2004) en la ntc-sismo muestra en la Tabla A.2 un resumen de ecuaciones con las que se podrían calcular todas las propiedades geotécnicas para el cálculo de los efectos ISE; por tanto, la propuesta es que se incluya esta tabla en el apéndice A-2 para evitar dar más libertades de las necesarias y que los resultados obtenidos sean más regulados. Se propone que se presente de la siguiente manera:

“Si se desea realizar un análisis de los efectos de interacción suelo-estructura lo primero es calcular la rigidez relativa ( $R_R$ ) como se define en la Ecuación A-2-1 y verificar si el valor obtenido es mayor o igual a 0.4; en caso afirmativo se continua con el procedimiento, en caso negativo se determina que los efectos de interacción suelo-estructura no son importantes para el proyecto.

$$R_R = \frac{H_e/T_e}{H_s/T_s} \geq 0.4$$

Donde  $H_e$  es la altura equivalente del primer modo de la estructura,  $T_e$  es el periodo del primer modo,  $H_s$  es la altura del estrato de suelo y  $T_s$  es el periodo de vibración del estrato de suelo.

Luego, para aplicar el método que se propone se necesitan los siguientes datos de entrada:

Módulo de cortante del suelo (G), Velocidad de onda de corte del suelo ( $V_s$ ), coeficiente de poisson del suelo ( $\nu$ ), Profundidad del estrato ( $H_s$ ), Radio horizontal ( $R_h$ ), Radio de cabeceo ( $R_c$ ) y profundidad de desplante de la cimentación (D).

El radio horizontal y el radio de cabeceo se pueden calcular como sigue:

$$R_h = \left(\frac{A}{\pi}\right)^{\frac{1}{2}} \quad A = a \times b \text{ (cajón de cimentación)} \quad (26)$$

$$R_c = \left(\frac{4I}{\pi}\right)^{\frac{1}{4}} \quad I = \frac{bxa^3}{12} \text{ (a sentido del análisis)} \quad (27)$$

Una vez se tienen los datos de entrada necesarios se procede a aplicar el método iterativo para el análisis de los efectos de interacción suelo-estructura:

Primero se calculan los valores constantes  $K_h^e, K_c^e, a_s, a_p$ , estos términos se encuentran en la Tabla A-2.1-2 como Rigidez estática horizontal, rigidez estática de cabeceo,  $\eta_s$  y  $\eta_p$  respectivamente.

Seguido se empieza el proceso iterativo asumiendo que el valor de frecuencia angular del sistema  $\omega$ , es igual a la frecuencia angular de la estructura  $\omega_e$ , y se calcula el parámetro  $\eta_m$  de la Tabla A-2.1-2 usando  $R_h$  y luego  $R_c$ ; luego estos parámetros calculados se dividen por  $a_s$  y  $a_p$  respectivamente obteniéndose así  $a_{oh}$  y  $a_{oc}$ . Además, se calculan el coeficiente de rigidez horizontal, el coeficiente de rigidez de cabeceo, coeficiente de amortiguamiento horizontal y el coeficiente de amortiguamiento de cabeceo de la Tabla A-2.1-2.

A continuación, se propone calcular los factores dinámicos para la rigidez horizontal ( $K_h^d$ ) y la rigidez de cabeceo ( $K_c^d$ ) como sigue:

$$K_h^d = K_h^e [k_h - \xi_s a_{oh} C_h] \quad \text{Propuesta(A-2-4)}$$

$$K_c^d = K_c^e [k_c - \xi_s a_{oc} C_c] \quad \text{Propuesta(A-2-5)}$$

Finalmente se calculan el periodo de interacción ( $T_{ISE}$ ) y el amortiguamiento de interacción ( $\xi_{ISE}$ ) como se propone en las modificaciones Ecuación A-2-3) y del Artículo A.2.2.1.2. Se debe tener en cuenta que este es un proceso iterativo y que al principio se supuso una frecuencia angular de vibración para el sistema; se debe verificar si la calculada con el periodo de interacción es igual a la supuesta al inicio, en caso negativo se debe iterar hasta llegar a una convergencia del sistema.”

**Tabla 33. (Tabla A-2.1-2) Rigideces y amortiguamientos de cimentaciones someras y con pilotes**

<b>CIMENTACIONES SOMERAS</b>	$K_m = K_m^o (k_m - 2\zeta \eta_m c_m)$ y $C_m = K_m^o (\eta_m c_m + 2\zeta k_m) / \omega$ ; $m = x, v, r$ $\omega =$ frecuencia de interés	Parámetros de frecuencia: $\eta_m = \omega R_m / V_s$ ; donde $V_s = 4H_s / T_s$ y $R_x = R_x$ $\eta_s = \pi R_x / 2H_s$ $\eta_p = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)} \pi R_r / 2H_s$	
<b>Modo de Vibración</b>	<b>Rigidez Estática</b>	<b>Coefficiente de Rigidez</b>	<b>Coefficiente de Amortiguamiento</b>
Horizontal	$K_x^o = \frac{8 G R_x}{2-\nu} \left(1 + \frac{R_x}{2 H_s}\right) \left(1 + \frac{2 D}{3 R_x}\right) \left(1 + \frac{5 D}{4 H_s}\right)$	$k_x = 1$	$c_x = \frac{0.65 \zeta \eta_{sx}}{1 - (1-2\zeta) \eta_{sx}^2}$ ; si $\eta_{sx} = \eta_x / \eta_s \leq 1$ $c_x = 0.576$ ; si $\eta_{sx} = \eta_x / \eta_s > 1$
Vertical	$K_v^o = \frac{4 G R_v}{1-\nu} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H}\right) \left(1 + 0.5 \frac{D}{R_v}\right) \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H}{1-D/H}\right]$	$k_v = 1$	$c_v = 0$ ; si $\eta_v < \eta_p$ $c_v = 0.85 \frac{1 + 1.85(1-\nu) D/R_v}{1 + 0.5 D/R_v}$ ; si $\eta_v \geq \eta_p$
Cabeceo	$K_r^o = \frac{8 G R_r^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{R_r}{6 H_s}\right) \left(1 + \frac{2 D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right)$	$k_r = 1 - 0.2 \eta_r$	$c_x = \frac{0.5 \zeta \eta_{rp}}{1 - (1-2\zeta) \eta_{rp}^2}$ ; si $\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p \leq 1$ $c_r = 0.3 \eta_r^2 / (1 + \eta_r^2)$ ; si $\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p > 1$
<b>CIMENTACIONES CON PILOTES</b>	$K_m = K_m^o k_m$ y $C_m = 2K_m^o c_m / \omega$ ; $m = x, v$ $\omega =$ frecuencia de interés	Parámetros de frecuencia: $\eta = \omega d / V_s$ ; donde $V_s = 4H_s / T_s$ $\eta_s = \pi d / 2H_s$ $\eta_p = 3.4 \eta_s / \pi (1-\nu)$	
<b>Modo de Vibración</b>	<b>Rigidez Estática</b>	<b>Coefficiente de Rigidez</b>	<b>Coefficiente de Amortiguamiento</b>
Horizontal	$K_x^o = d E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.21}$	$k_x = 1$	$c_x = 0.8 \zeta$ ; si $\eta \leq \eta_s$ $c_x = 0.8 \zeta + 0.175 (E_p/E_s)^{0.17}$ ; si $\eta > \eta_s$
Vertical	$K_v^o = 1.9 d E_s \left(\frac{L}{d}\right)^{0.67}$	$k_v = 1$ ; si $L/d < 15$ $k_v = 1 + \sqrt{\eta}$ ; si $L/d \geq 50$ Interpolación linealmente para $15 \leq L/d < 50$	$c_v = 0$ ; si $\eta \leq \eta_p$ $c_v = \frac{0.413 \left(\frac{L}{d}\right)^{0.33} \left(1 - e^{-(E_p/E_s)(L/d)^2}\right)^{0.8}}{1 + \nu}$ ; si $\eta > 1.5 \eta_p$ Interpolación linealmente para $\eta_p < \eta \leq 1.5 \eta_p$

Parámetros del suelo:  $\zeta$  = amortiguamiento histerético,  $\nu$  = relación de Poisson y  $E_s = 2 G (1+\nu)$  = módulo de elasticidad

Parámetros del pilote:  $L$  = longitud,  $d$  = diámetro y  $E_p$  = módulo de elasticidad

## 9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 9.1 CONCLUSIONES

- Se comprendió que el objetivo de restringir las derivas en una edificación es evitar daños en elementos estructurales es lo primero que se debe entender, incluso antes de pensar en que tipo de análisis se hará.
- Se analizaron seis (6) edificaciones con características similares pero diferentes alturas, estas arrojaron resultados los cuales tienen la misma tendencia; todas se direccionan en que las fuerzas sísmicas disminuyen y por ende las derivas entre piso, haciendo que los elementos se puedan optimizar sin arriesgar la integridad de la edificación.
- Muchas veces algunos proyectos se hacen inviables por los costos de los elementos del sistema de resistencia sísmica, y aunque realizar un análisis de efectos ISE no debe ser una opción que se utilice para hacer que un proyecto sea viable, si no que se debe utilizar siempre que la rigidez relativa sea mayor o igual a 0.4, la investigación arrojó que un análisis de efectos ISE puede disminuir hasta un 60% las solicitaciones sísmicas, lo que haría que los elementos del sistema de resistencia sísmico puedan ser de dimensiones menores.
- Se observó que optimizar los proyectos sin dejar de lado la integridad de las estructuras es una de las labores de los ingenieros, por tanto, tener en cuenta los efectos ISE además de ser más acertado con el comportamiento real, es mejor para el desarrollo de la labor, puesto que las derivas pueden ajustarse mejor y no gastar materiales demás buscando resistir solicitaciones a las que no va a estar sometido en realidad el sistema.
- La (NSR-10, 2010) en su apéndice A-2 obliga a que la deriva aumente por efectos de interacción suelo-estructura, este aumento además de hacer que el método sea menos utilizado por el hecho de no ser obligatorio, hace que se pierda el interés en hacer que las edificaciones se diseñen más acordes con su comportamiento real, además de obligar a que se diseñen los elementos para solicitaciones a las cuales no estarán sometidos.
- Se comprendió que considerar el suelo como un material elástico el cual se puede deformar excesivamente y volver a su estado inicial con las mismas capacidades es una aseveración incorrecta, por eso se hace hincapié en el uso de los valores de la Tabla A-2.1, esto además de permitir tener en cuenta los efectos por comportamientos inelásticos del suelo, mostró que es beneficioso en el análisis de efectos ISE.
- Se pudo observar que realizar los análisis de efectos ISE por el método de la fuerza horizontal equivalente, también tiene validez y los resultados siguen las mismas tendencias que al utilizar el método de análisis modal espectral.

- Aunque en esta investigación cuando se revisaron los cambios en los efectos P-Delta por efectos ISE no se observaron cambios relevantes, es importante no ignorar dichos cambios, puesto en algunos casos podría llegar a ser relevante dicha variación.

## **9.2 RECOMENDACIONES A TRABAJOS FUTUROS**

- Se recomienda que se siga investigando en el campo de los ensayos para conocer las propiedades dinámicas de los suelos; allí es donde se tiene más incertidumbre y es el ítem tal vez más importante en el análisis.
- Realizar un análisis de como varían las reducciones de cortante basal y de derivas con el cambio del tipo de cimentación; un análisis interesante podría ser observar el comportamiento de un mismo edificio variando la cimentación.
- Sería importante un análisis en el que se utilicen varios edificios reales y construidos y observar como varía su diseño cuando se tienen en cuenta los efectos ISE; cuantificar cuanto se reducen los gastos.
- Se podría analizar cuanto aumentan los efectos P-Delta por efectos de rotación de la base, determinar en qué casos es importante la variación o si definitivamente no tiene peso en el análisis.
- En las determinaciones de la respuesta en campo libre del suelo sería interesante determinar de manera más precisa la función de transferencia de roca a suelo; esto podría mejorar el conocimiento de cómo se filtran las ondas en el suelo y podría proporcionar conocimientos de como realiza el filtrado de ondas la cimentación.
- Aunque en la presente investigación se realizaron análisis de efectos ISE en sistemas aporticados y sistemas de muros estructurales, sería interesante observar si el comportamiento visto aquí se conserva en todos los tipos de sistema, o si entre ciertas alturas existen o sistemas existen baches en la teoría.
- La función de transferencia es uno de los insumos obtenidos al final del análisis de efectos ISE, éstas podrían ser interesantes para estudiar el filtrado sísmico del sistema.

## 10. REFERENCIAS

- AIS. (2010). *NSR-10*. Bogotá: Asociación colombiana de ingeniería sísmica.
- Avilés , J., & Suárez , M. (2002). Effective periods and dampings of building-foundation systems including seismic wave effects. *Engineering Structures*, 553-562.
- Avilés , J., Suárez, M., & Sánchez Sesmas, F. J. (2002). Effects of wave passage on the relevant dynamic properties of structures with flexible foundation. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 139-159.
- Avilés López, J. (18 de febrero de 2003). Curso de interacción suelo estructura. Medellín, Antioquia, Colombia: EAFIT.
- Avilés, J., & Pérez Rocha, L. E. (1999). Diagrams of effective periods and dampings of soil-structure systems. *Geotechnical and geoenvironmental engineering*, 711-715.
- Avilés, J., & Pérez Rocha, L. E. (2003). *Soil-structure interaction in yielding systems*. Mexico D.F: Earthquake engineering and structural dynamics.
- Beer, F. P., Johnston, E. R., Dewolf, J. T., & Mazurek, D. F. (2013). Mecánica de materiales. En F. P. Beer, E. R. Johnston, J. T. Dewolf, & D. F. Mazurek, *Mecánica de materiales* (págs. 72-80). California: Mc Graw Hill education.
- Botero Palacio, J. C. (2015). Dinámicas de estructuras (sistemas de un grado de libertad). En J. C. Botero Palacio, *Dinámicas de estructuras (sistemas de un grado de libertad)* (pág. 33). Medellín: Fondo editorial universidad EAFIT.
- Chaudhry, H. (1987). Applied Hydraulic Transients. En H. Chaudhry, *Applied Hydraulic Transients*. van Nostrand Reinhold.
- Diaz del Castillo, S. L. (2007). *Caracterización de suelos arenosos mediante análisis de indas de superficie*. Mexico DF.
- federal, D. (2004). *Reglamento mexicano de normas técnicas complementarias de diseño por sismo*. Ciudad de Mexico.
- Gazetas, G. (1983). *Analysis of machine foundation vibrations: state of the art*. New York: CML publications.
- Gazetas, G. (1991). Foundation vibrations. En G. Gazetas, *Foundation Engineering Handbook*. New York: Ed. H Y Fang, Van Nostrand Reinhold,.
- Gazetas, G., Fan, K., Kaynia, A., & Kausel, E. (1991). Dynamic interaction factors for floating pile groups. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, Vol. 117, 1531-1548.
- Guendelman, T., Guendelman, M., & Lindenberg, J. (2010). Perfil Bio-Sísmico de edificios. *BIT*, 44-48.

- Jennings, P. C., & Bielak, J. (1973). Dynamics of building-soil interaction. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 9-48.
- Luco, N., & Bazurro, P. (2007). Does amplitude scaling of ground motion records result in biased nonlinear structural drift responses? *Earthquake engineering and structural dynamics*, 1813-1835.
- Matínez, I. C. (2012). *Hidrostatica 1*. Escuela Superior politecnica del litoral.
- Murthy, V. (2002). Principles and practices of soil mechanics and foundation engineering. En V. Murthy, *Principles and practices of soil mechanics and foundation engineering* (pág. 26). New York: Marcel Deeker Inc.
- Sciences, N. i. (1994). FEMA222. En N. i. Sciences, *FEMA222* (pág. 44).
- Stokoe, K. I., Rix, G., & Nazarias, S. (1989). In-Situ seismic testing with surface waves", *Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. Fond. Engr.* En K. I. Stokoe, G. Rix, & S. Nazarias, *In-Situ seismic testing with surface waves", Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. Fond. Engr.* (págs. 331-334). Rio de Janeiro.
- Suárez, M., Avilés, J., & Sánchez Sesma, F. J. (2002). Response of L-shaped rigid foundations embedded in a uniform half-space to traveling seismic waves. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 625-637.

## 11. APÉNDICE

