

Área de Conocimiento de Ingeniería y Afines

**“EVALUACION COMPARATIVA  
DE ZAPATAS AISLADAS SOBRE  
PILOTES DE UN EDIFICIO DE 30  
PISOS EN MANAGUA DISEÑADAS  
DE MANERA CONVENCIONAL  
VERSUS EL DISEÑO  
CONSIDERANDO LOS EFECTOS  
INTERACCION SUELO  
ESTRUCTURA”**

Trabajo Monográfico para optar al título de  
Ingeniero Civil

**Elaborado por**

Br. Luis José Salazar Montiel  
Carnet: 2012-41596

**Tutor:**

MSc. Ing. Yader Andrés Jarquín Montalván

04 de junio de 2024  
Managua, Nicaragua

## **DEDICATORIA**

- A Nuestro Padre Celestial en quien he encontrado refugio al servirle y quien me ha llevado de la mano durante este proceso, por darme las fuerzas cuando me encontraba exhausto e iluminar mi entendimiento en cada nuevo reto que el aprendizaje requería.
- A mis padres quienes me brindaron su apoyo incondicional año tras año, quienes estuvieron dispuestos a ayudarme a forjar mis sueños y siempre estuvieron atentos a mis necesidades, todo el tiempo me ayudaron, alentaron y sostuvieron en mis momentos de necesidad.
- A mi tutor Msc. Ing. Yader Andrés Jarquín Montalván, por confiar en mis capacidades, compartir sus conocimientos y guiarme a través de su experiencia, lo cual me fue de mucha ayuda para concluir este trabajo monográfico.
- A mi familia y futura familia, todos mis logros les pertenecen debido a que son el motor de mi lucha, el eje y la razón de ser de mis metas, gracias por estar conmigo en cada paso de este proceso.

**Luis José Salazar Montiel**

## Resumen

El presente trabajo monográfico evalúa el desempeño de una cimentación profunda a base de zapatas aisladas sobre pilotes diseñada sobre una base fija versus el diseño de una cimentación de zapatas aisladas sobre pilotes tomando en cuenta los efectos de Interacción Suelo Estructura (ISE) y las diferencias que ambas consideraciones tienen en el comportamiento del diseño de la estructura.

El edificio de diseño se creó exclusivamente para el análisis realizado en el presente trabajo. Se emplean las técnicas del análisis dinámico modal espectral para la obtención de la respuesta de la estructura. Para el diseño de la estructura y de la cimentación se hará uso del programa SAP2000.

El análisis estructural se hace siguiendo los lineamientos del Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07. La aplicación de los efectos de Interacción Suelo Estructura (ISE) se hace en base a la Norma Técnica Complementaria para diseño por sismo de la Ciudad de México en su versión 2020 (NTC), la aplicación de estos efectos deriva en la realización de un nuevo diseño para ajustar tanto nuestra cimentación como nuestra estructura.

Finalmente, realizamos la comparación del resultado de ambos diseños y el efecto que se ha tenido en la estructura ante ambas consideraciones.

## Índice

Resumen.....	i
Índice.....	ii
Índice de Ilustraciones .....	iv
Índice de Tablas.....	vi
Notación y Terminología.....	vii
I. Introducción .....	1
1.1. Antecedentes.....	2
1.2. Justificación .....	4
1.3. Objetivos.....	5
1.3.1. Objetivo general.....	5
1.3.2. Objetivos específicos .....	5
II. Marco teórico.....	6
2.1. Método dinámico de análisis modal espectral .....	6
2.2. Caracterización del suelo .....	7
2.3. Aspectos específicos en edificios de gran altura .....	9
2.3.1. Grandes cargas por elevación.....	9
2.3.2. Efecto sobre estructuras próximas .....	9
2.3.3. Cargas horizontales debido a viento .....	10
2.3.4. Influencia en la base debido a sismo .....	10
2.4. Los efectos ISE.....	11
2.4.1. Desarrollo de la ISE a través del tiempo. ....	12
2.5. Aplicación de los efectos ISE en la actualidad.....	20
2.5.1. Interacción inercial.....	21
2.5.2. Cortante basal modificado .....	22
2.5.3. Periodo y amortiguamiento efectivos .....	25
2.5.4. Tipos de cimentaciones .....	28
2.6. Consideraciones para el diseño de pilotes (ACI, 2019).....	32
III. Análisis y Diseño de Edificio con Base Fija y con ISE – Caso de Estudio	32
3.1. Descripción del edificio.....	32
3.2. Diseño Estructural de edificio modelo con base fija .....	33
3.3. Revisión de diseño de la estructura .....	42
3.3.1. Revisión del cortante en la base.....	42

3.3.2.	Revisión de los desplazamientos laterales.....	42
3.3.3.	Revisión del cabezal por el método Puntal – Tensor .....	47
3.3.1.	Revisión de la máxima resistencia a la compresión permitida para los miembros de cimentación profunda. ....	54
3.4.	Modelado de pilotes en SAP 2000 .....	56
3.5.	Diseño de Edificio modelo considerando los efectos ISE .....	60
3.5.1.	Verificación de la necesidad de aplicación de los efectos ISE en nuestro modelo. ....	60
3.5.2.	Ordenada Espectral de la estructura con base rígida .....	60
3.5.3.	Ordenada Espectral de la estructura con base flexible .....	62
3.6.	Aplicación de los efectos ISE en la cimentación.....	70
3.7.	Verificación de diseño de la estructura una vez aplicado el efecto ISE. ....	81
3.7.1.	Revisión del cortante en la base.....	81
3.7.2.	Revisión de los desplazamientos laterales.....	81
3.8.	Comparación de diseño estructura y cimentación con base rígida vs aplicando los efectos de ISE.....	92
IV.	Conclusiones .....	98
V.	Recomendaciones.....	100
VI.	Bibliografía .....	101

## Índice de Ilustraciones

Ilustración 1 Influencia de edificios altos en construcciones adyacentes (Jiménez, 2018) .....	9
Ilustración 2 Oscilaciones verticales de un edificio (Jiménez, 2018) .....	10
Ilustración 3 Oscilaciones horizontales de un edificio (Jiménez, 2018) .....	11
Ilustración 4 Teoría Winkler .....	13
Ilustración 5 Viga Flexible .....	14
Ilustración 6 Viga Rígida .....	15
Ilustración 7 Pilotes prefabricados e in situ (Montoya, 2010).....	32
Ilustración 8 Excentricidad imprevista entre columnas y un solo pilote (Coduto, Kitch, & Yeung, 2016) .....	33
Ilustración 9 Configuraciones típicas de zapatas aisladas sobre pilotes (Coduto, Kitch, & Yeung, 2016) .....	34
Ilustración 10 Planta típica del Modelo de Edificio de 30 pisos, fuente propia ....	32
Ilustración 11 Elevación típica del Modelo de Edificio de 30 pisos, Fuente propia. ....	33
Ilustración 12 Diseño de las columnas para el piso 1, fuente propia. ....	35
Ilustración 13 Diseño de las vigas para el piso 1, fuente propia. ....	36
Ilustración 14 Diseño de las columnas para los pisos del 2-10, fuente propia. ...	36
Ilustración 15 Diseño de las vigas para los pisos del 2-10, fuente propia. ....	36
Ilustración 16 Diseño de las columnas para los pisos del 11-20, fuente propia. .	37
Ilustración 17 Diseño de las vigas para los pisos del 11-20, fuente propia. ....	37
Ilustración 18 Diseño de las columnas para los pisos del 21-30, fuente propia. .	38
Ilustración 19 Diseño de las vigas para los pisos del 21-30, fuente propia. ....	38
Ilustración 20 Distribución de Muros en vista de planta de SAP2000, fuente propia. ....	38
Ilustración 21 Espectro de diseño para el modelo en SAP 2000, fuente propia..	39
Ilustración 22 Vista en 3 dimensiones del modelo de Edificio de 30 pisos en SAP 2000, fuente propia. ....	40
Ilustración 23 Vista en Planta y 3D Desplazamientos en el Modo 1 extraído de SAP2000, fuente propia. ....	41
Ilustración 24 Desplazamiento en el Eje Y para el modo 2 extraído de SAP 2000, fuente propia. ....	41
Ilustración 25 Vista en 3D Desplazamientos en el Modo 3 extraídos de SAP2000, fuente propia. ....	41
Ilustración 26 Distribución de esfuerzos en una zapata aislada sobre 4 pilotes (Lomeling Peña & Beltrán Guevara, 2018).....	47
Ilustración 27 Diagrama de Cuerpo libre para análisis de cimentación (Lomeling Peña & Beltrán Guevara, 2018).....	48
Ilustración 28 Diagrama de Cuerpo Libre para zona superior, fuente propia. ....	49
Ilustración 29 Descripción de modelo puntal tensor según (American Concrete Institute, 2019) .....	50

Ilustración 30 Esquema de áreas en cimentación, A1 y A2 (El-Din & El-Metwally, 2018).....	52
Ilustración 31 Estratigrafía según sondeo realizado en Las Piedrecitas y 7 sur..	56
Ilustración 32 Definición de nomenclatura para el dimensionamiento de cimentación a base de pilotes y modelo tridimensional de zapata aislada sobre pilotes extraída de SAP2000 .....	57
Ilustración 33 Diseño de cimentación, fuente propia.....	58
Ilustración 34 Requerimiento de acero en los pilotes de cimentación, fuente propia. ....	58
Ilustración 35 Diagrama de Cortantes y Momentos Máximos en la Cimentación, fuente propia .....	59
Ilustración 36 Diagrama de Distribución de esfuerzos máximos en Cabezal de cimentación, fuente propia.....	59
Ilustración 37 Ubicación de la opción Springs para añadir resortes en SAP2000, fuente propia. ....	72
Ilustración 38 Ingreso de Rigideces y amortiguamientos para los resortes en el centro del modelo, fuente propia. ....	72
Ilustración 39 Ingreso de Rigideces y amortiguamiento para los resortes en los laterales del modelo, fuente propia.....	73
Ilustración 40 Ingreso de Rigideces y amortiguamiento para los resortes en las esquinas del modelo, fuente propia.....	73
Ilustración 41 Modelo de resortes en la vista horizontal y vertical, fuente propia. ....	74
Ilustración 42 Vista tridimensional del modelo de resortes en la cimentación, fuente propia. ....	74
Ilustración 43 Espectro de Diseño considerando el efecto ISE, fuente propia. ...	75
Ilustración 44 Rediseño de columnas para el piso 1, fuente propia.....	76
Ilustración 45 Rediseño de vigas para el piso 1, fuente propia.....	76
Ilustración 46 Rediseño de columnas para los pisos 2-10, fuente propia.....	77
Ilustración 47 Rediseño de vigas para los pisos 2-10, fuente propia.....	77
Ilustración 48 Rediseño de las columnas para los pisos del 11-20, fuente propia. ....	78
Ilustración 49 Rediseño de las vigas para los pisos del 11-20, fuente propia. ....	78
Ilustración 50 Rediseño de las columnas para los pisos del 21-30, fuente propia. ....	78
Ilustración 51 Rediseño de las vigas para los pisos del 21-30, fuente propia. ....	79
Ilustración 52 Desplazamientos laterales en el Modo 1 de vibración para el modelo con ISE, fuente propia. ....	79
Ilustración 53 Desplazamientos laterales en el Modo 2 de vibración para el modelo con ISE, fuente propia. ....	80
Ilustración 54 Desplazamientos laterales en el Modo 3 de vibración para el modelo con ISE, fuente propia. ....	80

Ilustración 55 Nomenclatura para el dimensionamiento de cimentación a base de pilotes en SAP 2000 y modelo tridimensional de zapata aislada sobre pilotes tomando en cuenta la ISE .....	89
Ilustración 56 Diseño de cimentación teniendo en cuenta el Efecto ISE, fuente propia. ....	90
Ilustración 57 Acero de refuerzo para los pilotes de la cimentación, fuente propia. ....	91
Ilustración 58 Diagrama de Cortantes y Momentos Máximos en la Cimentación, fuente propia. ....	91
Ilustración 59 Diagrama de Distribución de esfuerzos máximos en Cabezal de cimentación, fuente propia. ....	92
Ilustración 60 Comparación de Espectros de diseño, fuente propia. ....	92
Ilustración 62 Desplazamientos en el primer modo de vibración de la estructura sin efectos ISE, fuente propia. ....	96
Ilustración 63 Desplazamientos en el primer modo de vibración de la estructura con efectos ISE, fuente propia. ....	96

## **Índice de Tablas**

Tabla 1 Factores de Ampliación por tipo de suelo .....	8
Tabla 2 Valores de $\lambda$ , $\epsilon$ y $\tau$ en función de $TS$ .....	24
Tabla 3 Rigideces dinámicas para pilotes de fricción Cimentaciones para edificios altos (Aguilar & Avilés, 2003). ....	27
Tabla 4 Patrones de carga utilizados en SAP2000, fuente propia. ....	34
Tabla 5 Casos de cargas empleadas en SAP2000, fuente propia. ....	34
Tabla 6 Pesos y Fuerzas cortantes extraídos de SAP 2000, fuente propia. ....	39
Tabla 7 Verificación de los desplazamientos en la dirección X, fuente propia. ...	43
Tabla 8 Verificación de los desplazamientos en la dirección Y, fuente propia. ...	44
Tabla 9 Distribución Rigideces y amortiguamientos para el modelado de resortes, fuente propia. ....	71
Tabla 10 Aplicación del efecto ISE en las cargas fuente propia. ....	75
Tabla 11 Verificación de los desplazamientos en la dirección X para edificio con efectos ISE, fuente propia. ....	83
Tabla 12 Verificación de los desplazamientos en la dirección Y para edificio con efectos ISE, fuente propia. ....	85
Tabla 13 Comparación Cortantes en la base con y sin Efectos de ISE, fuente propia. ....	93
Tabla 14 Comparación de dimensiones de elementos estructurales en ambos diseños, fuente propia. ....	94
Tabla 15 Comparación de dimensiones de fundaciones para ambos diseños, fuente propia. ....	95

## Notación y Terminología

A	área de una cimentación
ACI	American Concrete Institute
a	ordenada del espectro elástico de diseño como fracción de la aceleración de la gravedad
$\tilde{a}$	ordenada del espectro elástico de diseño como fracción de la aceleración de la gravedad, para una estructura con base flexible
a'	ordenada del espectro de diseño sin efectos de interacción suelo-estructura
$\tilde{a}'$	ordenada del espectro de diseño con efectos de interacción suelo-estructura
$a_0$	valor de a que corresponde a T=0 (aceleración máxima del terreno)
c	ordenada espectral como fracción de la aceleración de la gravedad, correspondiente a la meseta del espectro de diseño; coeficiente que indica el valor de dicha ordenada Q
CQC	Complete Quadratic Combination
$C_h$	constante de amortiguamiento viscoso en la dirección traslacional horizontal de la cimentación
$c_h$	coeficiente de amortiguamiento adimensional en traslación horizontal
$C_r$	constante de amortiguamiento viscoso en rotación de la cimentación
$c_r$	coeficiente de amortiguamiento adimensional en rotación
$C_v$	constante de amortiguamiento viscoso en dirección traslacional vertical de la cimentación
$c_v$	coeficiente de amortiguamiento adimensional en traslación vertical
D	profundidad de desplante
d	diámetro de pilote; si este es de sección cuadrada, es el diámetro equivalente

ETABS	Extended Three-dimensional Analysis of Buildings
$E_p$	módulo de elasticidad del material de un pilote
$E_s$	módulo de elasticidad del suelo
g	aceleración de la gravedad
$H_e$	altura efectiva que se tomará como 0.7 de la altura total sobre el desplante, excepto para estructuras de un solo nivel, en que será igual a la altura total sobre el desplante
$H_s$	profundidad de la segunda capa dura
I	momento de inercia del área neta de la cimentación con respecto a su eje centroidal de rotación, perpendicular a la dirección de análisis
INETER	Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales
ISE	Interacción Suelo Estructura
k	cociente entre desplazamientos máximos del suelo y de la estructura; se usa para el cálculo de a y Q'
$K_h$	rigidez en traslación horizontal de la cimentación
$k_h$	coeficiente de rigidez adimensional en traslación horizontal
$K_r$	rigidez rotacional de la cimentación
$k_r$	coeficiente de rigidez adimensional en rotación
$K_v$	rigidez en traslación vertical de la cimentación
$k_v$	coeficiente de rigidez adimensional en traslación vertical
L	longitud de pilote medida desde su unión con la losa, cajón o zapata (cabeza) hasta el nivel de desplante de la punta
N	número de estratos
NTC	Norma Técnica Complementaria para diseño por sismo 2020
n	número de pisos
P	variable usada para el cálculo de a y Q'
$\tilde{P}$	variable usada para el cálculo de $\tilde{Q}'$
Q	factor de comportamiento sísmico, independiente de T
$\tilde{Q}$	factor de comportamiento sísmico con efectos de interacción suelo-estructura

$Q'$	factor de reducción por comportamiento sísmico, función de T
$\tilde{Q}'$	factor de reducción por comportamiento sísmico con efectos de interacción suelo-estructura, función de T
R	factor de reducción por sobre-resistencia
RNC-07	Reglamento Nacional de la Construcción
S	respuesta de la estructura como combinación de las respuestas modales
SASSI	System of Analysis os Soil-Structure Interaction
SPT	Standard Penetration Test
$S_i$	respuesta de la estructura en el i-ésimo modo
T	periodo natural de vibrar del sistema estructural, un subíndice i implica que el periodo corresponde al i-ésimo modo de vibrar
$T_a, T_b$	periodos característicos que delimitan la meseta del espectro de diseño
$T_e$	periodo fundamental efectivo de una estructura con base rígida
$\tilde{T}_e$	periodo fundamental efectivo de una estructura con base flexible
$T_h$	periodo natural de una estructura asociado con una traslación de cuerpo rígido
$T_r$	periodo natural de una estructura asociado con una rotación de cuerpo rígido
$T_s$	periodo dominante de vibrar más largo del terreno en el sitio de interés
V	fuerza cortante; un subíndice i implica que la fuerza cortante corresponde al i-ésimo entrepiso d
$V_b$	cortante basal de fluencia en el sentido débil del sistema estructural en la dirección de análisis f
$V_0$	fuerza cortante en la base de la construcción
$\tilde{V}_0$	fuerza cortante en la base de la construcción corregida por interacción suelo-estructura

$V_s$	velocidad efectiva de ondas de cortante
$W$	peso de un piso, incluyendo la carga viva que se especifica en las Norma; un subíndice $i$ indica que el peso corresponde al $i$ -ésimo piso
$\{W\}$	matriz de pesos de las masas de las estructuras
$W_e$	peso efectivo de la estructura vibrando en su modo fundamental; un subíndice $i$ indica que el peso corresponde al $i$ -ésimo modo
$W_o$	peso total de la estructura al nivel del desplante, peso total que actúa en la base del sistema estructural
$x_i$	variable usada para el cálculo de $T_s$
$\beta$	factor reductivo por amortiguamiento suplementario debido a la interacción suelo-estructura o al uso de disipadores pasivos de energía
$\tilde{\beta}$	factor $\beta$ evaluado con efectos de interacción
$\beta_s$	velocidad de propagación de ondas de cortante en el suelo
$\varepsilon$	parámetro usado para el cálculo de $\beta$
$\zeta$	fracción de amortiguamiento crítico para el que se establece el espectro de diseño
$\zeta_e$	fracción de amortiguamiento crítico para una estructura con base rígida
$\tilde{\zeta}_e$	fracción de amortiguamiento crítico para una estructura con base flexible
$\zeta_h$	coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de traslación horizontal
$\zeta_r$	coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de rotación
$\zeta_s$	fracción de amortiguamiento crítico del suelo.
$\eta_a$	parámetro usado para estimar $a_n$
$\eta_h$	frecuencia adimensional normalizada respecto a $R_h$
$\eta_p$	frecuencia fundamental adimensional del estrato en vibración vertical

$\eta_r$	frecuencia adimensional normalizada respecto a $R_r$
$\eta_s$	frecuencia fundamental adimensional del estrato en vibración horizontal
$\eta_v$	frecuencia adimensional normalizada respecto a $R_v$
$\lambda$	parámetro usado para el cálculo de $\beta$
$\nu_s$	coeficiente de Poisson del suelo
$\tau$	parámetro usado para el cálculo de $\beta$
$\tau_v$	tiempo de tránsito de las ondas sísmicas a través de la profundidad de desplante
$\{\varphi_i\}$	vector de amplitudes del i-ésimo modo
$\omega$	frecuencia angular, un subíndice $i$ indica que la frecuencia corresponde al $i$ -ésimo modo

# CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

## I. **Introducción**

La ciudad de Managua se encuentra ubicada en una zona de alto riesgo sísmico, en el pasado ya ha sufrido la consecuencia de fuertes terremotos, los cuales han causado la destrucción parcial o total de su infraestructura.

La capital ha limitado su crecimiento y desarrollo en edificaciones altas, conociendo que existen muchas ventajas en este tipo de construcciones, nuestra labor, como ingenieros civiles, es garantizar el crecimiento y desarrollo de la ciudad en todos los aspectos, apoyándonos de los conocimientos científicos con los que cuenta la humanidad y previendo los riesgos del entorno para garantizar el correcto funcionamiento de cada uno de nuestros diseños.

Debido a todas y cada una de estas condiciones es importante realizar un análisis detallado al momento de realizar diseño de cimentaciones en especial en edificios de gran altura ubicados en la ciudad de Managua. La cimentación juega un papel muy importante dentro de la edificación ya que ésta es la que distribuye las cargas de la estructura hacia el suelo, de tal manera que el suelo y los materiales que lo constituyen tengan una capacidad suficiente para soportarlas sin sufrir deformaciones excesivas. La “Interacción suelo estructura” (ISE) es un factor importante al momento de realizar el diseño de la estructura y la cimentación, por lo tanto, estos efectos deben ser considerados, más en una ciudad altamente sísmica como Managua.

El pilotaje constituye hoy en día el principal procedimiento de cimentación en terrenos difíciles. (Soto, 2010) En el país su uso no es muy común, sin embargo, puede llegar a ser de mucha utilidad en especial en ciertas zonas de la ciudad de Managua que no cuentan con un buen suelo. Es por ello que en el presente trabajo realizaremos un análisis del desempeño de zapatas aisladas sobre pilotes diseñadas de manera convencional frente a zapatas aisladas sobre pilotes diseñadas considerando la ISE utilizando el programa SAP 2000.

## 1.1. Antecedentes

A lo largo de la historia ha habido una importante evolución en cuanto a la altura de los edificios que se han construido. Este tipo de construcciones todavía suponen un reto para los ingenieros que tienen que diseñarlos, debido a los grandes esfuerzos que suponen estas estructuras. Toda cimentación debe cumplir la función principal de transmitir los esfuerzos de la estructura al terreno, a la vez de soportar los esfuerzos de reacción del terreno ante dichas solicitaciones.

Los pilotes se utilizan para cimentar sobre los suelos blandos o flojos, casi siempre en presencia de agua. En toda la época que se extiende hasta la Primera Revolución Industrial, las cimentaciones mediante pilotes reflejan pocas novedades con respecto a aquellas que ya eran utilizadas en las construcciones lacustres primitivas. No obstante, las nuevas tipologías de edificaciones determinan nuevos usos y los pilotes se emplean con una o varias finalidades.

La evolución de la técnica del pilotaje se refleja, en los dimensionados y en la disposición de sus piezas, en la maquinaria utilizada para la puesta en obra y en las técnicas empleadas para su instalación.

El estudio de los efectos ISE comenzó en el año 1936, con la publicación hecha por el PhD. Eric Reissner en “las oscilaciones verticales de un disco rígido en un semi – espacio elástico”. Muchos otros grandes autores de temas y teorías de cimentación, desde entonces siguieron estas propuestas, mejorándolas y acercándolas cada vez más al comportamiento real que tiene una estructura, en contacto con el suelo, al momento de ser perturbada sísmicamente.

Este nuevo tópico es y ha sido motivo de ardua investigación en países como Chile, Colombia, Estados Unidos, Japón, México, Rusia, Taiwán, Perú y otros; en la mayoría de ellos lo han incorporado en sus reglamentos de construcción.

En nuestro país, por el contrario, aún no se contempla los efectos ISE en el capítulo sísmico del RNC-07 o en algún apéndice.

En la actualidad el uso del computador nos ha permitido resolver eficientemente las ecuaciones variacionales, poniendo en práctica métodos numéricos como el de elementos finitos, diferencias finitas y elementos de contorno. El desarrollo de las capacidades de las computadoras y las creaciones de software especializados el área de diseño estructural como el ETABS, SAP2000 y Risa 3D han permitido profundizar más en el estudio del comportamiento estructural y sísmico de los edificios incluyendo también los análisis de los efectos ISE.

## 1.2. Justificación

En el diseño de edificios el ingeniero tiene la posibilidad de elegir las características del sistema estructural y las propiedades de los materiales a emplearse, para que este tenga un comportamiento adecuado ante una excitación dinámica (Takewaki, 1998). Un aspecto importante de este tipo de estudios consiste en evitar que los periodos fundamentales del suelo y de la estructura coincidan ya que, fenómenos de resonancia pueden producir su colapso.

Según un estudio realizado por INETER en el año 2000 la amplificación del suelo en Managua, no se pudo identificar área extensa alguna, en donde se presenten amplificaciones extremas con factores arriba de 3, las frecuencias que corresponden a la amplificación máxima, se ubican en la gran mayoría de los sitios investigados en el rango de frecuencias altas, arriba de 8 Hz. Estas frecuencias tienen importancia para construcciones bajas, de un piso. Construcciones importantes, peligrosas cuando colapsan durante un terremoto, se elevan generalmente a 3 pisos o más. Estos edificios tienen frecuencias de resonancia de menos de 3.5 Hz. En este rango de frecuencias, el método analítico y el método de Nakamura no detectaron amplificación alguna, esto indica que, por las características del suelo de Managua, para edificios altos que por lo general tienen frecuencias de entre 1.5 a 2Hz no se detectan amplificaciones que originen el efecto de resonancia (INETER, 2000).

Los edificios altos pueden llegar a tener un buen comportamiento al enfrentar el riesgo de amenaza sísmica de la ciudad de Managua, siempre y cuando se dé un correcto diseño estructural y de cimentación. Se sabe que la cimentación profunda de tipo pilote tiene un excelente comportamiento puesto que este se dispone para transmitir cargas directamente a la roca, por lo anteriormente mencionado consideramos importante realizar una comparación estructural y económica de este tipo de cimentación, diseñándola de manera convencional y considerando la ISE según las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo 2020 (NTC).

## **1.3. Objetivos**

### **1.3.1. Objetivo general**

- ✚ Comparar el desempeño de zapatas aisladas sobre pilotes de un edificio de 30 pisos en Managua diseñadas de manera convencional versus el diseño considerando los efectos Interacción Suelo Estructura (ISE).

### **1.3.2. Objetivos específicos**

- ✚ Realizar todos los planteamientos teóricos de diseño de cimentaciones usando Interacción Suelo Estructura (ISE).
- ✚ Diseñar de manera convencional zapatas aisladas sobre pilotes usando el programa SAP 2000 para un edificio de 30 pisos en la ciudad de Managua.
- ✚ Evaluar y diseñar zapatas aisladas sobre pilotes para un edificio de 30 pisos en la ciudad de Managua considerando los efectos de Interacción Suelo Estructura (ISE) según las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo 2020 (NTC).
- ✚ Comparar los resultados obtenidos en el desempeño de la cimentación al diseñar zapatas aisladas sobre pilotes de manera convencional versus considerando los efectos de Interacción Suelo Estructura (ISE) evaluando las variaciones en la respuesta de la estructura.

## CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

## II. Marco teórico

### 2.1. Método dinámico de análisis modal espectral

El análisis modal espectral es un método para estimar los desplazamientos y fuerzas en elementos de un sistema estructural. Su base metodológica radica en que la vibración del suelo es transmitida a toda la estructura a través de sus elementos y como consecuencia de ella, las principales masas se mueven o desplazan en forma relativa respecto al suelo.

La relación entre la aceleración de la base (sismo) y los desplazamientos que experimentan las masas de la estructura, depende únicamente de la frecuencia propia y del amortiguamiento de la estructura.

Ante lo anterior, el objetivo inicial del diseño sismo-resistente es cuantificar esas fuerzas y para ello se hace, simplificaciones para poder obtener los resultados, pues resulta extremadamente complicado calcular su valor utilizando solo ecuaciones matemáticas. Para ello se debe tener en consideración que la aceleración en la base del terremoto puede variar en cada instante por lo que variará también la respuesta del edificio.

En consecuencia y dada la complejidad del proceso de análisis, la norma sísmica recurre al concepto de “Espectro de diseño” que permite un fácil cálculo de las fuerzas sísmicas actuando sobre un edificio en función principalmente del tipo de suelo. El espectro es una representación gráfica de la pseudo-aceleración a la que responde una estructura de periodo natural “T” conocido frente a un sismo.

Existen varios modos en los que una estructura puede vibrar u oscilar frente a una excitación sísmica determinada. Cada modo tiene además una deformada característica y una frecuencia de vibración asociada diferente. En realidad, una estructura sometida a un sismo vibrará según una combinación de diferentes modos de vibración. (Cuevas, 2016)

En resumen, el método implica el cálculo solamente de los valores máximos de los desplazamientos y las aceleraciones en cada modo usando un espectro de diseño

con algunas consideraciones adicionales expuestas en los códigos de diseño. Luego se combinan estos valores máximos mediante el método de la combinación cuadrática completa (método CQC), que considera además una correlación entre los valores modales máximos. De este modo, se obtienen los valores más probables de desplazamientos y fuerzas. (Cuevas, 2016)

La ecuación de equilibrio dinámico de una estructura (Chopra, 2014) es:

$$M\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = -[M]\{r\}\{u\ddot{g}\} \quad (1)$$

El artículo 33 del RNC-07 plantea que los pesos modales efectivos,  $W_{ei}$ , se determinan como:

$$W_{ei} = \frac{(\{\phi_i\}^T [W] \{J\})^2}{\{\phi_i\}^T [W] \{\phi_i\}} \quad (2)$$

Donde:

$\{\phi_i\}$  = es el vector de amplitudes del i-ésimo modo natural de vibrar de la estructura

$[W]$  = la matriz de pesos de las masas de la estructura

$\{J\}$  = un vector formado con «unos» en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y «ceros» en las otras posiciones.

## 2.2. Caracterización del suelo

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

El RNC-07 (Ministerio de Transporte e Infraestructura, 2007) plantea la siguiente clasificación de suelos:

Tipo I: Afloramiento rocoso con  $V_s > 750$  m/s.

Tipo II: Suelo firme con  $360 < V_s \leq 750$  m/s.

Tipo III: Suelo moderadamente blando, con  $180 \leq V_s \leq 360$  m/s.

Tipo IV: Suelo muy blando, con  $V_s < 180$  m/s.

Siendo  $V_s$  la velocidad promedio de ondas de cortante calculada a una profundidad no menor de 10 m, que se determinará como:

$$V_s = \frac{\sum_{n=1}^N h_n}{\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{V_n}} \quad (3)$$

donde:

$h_n$  = espesor del n-ésimo estrato .

$V_n$  = velocidad de ondas de corte del n-ésimo estrato.

N = número de estratos.

Si no se dispone de estos mapas de microzonificación, se utilizarán los siguientes factores de amplificación, S (Ministerio de Transporte e Infraestructura, 2007):

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

Tabla 1 Factores de Ampliación por tipo de suelo

El edificio que se diseñará estará ubicado en el sector del 7 Sur, el cual presenta una condición de suelo, según la anterior clasificación, de tipo III, es decir moderadamente blando.

### 2.3. Aspectos específicos en edificios de gran altura

Hay cierto número de características de los edificios altos que pueden tener una influencia significativa en el proceso del diseño de la fundación, dentro de las cuales están:

#### 2.3.1. Grandes cargas por elevación

En el peso de un edificio influye de forma muy significativa la altura del propio edificio, teniendo en cuenta aspectos como el elevado número de plantas y el peso de los materiales de construcción, se obtiene el peso propio del edificio, siendo considerablemente elevado en este tipo de construcciones. (Cordero, Grandes cargas por el elevado número de plantas, 2018)

#### 2.3.2. Efecto sobre estructuras próximas

Otra cuestión importante es la influencia, de la distribución de cargas transmitidas al terreno por parte de edificios altos, en las construcciones adyacentes, ya existentes que los rodean. Generalmente estas construcciones suelen ser edificios más bajos, cuya cimentación no ha sido diseñada para soportar las nuevas tensiones que genera el nuevo tipo de edificio, ocasionándose asientos diferenciales importantes, que pueden llegar a originar deformaciones a dichas construcciones. (Cordero, Efecto sobre Estructuras próximas, 2018)

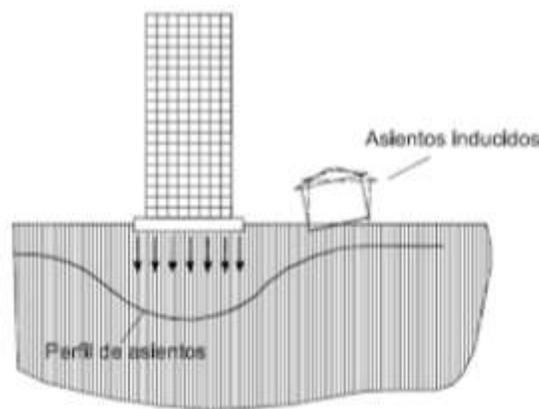


Ilustración 1 Influencia de edificios altos en construcciones adyacentes (Jiménez, 2018)

### 2.3.3. Cargas horizontales debido a viento

El Viento es una carga dinámica, que varía en el tiempo, con una determinada dirección e intensidad, es decir, una masa de aire en movimiento que al encontrarse con el edificio tiende a volcarlo o desplazarlo.

El efecto de la carga de viento depende de varios factores, que son importante conocer a la hora de determinar el valor de dicha carga, porque influye bastante en el diseño del edificio. (Cordero, Cargas Horizontales debido a Viento, 2018).

El RNC-07 plantea que para analizar estas cargas se debe de considerar los siguientes factores: Rugosidad o condición del terreno, la Zona geográfica en la que estará ubicada la construcción, la altura de la estructura y la importancia de la Construcción.

### 2.3.4. Influencia en la base debido a sismo

La acción sísmica produce oscilaciones tanto verticales como horizontales.

Generalmente las oscilaciones verticales no producen daños en la estructura ni comprometen la estabilidad de ésta, debido a que está calculada para soportar importantes cargas verticales, para lo que se han utilizado coeficientes de seguridad que absorben dichos esfuerzos.



*Ilustración 2 Oscilaciones verticales de un edificio (Jiménez, 2018)*

Sin embargo, las oscilaciones horizontales producidas por la acción sísmica, actúan en la estructura en ambos sentidos, produciendo un momento en la base

que, normalmente, no es absorbido por los coeficientes de seguridad empleados para soportar los esfuerzos verticales. (Cordero, Sismo, 2018)



*Ilustración 3 Oscilaciones horizontales de un edificio (Jiménez, 2018)*

#### **2.4. Los efectos ISE**

Según un estudio reciente titulado “Efectos de Interacción Dinámica Suelo-Estructura en un edificio en la ciudad de Managua” (García Márquez, Ríos Ruiz, & Zamora Ramírez, Definición Interacción Suelo Estructura, Métodos de Análisis, 2018) Estos efectos son de mucha importancia en un análisis más elaborado, pues diversas investigaciones han demostrado que cuando la onda sísmica llega a la cimentación de la estructura produce en el sistema suelo – cimentación un conjunto de efectos inerciales y cinemáticos que conllevan a modificaciones en la respuesta de la estructura.

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

La interacción modifica los parámetros dinámicos de la estructura, así como las características del movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación.

El análisis de ISE incluye la amplificación de las ondas sísmicas en el suelo, incluso antes que cualquier estructura se haya erigido, de manera que incluya las complejas interacciones dinámicas que se presentan en las capas de suelo por sí mismas.

Dos métodos generales de análisis fueron desarrollados y usados para un análisis sísmico que incluían la ISE:

- ✚ Un método directo, en el que el sistema suelo-estructura combinado se resuelve en un solo paso. La estructura se modela a través de una combinación de elementos finitos y elementos lineales, y el suelo se discretiza mediante elementos finitos o diferencias finitas.
- ✚ Un método de los tres pasos o de subestructura, donde el problema se divide en tres partes: la determinación de los movimientos de la fundación sin ninguna estructura debido a las ondas sísmicas, el cálculo de una matriz dinámica de rigidez de la fundación, y el análisis dinámico de la estructura agregando la matriz de la fundación, y sometiéndola al movimiento calculado en el primer paso.

#### **2.4.1. Desarrollo de la ISE a través del tiempo.**

La primera vez que fue propuesto un procedimiento considerando la interacción de un suelo con la subestructura fue realizado por Winkler en el año de 1867. Este modela las cimentaciones como una viga flexible, en el cual se supone el terreno como un conjunto infinito de muelles situados bajo una viga deformable, la cimentación. La constante de deformación de cada muelle es  $K_s$  (módulo de balasto), valor obtenido del cociente entre la presión de contacto ( $q$ ) y el desplazamiento, en nuestro caso ( $\delta$ ).

$$K_s = q/\delta \quad (4)$$

El método se creó inicialmente para el análisis de las traviesas del ferrocarril, donde el balasto es la capa de grava que se tiende sobre la explanación de los ferrocarriles para asentar y sujetar las traviesas. El creador de este modelo de interacción estructura-terreno fue Winkler, y tiene múltiples aplicaciones, no sólo en el campo de las cimentaciones, sino en cualquiera problema que pudiese adaptarse a este modelo.

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

Bastará con incluir muelles en los nudos con la rigidez correspondiente al balasto, en elementos lineales mediante su discretización en varias barras cuyos nudos incluyen bielas, en elementos superficiales mediante un emparrillado de barras con las bielas en los nudos. Esto ha supuesto que el método de Winkler sea el que usa la mayor del software de cálculo de estructuras, principalmente para vigas y losas de cimentación.

$$k_s = q / \delta \quad (5)$$

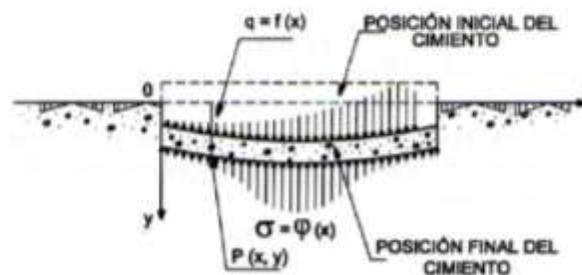


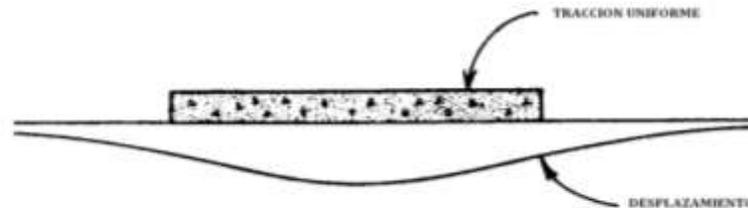
Ilustración 4 Teoría Winkler

Hasta los inicios de los años 1950, la mayoría de las soluciones de los problemas elásticos eran resueltas por métodos analíticos formulados localmente, puesto que los problemas variacionales eran muy laboriosos.

En la actualidad el uso del computador nos ha permitido resolver eficientemente las ecuaciones variacionales, poniendo en práctica métodos numéricos como el de las Diferencias Finitas, Elementos Finitos y Elementos de Contorno.

La solución de estas ecuaciones por métodos conocidos como, el de las Diferencias Finitas y Elementos Finitos, han sido ampliamente estudiados y han servido para encontrar la solución de muchos problemas de ingeniería. Veamos

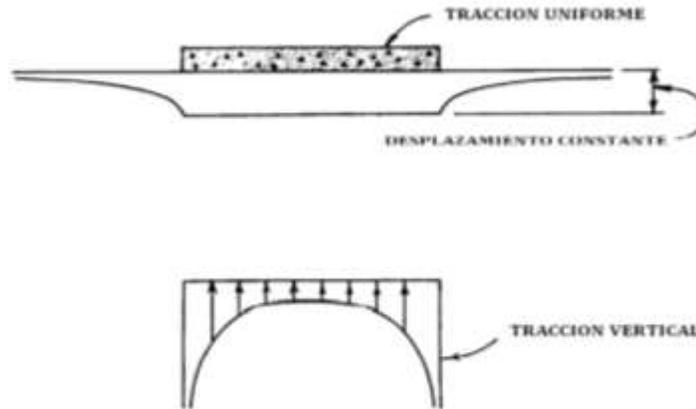
ahora lo que pasa en la figura 2, consideremos un problema plano en donde una viga se apoya sobre un suelo semi-infinito continuo y es cargada uniformemente, si el valor de la rigidez de la viga es bajo tendremos entonces una viga que presenta una deflexión mayor en el centro y de menor valor en los extremos.



*Ilustración 5 Viga Flexible*

En el otro caso en que la viga se presente demasiado rígida comparada con el suelo, la deflexión a lo largo de la viga se presentará uniforme, mientras la distribución de presiones varía desde lo infinito en los extremos hasta un valor finito en el centro. Esta situación se ilustra en la figura 3. En estos casos el radio de presión de deflexión no es constante en la interface suelo estructura entonces los enunciados del valor de  $k_s$  quedan demostrados.

Con estos problemas, Pasternak en su publicación "On a New Method of Analysis of an Elastic Foundation by Means of Two Foundation Constants" y Vlasov y Leont'ev en su publicación "Vigas y Placas sobre cimentaciones elásticas", revelan dos parámetros a tomar en consideración para el análisis. Pero la evaluación de estos nuevos parámetros trae nuevas confrontaciones con ingenieros geotécnicos. Realmente sabemos que el valor de  $k_s$  depende de la continuidad del suelo, de la rigidez de la estructura y de la distribución de la carga



*Ilustración 6 Viga Rígida*

Joseph Valentin Boussinesq publicó en 1878 una serie de artículos cortos en la revista Comptes Rendus que esbozan un método de solución para cargas puntuales estáticas 16 verticales aplicadas sobre la superficie de un semi-espacio elástico, y también dio una solución cerrada para un disco rígido en contacto con la superficie de un semi-espacio que soporta cargas verticales. Sin embargo, no fue hasta 1885 que un extenso tratado sobre el tema da a conocer todos los detalles de su método, basado en los potenciales.

Muchos investigadores usan las ecuaciones de Boussinesq, asumiendo la continuidad del suelo como semi-infinita. Si existe la presencia de un estrato de roca dura en una capa finita, el concepto de uso de una masa de suelo semi-infinita puede traer sustanciales errores.

Por el efecto de estas limitaciones para el análisis moderado de estructuras simples, el concepto de la constante de no linealidad  $k_s$  es usado por ingenieros. Pero cuando los conceptos cambian para estructuras grandes como una presa hidráulica una mejor y más detallada determinación de las rigideces del suelo basado en estas relaciones constitutivas, dan resultados positivos. (Alvarado, 2011)

En el ínterin, el matemático italiano Valentino Cerruti, catedrático de Mecánica Racional y Rector de la Universidad de Roma, publicó en 1882 un artículo relacionado, en la revista de la Real Academia Italiana (Reale Accademia dei Lincei), a la que muchos trabajos modernos hacen referencia.

El artículo de Cerruti es bastante general en su método y hace un amplio uso de los teoremas integrales elasto-estáticos conocido como principio de Betti (similares a los que subyacen en el moderno Método de Elementos de Contorno) y obtiene la respuesta en el interior de un sólido arbitrario provocada por tracciones o desplazamientos prescritos en las partes de los límites externos. Aunque Cerruti no utiliza el lenguaje moderno de la mecánica de medios continuos, su papel tiene que ver con lo que claramente puede ser reconocido hoy como un problema de contorno que implica un cuerpo elástico rodeado en parte por una frontera de Dirichlet, donde se prescriben desplazamientos, y en parte por un límite de Neumann donde se prescriben tracciones.

A partir de entonces, se va a aplicar su método a un cuerpo de extensión infinita limitada por una superficie plana (es decir, un semi-espacio); sin embargo, en ninguna parte se proporcionan las ecuaciones finales para el campo de desplazamiento debido a una carga tangencial famosa atribuida a él. Sus ecuaciones en efecto, contienen las herramientas necesarias para obtener una solución de este tipo, y no sólo para cargas puntuales tangenciales en la superficie sino para cualquier distribución de cargas horizontales o verticales. Como ejemplo de aplicación de su método, él deriva de sus ecuaciones el caso de las cargas verticales y consigue resultados que están de acuerdo con los de Boussinesq.

En 1904, un salto significativo llegó en la forma de la solución fundamental para un semi-espacio homogéneo sometido a una carga dinámica en su superficie, que figura en el documento célebre de Sir Horace Lamb, profesor de Matemáticas en la Universidad de Adelaida en el sur Australia. En él, Lamb recurre a un método precursor que lo constituye la moderna transformada integral para obtener la

respuesta a cualquiera impulso bidimensional o tridimensional, algunas veces aplicado a cargas verticales sobre la superficie de un semi-espacio elástico. (Nota: el espacio bidimensional no tiene solución al paso de la carga). Sin embargo, a Lamb le faltaba en su tiempo el conjunto completo de herramientas matemáticas - por no hablar de los ordenadores - necesarios para evaluar plenamente todas sus integrales. Por lo tanto, Lamb evaluó con cierto detalle solo la respuesta en el campo lejano, desde la fuente a distancias remotas. Hoy en día y en su honor, el problema de una fuente dinámica aplicada en la superficie de un semi-espacio elástico se conoce como el problema de Lamb.

El siguiente gran hito en soluciones fundamentales llegó con una publicación en 1936 de la famosa serie de Raymond David Mindlin de ecuaciones de forma cerrada para el campo de desplazamientos provocados por cargas puntuales estáticas, verticales y horizontales enterrados a una profundidad arbitraria por debajo de la superficie de un semi-espacio elástico. La leyenda cuenta que la brevedad de su tesis en la Universidad de Columbia en Nueva York planteó dudas en cuanto a su calidad, pero se disipa tan pronto como en la sede departamental se enteraron de que había logrado resolver un problema muy difícil que había dejado perplejos a otros antes que él.

La publicación de Mindlin apareció en el mismo año en que obtuvo su doctorado, pero no fue hasta 1940 que finalmente fue nombrado profesor asistente en Columbia. Sin saberlo él, el ingeniero austriaco Ernst Melan (1932) ya había publicado cuatro años antes una solución para la contraparte bidimensional de cargas lineales enterradas, una obra sobre la que fue alertado por S. Timoshenko. Mindlin luego añadió en su artículo de 1936 una comparación con las fórmulas de Melan y confirmó estar de acuerdo con su propia solución.

Cerca de cuatro décadas después de Lamb, Cagniard en 1939, finalmente logra evaluar las transformadas integrales dobles requeridas en el problema de Lamb por medio de una muy ingeniosa integración de contorno que todavía era arcana

que pocos lograron entender. Dos décadas más tarde, Hoop en 1960, tuvo éxito en la búsqueda de una simplificación sustancial al procedimiento de Cagniard y que hoy se conoce como el método Cagniard de Hoop. Esta estrategia de análisis también fue utilizada por Pekeris en 1955 y Chao en 1960 para obtener soluciones de forma cerrada (es decir, que no requieren integraciones numéricas) para cargas puntuales verticales y horizontales impulsivas en un semi-espacio, pero sólo cuando la relación de Poisson es  $\nu = 0.25$ . A partir de entonces, Mooney en 1974, generalizada los resultados Pekeris para cargas puntuales verticales que actúan sobre semi-espacios con relaciones de Poisson arbitrarias, pero sólo obtuvo resultados para el componente horizontal de desplazamiento hasta la relación de Poisson  $\nu = 0,2631$ , que es el valor en el que las falsas raíces de la ecuación de la velocidad de las ondas Rayleigh se convierten a complejas. En todas estas soluciones, los desplazamientos se conocen en forma cerrada sólo en la superficie y en el eje de simetría debajo de la carga, y no en los puntos interiores. En cuanto a cargas impulsivas lineales en dos dimensiones, existen soluciones completas de forma cerrada para los problemas de Lamb que a partir de entonces fueron sólo para fuentes en la superficie y los desplazamientos en cualquier parte del cuerpo, o para cargas lineales enterradas y desplazamientos en la superficie.

Por el contrario, los desplazamientos contenidos en cualquier parte del semi-espacio debido a cargas dinámicas sólo puede obtenerse por medios puramente numéricos, y lo mismo es cuando las cargas son armónicas, incluso cuando las cargas lineales se aplican en la superficie, a excepción del caso de la carga lineal SH.

El trabajo fundamental de Lamb junto con sus refinamientos, en las décadas siguientes a principios y mediados del siglo XX, proporcionaron las fórmulas exactas para las respuestas transitorias de semi-espacios elásticos, producidas por fuentes lineales y puntuales aplicadas repentinamente en la superficie. Por lo tanto, es notable que las comparaciones de las soluciones de forma cerrada para una sola transformada sean deficientes, es decir a partir del número de ondas

desde el dominio de frecuencia al dominio de la frecuencia-espacio, o alternativamente, el número de ondas en el dominio del tiempo.

Tal vez la razón radica, en parte, en la dificultad de la obtención de resultados exactos para una sola transformada (es bastante curioso que la doble transformada resulte ser más fácil) sino también por la disponibilidad que la solución del espacio-tiempo elimina gran parte de la motivación para encontrar soluciones a tales transformadas parciales. No obstante, no hay falta de soluciones prácticas basadas en métodos numéricos. Una particularidad poderosa es el Método de capa fina para las funciones de Green de un medio estratificado que fue elaborado por Kausel y Peek entre 1981 y 1982; mismo que ahora se encuentra contenido en los códigos de los softwares ampliamente usados como PUNCH y SASSI, entre muchos otros.

Una vez que estas soluciones fundamentales pioneras llegaron a ser ampliamente conocidas, surgieron otras soluciones para cargas distribuidas de varias formas y características, incluyendo los medios transversalmente isotrópicos. Aun así, muchas de las soluciones estáticas se pueden encontrar en el libro de referencia muy conocido por Poulos y Davis de 1974, mientras que la contraparte dinámica (incluyendo los problemas de Stokes, Lamb y de Chao) se puede encontrar en el libro de Kausel de 2006. (García Márquez, Ríos Ruiz, & Zamora Ramírez, Solución Fundamental, 2018)

Un alternativo y mejor método es aquel que considera al suelo como un medio continuo en su dominio, la resolución matemática es demasiado tediosa, pero las computadoras hacen el trabajo de analizar los problemas numéricos, usando métodos como diferencias finitas, y elementos finitos, algunos autores (21), usan el método de elementos finitos para resolver problemas de ISE.

Como siempre, en estos métodos crecen confusamente el número de incógnitas, y van más lejos cuando las discretizaciones del continuo son alteradas para más

correctas representaciones del suelo continuo, es decir que si obtenemos un mallado más denso por decirlo así se van a tener muchas más incógnitas. El hecho de establecer una normal discretización en la ISE resulta a veces problemático en el caso de que el mallado se lo haga un tanto grosero, en este caso se pueden tomar ciertos métodos alternativos, como es el caso del método de elementos de contorno. (León Alvarado, 2011)

La interacción dinámica entre estructura y subestructura puede dividirse en dos componentes: la interacción inercial y la interacción cinemática. El desarrollo temprano de la ISE. La interacción cinemática se refiere a la desviación del movimiento del suelo debido a la presencia de una base rígida con o sin masa y la interacción inercial es una deformación inducida en el suelo, debido al cabeceo y los momentos de la superestructura. La interacción inercial es más importante para el modelo fundamental porque tiene una alta participación en el cizallamiento de la base y el momento base. (López Sequeira & Molina Baltodano, 2014)

## 2.5. Aplicación de los efectos ISE en la actualidad

En estructuras con niveles subterráneos sin pilas ni pilotes la NTC plantea que los efectos de interacción cinemática pueden despreciarse si se cumplen las condiciones indicadas en las ecuaciones siguientes:

$$\frac{T_s}{\tau_v} > 12 \quad (6)$$

$$\frac{D}{r} > 0.5 \quad (7)$$

$$r = \sqrt{A/\pi} \quad (8)$$

A: área de la cimentación

D: profundidad de desplante

$\tau_v$ : tiempo de tránsito de las ondas sísmicas a través de la profundidad de desplante,  $= D/v_s$  (9)

$$v_s = 4H_s/T_s \quad (10)$$

$H_s$ : profundidad de la segunda capa dura; que se tomará del SASID mencionado en el Capítulo 3

Si no se cumplen las ecuaciones 8.1 y 8.2, podrán reducirse los espectros de diseño de campo libre como se indica en la sección 8.1.

Los efectos de interacción inercial pueden despreciarse si se cumple la condición indicada en la ecuación 8.3:

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} > 2.5 \quad (11)$$

$T_e$  periodo fundamental de la estructura con base rígida

$H_e$  altura efectiva que se tomará como 0.7 de la altura total, excepto para estructuras de un solo nivel, en que será igual a la altura total.

$T_s$  periodo dominante del sitio; se tomará del SASID

Los valores de  $H_s$  se obtendrán a partir de estudios locales de mecánica de suelos o, si éstos son insuficientes para obtenerlos, se adoptará el valor calculado con la ecuación 8.4

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

Donde  $V_s$  deberá ser determinada de la misma manera, a partir de estudios locales de mecánica de suelos. En caso que éstos sean insuficientes para obtenerla, se podrá adoptar un valor de  $V_s = 80 \text{ m/s}$ .

### 2.5.1. Interacción inercial

La interacción inercial puede incrementar o reducir las fuerzas de diseño con respecto a los valores que corresponden a base rígida, dependiendo del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema y de la forma del espectro de diseño. Los desplazamientos laterales pueden sufrir cambios adicionales debidos a la contribución del corrimiento y rotación de la cimentación.

### 2.5.2. Cortante basal modificado

Estos requisitos pueden usarse con los métodos de análisis estático o dinámico modal. Cuando se aplique el análisis estático, la fuerza cortante basal en la dirección de análisis se corregirá por interacción con la expresión:

$$\tilde{V}_0 = a'W_0 - (a' - \tilde{a}')W_e \quad (13)$$

$W_0$  peso total de la estructura, incluyendo cargas muertas y vivas

$W_e$  peso efectivo de la estructura, igual a  $0.7 W_0$ , excepto para estructuras de un solo nivel, en que será igual a  $W_0$ .

Las ordenadas espectrales de diseño  $a'$  y  $\tilde{a}'$ , sin y con efectos de interacción, respectivamente, se determinarán como sigue:

$$a' = \frac{a}{RQ'} \quad (14)$$

$$\tilde{a}' = \frac{\tilde{a}}{RQ'} \quad (15)$$

$a$ : ordenada espectral elástica para el periodo  $T_e$  y el amortiguamiento  $\zeta_e = 5\%$  de la estructura con base rígida

$\tilde{a}$ : ordenada espectral elástica para el periodo  $\tilde{T}_e$  y amortiguamiento  $\hat{\zeta}_e$  de la estructura con base flexible

$Q'$  y  $\tilde{Q}'$  factores de reducción por comportamiento sísmico sin y con efectos de interacción, respectivamente

$\tilde{T}_e$  y  $\hat{\zeta}_e$ , se calcularán como se indica en el cálculo del amortiguamiento efectivo, más adelante.

El factor de sobre resistencia  $R$  es independiente de la ISE.

El factor de reducción por comportamiento sísmico,  $\tilde{Q}'$ , se calculará como:

$$\tilde{Q}' = \begin{cases} 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta} \tilde{T}_e}{k T_a}}; & \text{si } \tilde{T}_e \leq T_a \\ 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta}}{k}}; & \text{si } T_a < \tilde{T}_e \leq T_b \\ 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta} \tilde{p}}{k}}; & \text{si } \tilde{T}_e > T_b \end{cases} \quad (16)$$

donde:

$$\tilde{p} = p(\tilde{T}_e) \quad (17)$$

$$\tilde{\beta} = \beta(\tilde{T}_e, \tilde{\zeta}_e) \quad (18)$$

$$\tilde{Q} = 1 + (Q - 1) T_e^2 / \tilde{T}_e^2 \quad (19)$$

Para la evaluación de  $\tilde{p}$  y  $\tilde{\beta}$  se usan las ecuaciones siguientes ecuaciones 3.1.3 y 3.1.4, respectivamente

$$\rho = k + (1 - k) \left( \frac{T_b}{T} \right)^2 \quad (20)$$

$$\beta = \begin{cases} 1 - \left[ 1 - \left( \frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda \right] \frac{T}{T_a}; & \text{Si } T \leq T_a \\ \left( \frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda & \text{Si } T_a < T < \tau T_b \\ 1 + \left[ \left( \frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda - 1 \right] \left( \frac{\tau T_b}{T} \right)^\varepsilon & \text{Si } T \geq \tau T_b \end{cases} \quad (21)$$

Cabe destacar que, el coeficiente de aceleración del terreno  $a_0$ , el coeficiente  $c$ , el coeficiente  $k$  y los periodos característicos  $T_a$  y  $T_b$  de la meseta espectral, se tomarán, para nuestro modelo del RNC-07. El factor de reducción  $\beta$  considera el amortiguamiento suplementario (mayor que 0.05) por efectos ISE o del uso de disipadores de tipo viscoso;  $\delta$  es la fracción de amortiguamiento crítico para la que se establece el espectro de diseño, y los valores de  $\lambda$ ,  $\varepsilon$  y  $\tau$  se listan en la tabla extraída de la NTC.

Periodo del sitio (s)		$\lambda$	$\varepsilon$	$\tau$
	$T_s \leq 0.5$	0.40	0.80	2.50
0.5 <	$T_s \leq 1.0$	0.45	0.20	1.00
1.0 <	$T_s \leq 1.5$	0.45	0.30	1.00
1.5 <	$T_s \leq 2.0$	0.50	1.20	1.00
2.0 <	$T_s \leq 2.5$	0.50	1.80	1.00
2.5 <	$T_s \leq 3.0$	0.55	3.00	1.00
3.0 <	$T_s \leq 4.0$	0.50	4.00	1.00

Tabla 2 Valores de  $\lambda$ ,  $\varepsilon$  y  $\tau$  en función de  $T_s$

Las fuerzas laterales, momentos torsionantes y momentos de volteo calculados para la estructura con base rígida se multiplicarán por el factor  $\tilde{V}_o/V_o$  a fin de incluir los efectos ISE, siendo  $V_o = a'W_o$  la fuerza cortante basal de la estructura con base rígida. El valor de este factor no se tomará menor que 0.75, ni mayor que 1.25.

Cuando se aplique el análisis dinámico modal, la fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental en la dirección de análisis,  $\tilde{V}_{ol}$ , se corregirá por efectos ISE:

$$\tilde{V}_{ol} = \tilde{a}'W_e \quad (22)$$

Donde  $\tilde{a}'$  se calcula para el periodo y amortiguamiento efectivos de dicho modo, y el peso modal efectivo con la ecuación siguiente:

$$W_{ei} = \frac{(\{\varphi_i\}^T[W]\{J\})^2}{\{\varphi_i\}^T[W]\{\varphi_i\}} \quad (23)$$

Los aportes de los modos superiores no se modifican por ISE con respecto a los que tienen para la estructura con base fija.

Toda fuerza o momento calculado para el modo fundamental de vibrar para la condición de estructura con base rígida se multiplicará por el factor  $\tilde{V}_{ol} = V_{ol}$  a fin de incluir los efectos de interacción inercial, siendo  $V_{ol} = a'W_e$  la fuerza cortante basal correspondiente al modo fundamental de la estructura con base rígida. El valor de este factor no será menor que 0.75, ni mayor que 1.25.

### 2.5.3. Periodo y amortiguamiento efectivos

En la dirección de análisis, el periodo efectivo del sistema suelo-estructura se determinará como sigue:

$$\hat{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_h^2 + T_r^2} \quad (24)$$

$T_h$  periodo natural de la estructura asociado con una traslación horizontal de cuerpo rígido

$$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_h}} \quad (25)$$

$T_r$  periodo natural de la estructura asociado con una rotación de cuerpo rígido

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e(H_e+D)^2}{K_r}} \quad (26)$$

En la dirección de análisis, el amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura elástico se determinará con la expresión:

$$\hat{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{\hat{T}_e}\right)^3 + \frac{\zeta_h}{1+2\zeta_h^2} \left(\frac{T_h}{\hat{T}_e}\right)^2 + \frac{\zeta_r}{1+2\zeta_r^2} \left(\frac{T_r}{\hat{T}_e}\right)^2 \quad (27)$$

$\zeta_h$  Coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de traslación horizontal

$$\zeta_h = \frac{\pi C_h}{\hat{T}_e K_h} \quad (28)$$

$\zeta_r$  Coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de rotación

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\hat{T}_e K_r} \quad (29)$$

$C_h$  y  $C_r$  fuerza y momento necesarios para producir velocidades unitarias de la cimentación en traslación horizontal y rotación, respectivamente.

Las rigideces de los resortes elásticos,  $K_h$  y  $K_r$ , y los coeficientes de los amortiguadores viscosos,  $C_h$  y  $C_r$ , se obtendrán de la tabla 8.2.1 para la

frecuencia angular efectiva del sistema,  $\omega = 2\pi/\tilde{T}_e$ , considerando círculos equivalentes en área y momento de inercia al área de desplante de la cimentación. Para los modos de traslación y rotación, los radios de dichos círculos están dados por:

$$R_h = \sqrt[2]{\frac{A}{\pi}} \quad (30)$$

$$R_h = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} \quad (31)$$

A área de la superficie neta de la cimentación

I momento de inercia de la superficie neta de la cimentación con respecto a su eje centroídal de rotación, perpendicular a la dirección de análisis.

Para el cálculo de los resortes y amortiguadores del suelo, se podrán emplear métodos alternos basados en principios establecidos de dinámica de cimentaciones o programas de cómputo especializados, siempre y cuando se demuestre, a satisfacción de la Administración, la pertinencia del modelo adoptado.

El periodo y amortiguamiento efectivos  $\hat{T}_e$  y  $\hat{\zeta}_e$  del sistema suelo-estructura se obtienen de forma iterativa, ya que los valores de  $K_h$  y  $K_r$  así como de  $C_h$  y  $C_r$ , cambian con la frecuencia.

Los valores de estos resortes y amortiguadores del suelo se obtienen como se indica en la siguiente tabla. (Aguilar & Avilés, 2003)

Modo de vibración	Rigidez estática	Coefficiente de rigidez	Coefficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_h^0 = dE_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,21}$	$k_h = 1$	$c_h = \begin{cases} 0,8\zeta & \text{para } \eta \leq \eta_s \\ 0,8\zeta + 0,175 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,17} \eta & \text{para } \eta > \eta_s \end{cases}$
Vertical	$K_v^0 = 1,9dE_s \left(\frac{L_p}{d}\right)^{0,67}$	$k_v = \begin{cases} 1 & \text{para } \frac{L_p}{d} < 15 \\ 1 + \sqrt{\eta} & \text{para } \frac{L_p}{d} \geq 50 \end{cases}$	$c_v = \begin{cases} 0 & \text{para } \eta \leq \frac{3,4}{\pi(1-\nu)}\eta_s \\ \frac{0,413}{(1+\nu)} \left(\frac{L_p}{d}\right)^{0,33} \Psi \eta^{0,8} & \text{para } \eta > \frac{5,1}{\pi(1-\nu)}\eta_s \end{cases}$ donde $\Psi = \left(1 - e^{-(E_p/E_s)(L_p/d)^{-2}}\right)$
Cabeceo	$K_r^0 = 0,15d^3 E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,75}$	$k_r = 1$	$c_r = \begin{cases} 0,25\zeta & \text{para } \eta \leq \eta_s \\ 0,25\zeta + 0,056 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,2} \eta & \text{para } \eta > \eta_s \end{cases}$
Acoplado	$K_{hr}^0 = -0,22d^2 E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,5}$	$k_{hr} = 1$	$c_{hr} = \begin{cases} 0,5\zeta & \text{para } \eta \leq \eta_s \\ 0,5\zeta + 0,135 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,18} \eta & \text{para } \eta > \eta_s \end{cases}$

Tabla 3 Rigideces dinámicas para pilotes de fricción Cimentaciones para edificios altos (Aguilar & Avilés, 2003)

La cimentación es aquella parte de la estructura encargada de transmitir las cargas al terreno. Dado que la resistencia y rigidez del terreno son, salvo raros casos, muy inferiores a las de la estructura, la cimentación posee un área en planta muy superior a la suma de las áreas de todos los soportes y muros de carga.

Lo anterior conduce a que el cimiento es en general una pieza de volumen considerable, con respecto al volumen de las piezas de la estructura. La cimentación se construye casi invariablemente en hormigón armado y, en general, se emplea en ellos hormigón de calidad relativamente baja, ya que no resulta económicamente interesante el empleo de hormigones de resistencias mayores.

Para poder realizar una buena cimentación es necesario un conocimiento previo del terreno en el que se va a construir la estructura. (Montoya & Pinto Vega, 2010)

#### **2.5.4. Tipos de cimentaciones**

Como se señala en (Day, 2006), una fundación se define como la parte de la estructura que soporta el peso de la misma y transmite la carga al suelo o roca subyacente. En general, la ingeniería de cimentaciones aplica el conocimiento de geología, mecánica de suelos, mecánica de rocas e ingeniería estructural al diseño y construcción de cimentaciones para edificios y otras estructuras. El aspecto más básico de la ingeniería de cimentaciones se refiere a la selección del tipo de cimentación.

Las cimentaciones comúnmente se dividen en dos categorías: cimentaciones superficiales y profundas. A, continuación se presentan una lista de tipos comunes de cimentaciones.

## **Cimentaciones Superficiales**

1. Zapatas aisladas (también llamadas zapatas) suelen ser cuadradas en planta, tienen un grosor uniforme de concreto armado y se utilizan para soportar una carga de columna única ubicada directamente en el centro de la zapata.
2. Zapatas corridas (también llamadas zapatas de pared) se utilizan a menudo para paredes de carga. Suelen ser miembros largos de concreto armado de ancho uniforme y poca profundidad.
3. Zapatas combinadas de concreto armado suelen ser rectangulares o trapezoidales en planta y soportan más de una carga de columna.
4. Losas convencionales sobre el terreno Una base continua de concreto armado que consiste en zapatas de pared de carga y una losa sobre el terreno. La armadura de concreto a menudo consiste en barras de acero en las zapatas y malla de alambre en la losa de concreto.
5. Losas postensadas sobre el terreno Una base continua de concreto postensado. El efecto de postensado se crea tensionando tendones o cables de acero incrustados dentro del concreto. Las fundaciones postensadas comunes son la losa nervada, la losa California y la fundación PTI.
6. Piso de madera elevado Zapatas perimetrales que soportan vigas de madera y un sistema de piso. El soporte interior lo proporcionan zapatas o zapatas corridas. Hay un espacio de rastreo debajo del piso de madera.
7. Cimentación de losa es una cimentación de concreto armado grande y gruesa, a menudo de grosor uniforme, que es continua y soporta toda la

estructura. Una cimentación de losa se considera una cimentación superficial si se construye en o cerca de la superficie del suelo.

### **Cimentaciones profundas**

1. Pilotes hincados son elementos delgados, hechos de madera, acero o concreto prefabricado, que se introducen en su lugar mediante equipos de pilotaje.
2. Otros tipos de pilotes Hay muchos otros tipos de pilotes, como pilotes perforados, pilotes de colada en sitio y pilotes compuestos.
3. Muelles Similar a los pilotes de colada en sitio, los muelles suelen ser de gran diámetro y contienen concreto armado. El soporte de viga de grado y muelle se utilizan a menudo para el soporte de cimentaciones en suelos expansivos.
4. Caissons A veces, los grandes muelles se denominan Caissons. Un cajón también puede ser una estructura subterránea hermética en la que se lleva a cabo el trabajo de construcción.
5. Cimentación de losa o placa Si se construye una cimentación de losa o placa debajo de la superficie del suelo o si la cimentación de losa o placa está soportada por pilotes o muelles, entonces se debe considerar como un sistema de cimentación profunda.
6. Cimentación flotante Un tipo especial de cimentación donde el peso de la estructura se equilibra mediante la remoción de suelo y la construcción de un sótano subterráneo.

7. Cimentación tipo sótano Una cimentación común para casas y otros edificios en áreas propensas a las heladas. La cimentación consta de zapatas perimetrales y paredes de sótano que soportan un sistema de piso de madera. El piso del sótano suele ser una losa de concreto.

### **Elección del Tipo de Cimentación**

Existen varios factores que intervienen en la elección del tipo de cimentación adecuado para un edificio alto. Entre los más determinantes se encuentran, las características del propio edificio a construir y del terreno en el que se va a apoyar, y la influencia que pueda generar en las construcciones adyacentes.

Para el adecuado diseño de una cimentación se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- Los cimientos no deberán volcarse o deslizarse sobre el terreno.
- Hasta donde sea posible, deben evitarse los asentamientos de la construcción.
- En zonas de alto riesgo sísmico, se deben prever las formas de contrarrestar las deformaciones generadas por los sismos en la estructura al someterlas a fuerzas tanto verticales como horizontales.
- En ningún punto de las cimentaciones las cargas unitarias sobre el terreno excederán la capacidad de carga del mismo (terreno).
- Para cimentaciones a base de pilotes, estos no deberán soportar cargas mayores que las estipuladas por los cálculos.
- Debe de situarse de un modo adecuado para impedir los daños producidos por cambios de volumen, socavaciones, movimientos del nivel freático, daños producidos por futuras construcciones, etc.
- Debe de ofrecer una seguridad aceptable y suficiente al menor coste posible.

## Pilotes

Son elementos de cimentación esbeltos que se hincan (pilotes *de desplazamiento* prefabricados) o construyen en una cavidad previamente abierta en el terreno (pilotes *de extracción* ejecutados *in situ*). Los pilotes son miembros estructurales con un área de sección transversal pequeña en comparación con su longitud. En el presente trabajo se utilizarán pilotes de concreto.

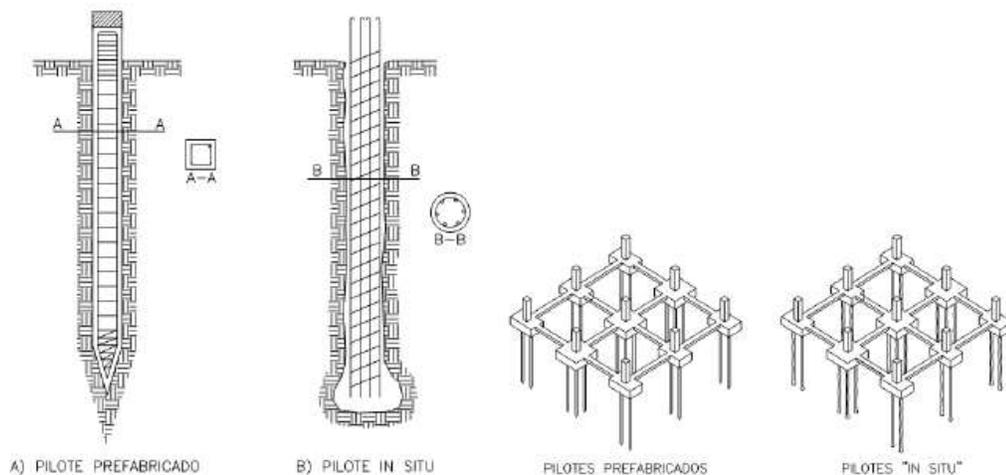


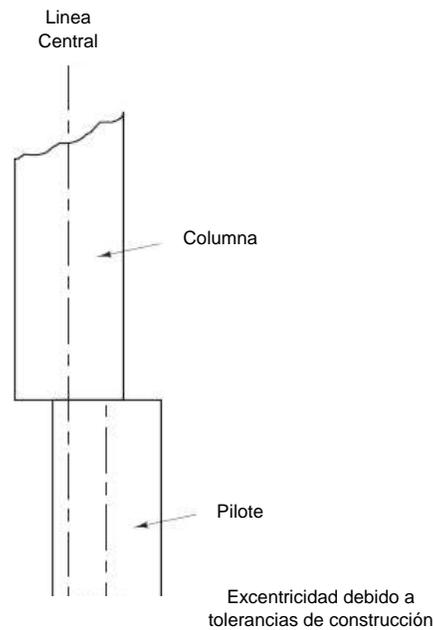
Ilustración 7 Pilotes prefabricados e in situ (Montoya, 2010)

### 2.6. Consideraciones para el diseño de pilotes (ACI, 2019)

Como se señala en “Diseño de Fundaciones: Principios y prácticas” (Coduto, Kitch, & Yeung, 2016) Por lo general, cada elemento de la superestructura que requiere una cimentación (por ejemplo, cada columna en un edificio) se apoya en un grupo de tres o más pilotes. Se utilizan grupos de pilotes en lugar de pilotes individuales porque:

-  Un solo pilote generalmente no tiene suficiente capacidad.
-  Los pilotes se ubican o localizan con un bajo grado de precisión y pueden estar fácilmente a 150 mm (6 pulgadas) o más de la ubicación deseada, como se muestra en la ilustración 8. Si una columna para un edificio, que se ubica con un grado mucho mayor de precisión, se apoyara en un solo

pilote, las líneas centrales rara vez coincidirían y la excentricidad resultante generarían momentos y deflexiones no deseados tanto en el pilote como en la columna. Sin embargo, si la columna se apoya en tres o más pilotes, tales excentricidades son mucho menos significativas.



*Ilustración 8 Excentricidad imprevista entre columnas y un solo pilote (Coduto, Kitch, & Yeung, 2016)*

- ✚ Los pilotes múltiples proporcionan redundancia, y por lo tanto pueden seguir soportando la estructura incluso si un pilote está defectuoso.
- ✚ Las zonas de compresión lateral del suelo se superponen entre sí, aumentando así las presiones laterales del suelo que actúan sobre los pilotes. Por lo tanto, la capacidad de fricción lateral es mayor que para un solo pilote aislado.

Cada grupo de pilotes está conectado con un cabezal de pilote, como se muestra en la Ilustración 9, que es un elemento de hormigón armado similar a una zapata corrida. Sus funciones son distribuir las cargas estructurales a los pilotes y unir los pilotes entre sí para que actúen como una unidad. El diseño de las zapatas de pilotes varía según el número de pilotes y las cargas estructurales. La Ilustración 9 muestra disposiciones típicas de zapatas de pilotes. A veces, las zapatas de

pilotes individuales están conectadas con vigas de atado, que son vigas estructurales empotradas en el suelo. Durante la construcción, las vigas de atado se asemejan a zapatas corridas continuas, pero su propósito es significativamente diferente.

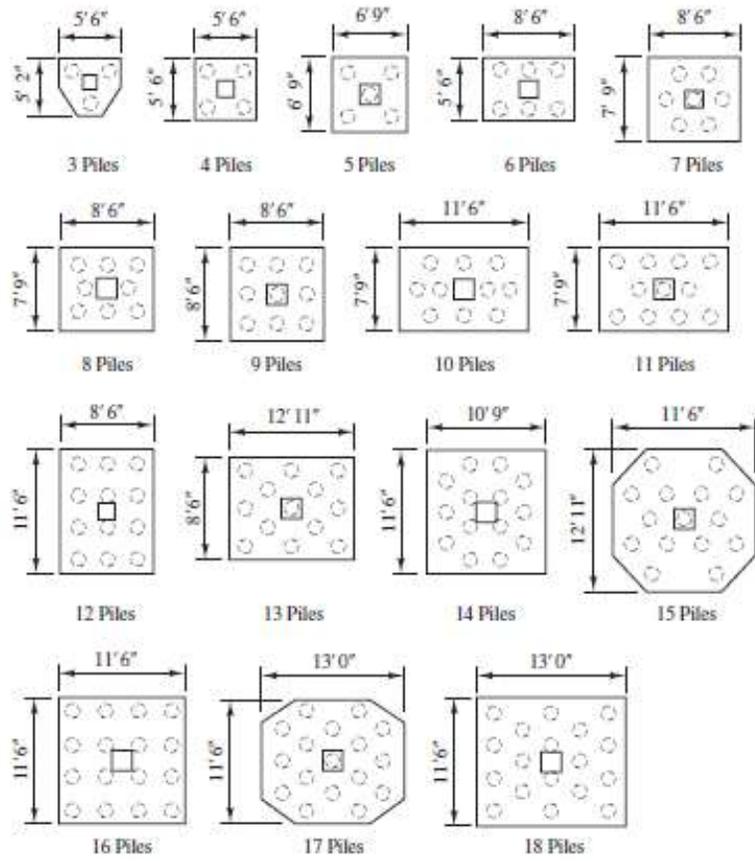
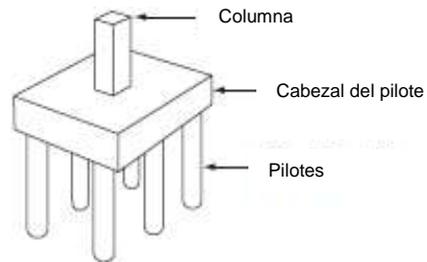


Ilustración 9 Configuraciones típicas de zapatas aisladas sobre pilotes (Coduto, Kitch, & Yeung, 2016)

La ACI 318 – 19 en la sección 13.4.1.1 plantea que el número y distribución de pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados

transmitidos a estos miembros, y la capacidad admisible del miembro debe seleccionarse mediante principios de mecánica de suelos o de rocas. La ACI 318 – 19 también plantea que la máxima resistencia compresiva permitida para los miembros de cimentación profunda es la que se presenta en la tabla 13.4.2.1 para los diferentes tipos de pilotes que se pueden utilizar en una cimentación, en el caso del modelo a trabajar se tomara pilotes prefabricados no pretensados para el cual se utiliza la siguiente formula:

$$P_a = 0.33f'_c A_g + 0.4f_y A_s \quad (32)$$

En el acápite R13.2.6.1 de la normativa ACI 318 – 19 se explica que las presiones permisibles del suelo o las resistencias permisibles de la cimentación profunda se determinan según los principios de la mecánica de suelos y de acuerdo con el código de construcción general. El tamaño del área de la base de una zapata en el suelo o el número y disposición de los miembros de cimentación profunda se establecen utilizando la resistencia geotécnica permisible y las combinaciones de carga a nivel de servicio o utilizando la resistencia geotécnica nominal con el factor de resistencia y las combinaciones de carga actuadas. Solo los momentos finales calculados en la base de una columna o pedestal requieren ser transferidos a la zapata

La Subsección 13.2.6.5 de ACI 318-19 nos dice que se deben diseñar los cabezales de pilotes usando modelos tridimensionales puntal-tensor que cumplan con el Capítulo 23. Debido a que en el cabezal del pilote se da una discontinuidad geométrica que provoca una distribución no lineal de la deformación unitaria dentro de la sección transversal.

El modelo Puntal – Tensor plantea que cualquier miembro de concreto estructural, o región de discontinuidad en el miembro, se puede diseñar modelando el miembro o región como una cercha idealizada compuesta de puntales y tensores conectados en zonas nodales, para ser aplicable este debe ser capaz de transferir

todas las cargas para cada combinación de cargas mayores a los apoyos o Regiones-B adyacentes.

Para cada combinación de cargas mayores aplicable, la resistencia de diseño de los puntales, tensores y zonas nodales en un modelo puntal-tensor debe cumplir con  $\phi \geq S_n$  U, incluyendo (a) hasta (c):

a- Puntales: 
$$\phi F_{ns} \geq F_{us}$$

b- Tensores: 
$$\phi F_{nt} \geq F_{ut}$$

c- Zonas nodales: 
$$\phi F_{nn} \geq F_{us}$$

$\phi$  debe cumplir con los factores de reducción de resistencia para elementos de concreto estructural y conexiones ACI 318-19 sección 21.2

La resistencia nominal a la compresión,  $F_{ns}$ , de un puntal debe calcularse como:

a) Puntal sin refuerzo longitudinal 
$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} \quad (33)$$

b) Puntal con refuerzo longitudinal 
$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} + A_s f_s \quad (34)$$

La resistencia nominal a tracción de un tensor,  $F_{nt}$  debe calcularse como:

$$F_{nt} = A_{ts} f_y + A_{tp} \Delta f_p \quad (35)$$

La resistencia nominal a la compresión de una zona nodal,  $F_{nn}$ , debe ser:

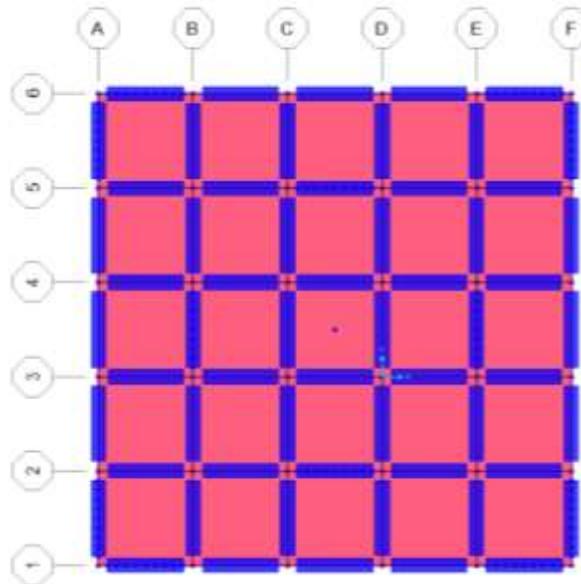
$$F_{nn} = f_{ce} A_{nz} \quad (36)$$

# CAPÍTULO 3: ANALISIS Y DISEÑO DE EDIFICIO CON BASE FIJA Y CON ISE – CASO DE ESTUDIO

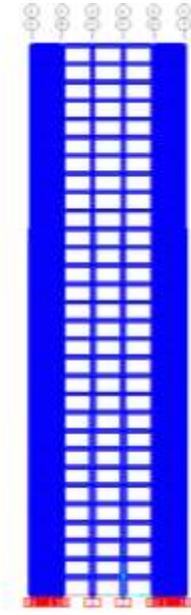
### III. Análisis y Diseño de Edificio con Base Fija y con ISE – Caso de Estudio

#### 3.1. Descripción del edificio

Para la realización del análisis se modeló un edificio de concreto reforzado en el programa SAP2000, dicho edificio consta de 30 niveles, con longitud y ancho de 30m. cada una, por lo que la sección típica en la base es cuadrada, el edificio tiene una altura de entrepiso de 3.6m. para todos los niveles, tomando esto en cuenta la altura total de este es de 108m. la longitud de las vigas es de 6m. en todos los marcos, el edificio está construido con marcos de concreto reforzado especiales a momento y se le adicionaron muros de concreto con el objeto de garantizar una mayor rigidez en la estructura, se asumió que la edificación estará destinada para oficinas, en las siguientes figuras podemos observar tanto la vista en planta como la vista en elevación típica de la estructura.



*Ilustración 10 Planta típica del Modelo de Edificio de 30 pisos, fuente propia*



*Ilustración 11 Elevación típica del Modelo de Edificio de 30 pisos, Fuente propia.*

### **3.2. Diseño Estructural de edificio modelo con base fija**

Como se definió anteriormente para el análisis sísmico del presente edificio se empleó el Programa SAP2000 en su versión 22.0, este programa se encarga de realizar en primera instancia el cálculo de los pesos de los elementos estructurales que compondrán nuestra edificación, no así los elementos no estructurales, a continuación, presentamos las cargas no estructurales empleadas para el análisis estructural y las cargas vivas asignadas de acuerdo al uso que se le dará al edificio.

El peso de los elementos que componen las paredes externas de la edificación es de  $35 \text{ kg/m}^2$ , cabe destacar que las paredes estarán compuestas por ventanas de vidrio fijo con estructura de aluminio.

El peso de la cubierta de piso, cerámica y todo lo que su instalación conlleva es de  $82 \text{ kg/m}^2$  distribuidos en las vigas que componen la estructura.

También se incluyó el peso de sobrecarga de techo que incluye una capa de mortero que garantice la pendiente de drenaje de la azotea y el peso del impermeabilizante la suma de estos pesos da un total de  $200.6 \text{ kg/m}^2$  el peso de la carga viva en techo es de  $100 \text{ kg/m}^2$  según la norma RNC-07.

Debido a que el edificio se utilizara como complejo de oficinas, la norma del RNC-07 define en el Arto. 10 una Carga viva de  $250 \text{ kg/m}^2$ .

Se incluyeron los siguientes 4 patrones de Carga

Nombre	Tipo	Descripción
<b>Muerta</b>	Dead	Incluye el peso de los elementos estructurales.
<b>Sobre Carga Techo</b>	Super Dead	Contiene el peso del relleno de mortero para pendiente y el peso del impermeabilizante
<b>Sobre Carga Pisos</b>	Super Dead	Se compone del peso de los elementos no estructurales ubicados en las fachadas
<b>Viva</b>	Live	Carga viva establecida en el Arto. 10 RNC-07 para edificio de oficina y carga viva en techo, según el nivel.

Tabla 4 Patrones de carga utilizados en SAP2000, fuente propia.

Los casos de cargas empleados para el análisis de la edificación fueron los siguientes:

Nombre	Tipo	Detalles
<b>Carga Muerta</b>	Linear Static	Incluye los 3 patrones para carga muerta.
<b>Carga Viva</b>	Linear Static	Incluye el patrón de carga Viva
<b>EsX</b>	Response Spectrum	Para este análisis nos apoyamos del espectro de diseño sísmico (fig.5) direccionando el movimiento en el Eje X.
<b>EsY</b>	Response Spectrum	Para este análisis nos apoyamos del espectro de diseño sísmico (fig.5) direccionando el movimiento en el Eje X.
<b>Modal</b>	Modal	Para este análisis se previó en máximo de 48 modos y un mínimo de 20.

Tabla 5 Casos de cargas empleadas en SAP2000, fuente propia.

Para las combinaciones de carga se realizó la combinación de las fuerzas horizontales de manera que se involucró 2 direcciones en las que podría estar ubicada la carga sísmica horizontal las cuales son las siguientes:

- $E_x + 0.3E_y$ . (37)

- $E_y + 0.3E_x$ . (38)

Se pre-dimensionaron los elementos de viga y columna tomando una sección transversal para viga de 0.5m x 0.5m. y para columna de 0.65m x 0.65m y un acero de refuerzo para columna compuesto de 8 barras No. 10 y refuerzo transversal con barras No. 4. Por efecto de pre-dimensionamiento se utilizó solamente un tipo de sección transversal para columna y uno para viga.

Luego de realizar el análisis en SAP2000 y de acatar las recomendaciones de acero de refuerzo para los elementos en cada una de las ubicaciones de la estructura, se ajustaron las secciones transversales de los elementos tanto viga como columna y se incluyeron varios tipos de secciones de acuerdo a la altura del piso, puesto que las cargas a las que están sometidas para los elementos estructurales aumentan a menor altura en la estructura.

- Elementos estructurales para el piso 1:

Viga VG70x70 de 0.70m x 0.70m y columna CL145x145 de 1.45m X 1.45m con acero de refuerzo de 7 barras No. 18 en cada una de las direcciones de los ejes y refuerzo transversal compuesto de barras No. 4.

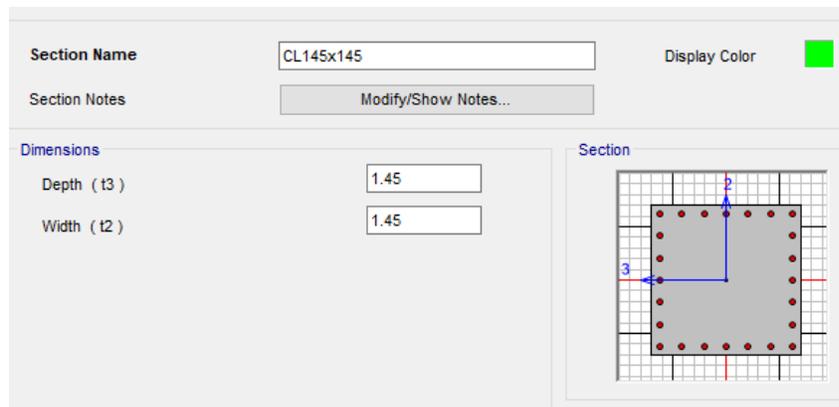


Ilustración 12 Diseño de las columnas para el piso 1, fuente propia.

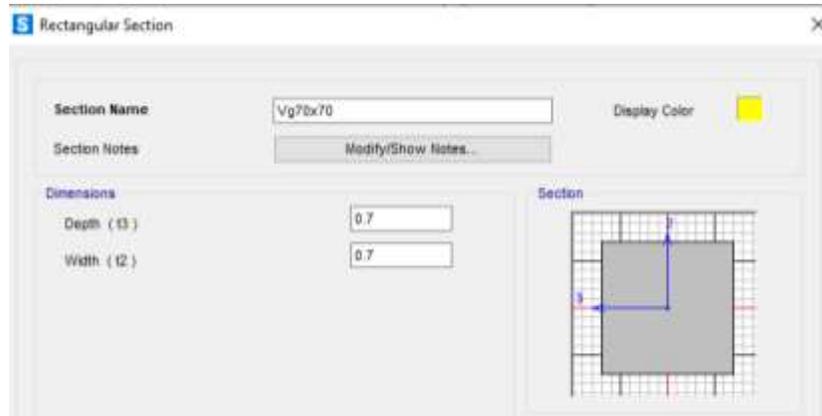


Ilustración 13 Diseño de las vigas para el piso 1, fuente propia.

- Elementos estructurales para el piso 2-10:

Viga VG65x65 de 0.65m x 0.65m y columna CL140x140 de 1.40m X 1.40m con acero de refuerzo de 5 barras No. 18 en cada una de las direcciones de los ejes y refuerzo transversal compuesto de barras No. 4.

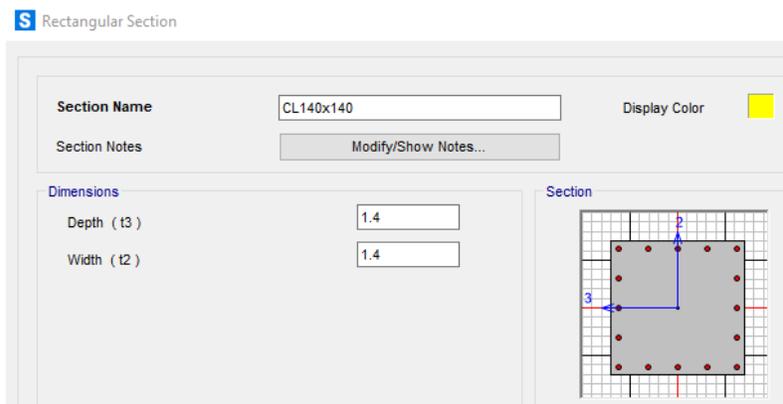


Ilustración 14 Diseño de las columnas para los pisos del 2-10, fuente propia.

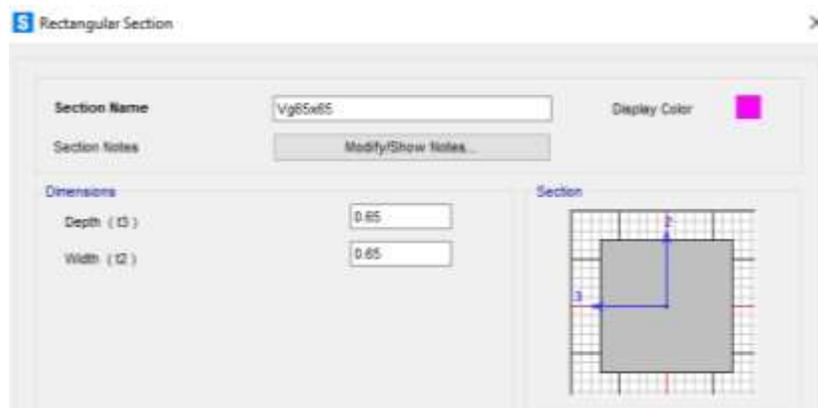
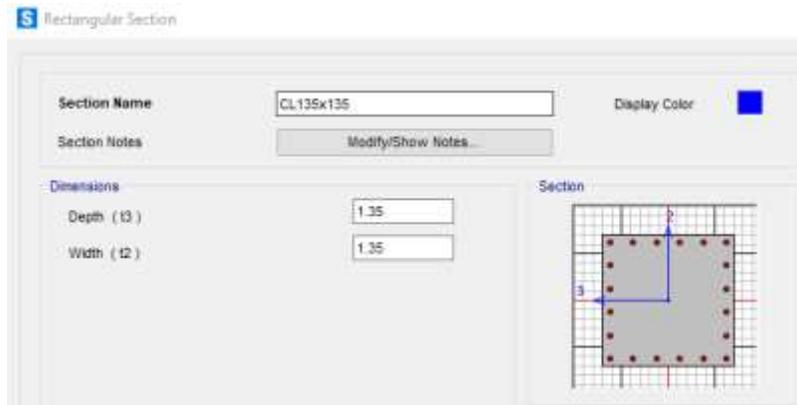


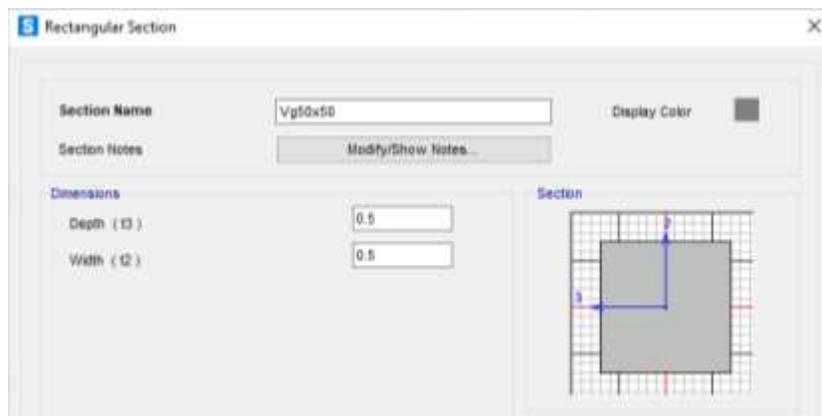
Ilustración 15 Diseño de las vigas para los pisos del 2-10, fuente propia.

- Elementos estructurales para el piso 11-20:

Viga VG50x50 de 0.50m x 0.50m y columna CL135x135 de 1.35m X 1.35 m con acero de refuerzo de 6 barras No. 14 en cada una de las direcciones de los ejes y refuerzo transversal compuesto de barras No. 4



*Ilustración 16 Diseño de las columnas para los pisos del 11-20, fuente propia.*



*Ilustración 17 Diseño de las vigas para los pisos del 11-20, fuente propia.*

- Elementos estructurales para el piso 21-30:

Viga VG45x45 de 0.45m x 0.45m y columna CL130x130 de 1.30m X 1.30m con acero de refuerzo de 5 barras No. 14 en cada una de las direcciones de los ejes y refuerzo transversal compuesto de barras No. 4.

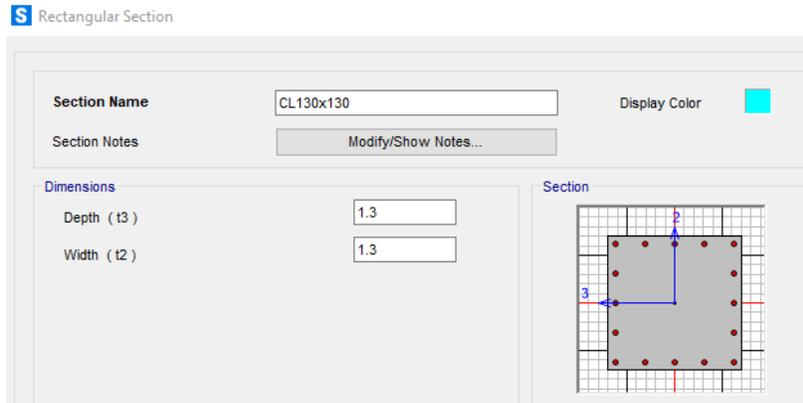


Ilustración 18 Diseño de las columnas para los pisos del 21-30, fuente propia.

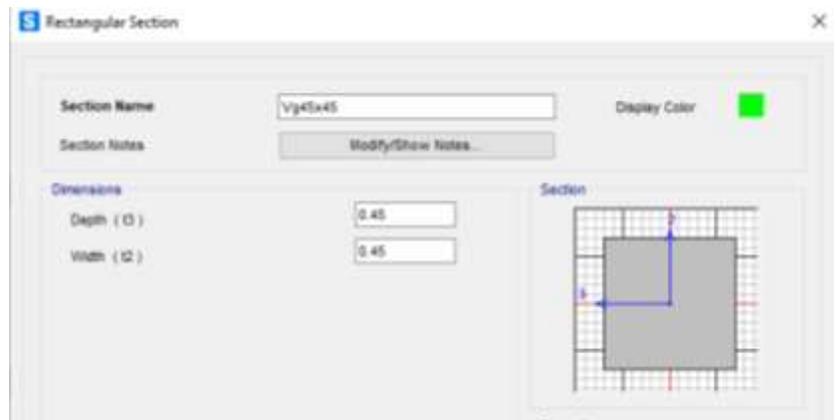


Ilustración 19 Diseño de las vigas para los pisos del 21-30, fuente propia.

Al sistema de la estructura se le adicionaron muros de concreto reforzado de espesor de 0.25m para rigidizar la estructura, los cuales fueron distribuidos de la siguiente forma:

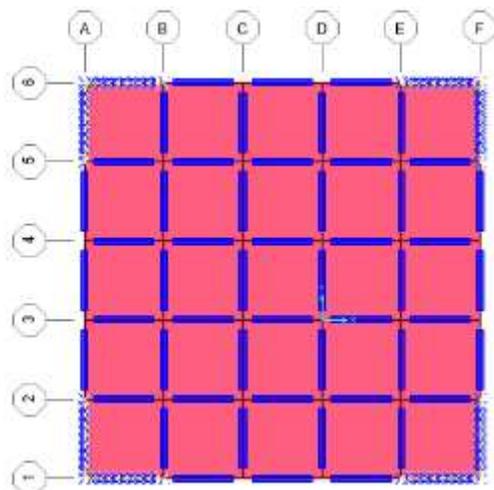


Ilustración 20 Distribución de Muros en vista de planta de SAP2000, fuente propia.

Tomando estos factores en cuenta hemos logrado determinar el peso del edificio el cual es de 40,638,327.27 Kgf. A continuación, presentamos la tabla que incluye los Pesos y Fuerzas cortantes extraídos del programa SAP2000.

LoadPat	Direction	WeightUsed	BaseShear
		Kgf	Kgf
<b>Fuerza Horizontal x</b>	X	37,187,044.72	1,889,327.37
<b>Fuerza Horizontal y</b>	Y	37,187,044.72	1,889,321.82

Tabla 6 Pesos y Fuerzas cortantes extraídos de SAP 2000, fuente propia.

Los parámetros para la construcción del espectro de diseño son los siguientes,  $a_0$  se selecciono del mapa de iso-aceleraciones del RNC-07 para la zona geográfica C el cual es  $a_0 = 0.3$ , mientras que  $d = 2.7a_0$ ,  $T_a = 0.1$  seg,  $T_b = 0.6$  seg,  $T_c = 2$  seg y S es el factor de amplificación por tipo de suelo el cual se define en el artículo 25 de RNC-07 para el tipo de suelo III en la Zona C es de 2, es decir,  $S=2$ , teniendo estos valores en cuenta el espectro de diseño es el siguiente.

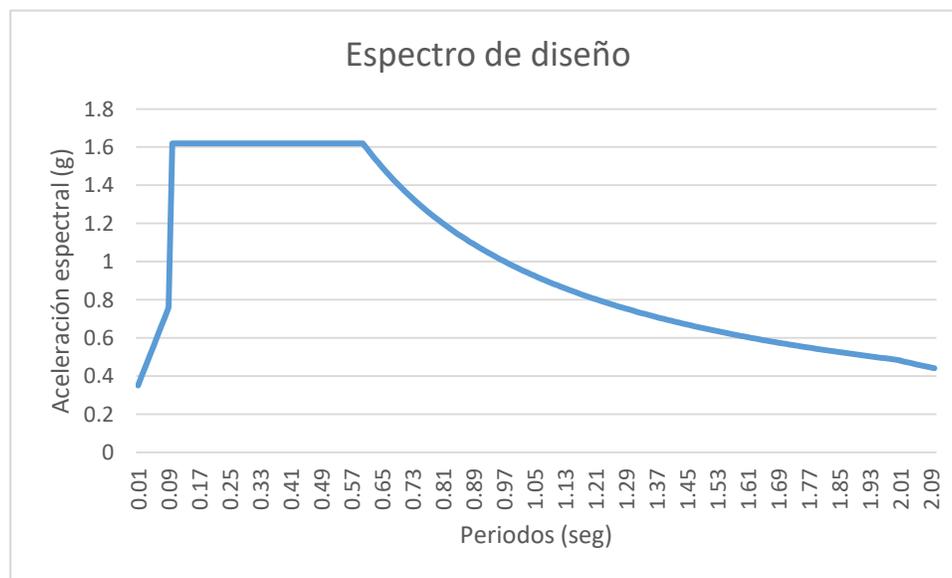
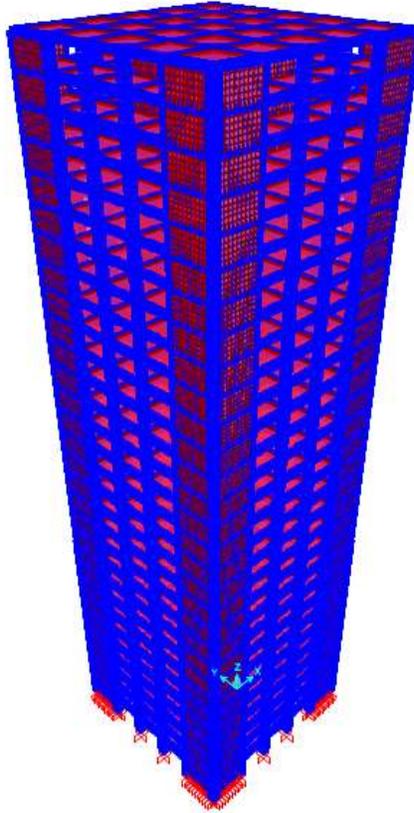


Ilustración 21 Espectro de diseño para el modelo en SAP 2000, fuente propia.

Realizado el análisis en el programa SAP2000 obtenemos que el mayor cortante en la base es de 1,889,327.37 Kgf. En la siguiente imagen podemos apreciar el modelo de la estructura en 3 dimensiones.



*Ilustración 22 Vista en 3 dimensiones del modelo de Edificio de 30 pisos en SAP 2000, fuente propia.*

Al realizar el análisis modal espectral en el programa SAP2000 encontramos que el periodo de la estructura para los diferentes modos de vibración es de  $T=2.83\text{seg.}$  a continuación, presentamos los desplazamientos para los tres primeros modos de vibración.

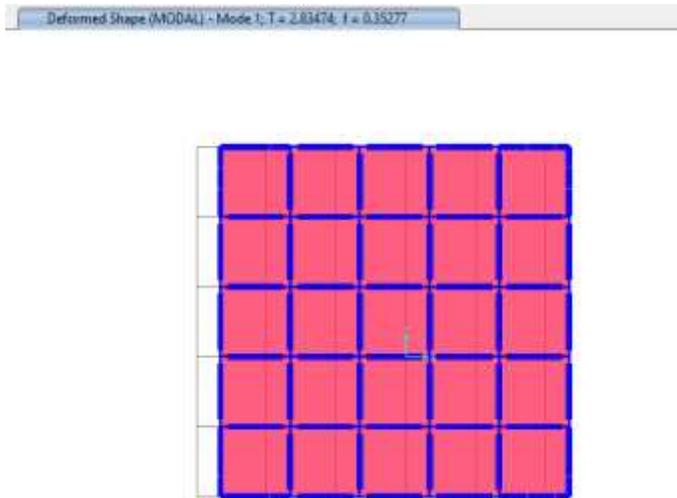


Ilustración 23 Vista en Planta y 3D Desplazamientos en el Modo 1 extraído de SAP2000, fuente propia.

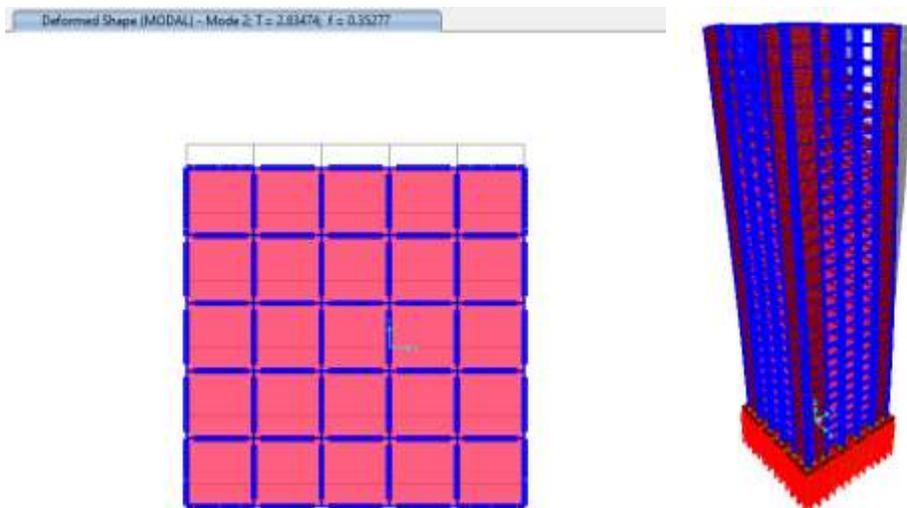


Ilustración 24 Desplazamiento en el Eje Y para el modo 2 extraído de SAP 2000, fuente propia.

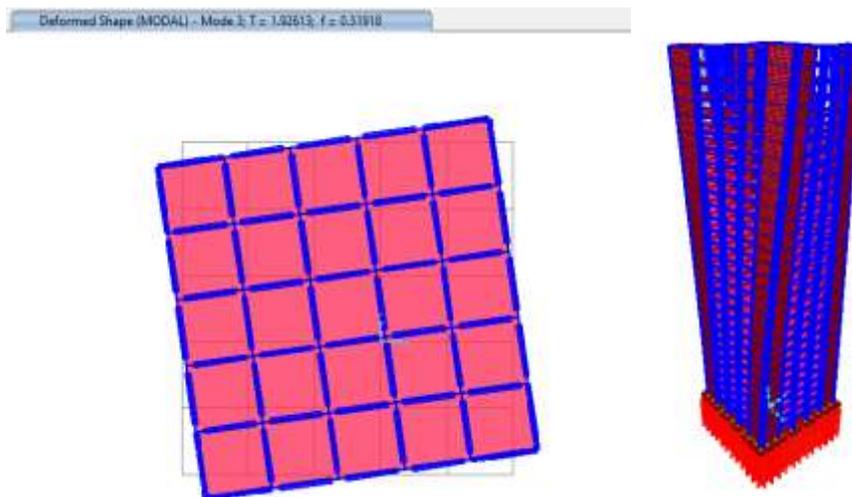


Ilustración 25 Vista en 3D Desplazamientos en el Modo 3 extraídos de SAP2000, fuente propia.

### 3.3. Revisión de diseño de la estructura

#### 3.3.1. Revisión del cortante en la base

El artículo 33 del RNC-07 en su inciso A plantea que el cortante en la base debe ser mayor a la expresión siguiente, de no ser así se deben incrementar todas las fuerzas de diseño para alcanzar este valor.

$$V_0 > 0.8 \frac{a}{\Omega Q} W_0 \quad (39)$$

El periodo fundamental de la estructura es de 2.83 seg. por lo que la aceleración para este periodo es de  $0.24 \text{ m/seg}^2$

Se tomó un valor de  $Q = 4$  debido a que se cumplen las condiciones para el uso de este factor numeradas en el artículo 21 del RNC-07, al valor de  $Q$  se multiplica por 0.9 debido a que no se cumple con una de las condiciones de regularidad planteadas en el artículo 23 del reglamento ya citado, teniendo esto presente el valor de  $Q = 3.6$ , el factor  $\Omega = 2$  según el artículo 22 del RNC-07.

Con estos datos en cuenta el cortante mínimo es de 991,654.53 kgf y el valor del cortante en la base producto del análisis realizado en el programa SAP2000 es de 1,889,327.37 kgf en la dirección X y 1,889,321.82 kgf en la dirección Y por lo que el cortante en la base cumple con esta condición.

#### 3.3.2. Revisión de los desplazamientos laterales

El artículo 34 del RNC-07 plantea que los desplazamientos para el estado límite de servicio deben multiplicarse por el factor  $Q \cdot \Omega / 2.5$  y para el estado límite de colapso los desplazamientos se multiplicaran  $Q \cdot \Omega$ , debido a que en la estructura no hay muros de mampostería o elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables el factor máximo de desplazamiento en el estado límite de servicio es de 0.0072 y en el estado límite de colapso es de 0.03.

No. de Pisos	Cortante en X de cada piso extraído de SAP2000	Despl. en nivel durante el Primer Modo	Despl. en nivel durante el Segundo Modo	Despl. en nivel durante el Tercer Modo	Despl. de columnas en cada piso	$Q\Omega/2.5$	$Q\Omega$	Despl. Corregido para el Estado Limite de Servicio		Despl. Corregido para el Estado Limite de Colapso	
30	110,039.82	0.168638	0.050591	0	0.001833889	2.88	8	0.0053	73.36%	0.0147	48.90%
29	236,541.05	0.162036	0.048611	0	0.001870833	2.88	8	0.0054	74.83%	0.0150	49.89%
28	359,289.70	0.155301	0.04659	0	0.001897222	2.88	8	0.0055	75.89%	0.0152	50.59%
27	478,283.50	0.148471	0.044541	0	0.0019225	2.88	8	0.0055	76.90%	0.0154	51.27%
26	592,288.70	0.14155	0.042465	0	0.001944722	2.88	8	0.0056	77.79%	0.0156	51.86%
25	701,350.60	0.134549	0.040365	0	0.001963333	2.88	8	0.0057	78.53%	0.0157	52.36%
24	804,613.70	0.127481	0.038244	0	0.001976667	2.88	8	0.0057	79.07%	0.0158	52.71%
23	902,373.00	0.120365	0.036109	0	0.001984167	2.88	8	0.0057	79.37%	0.0159	52.91%
22	994,202.60	0.113222	0.033967	0	0.001983056	2.88	8	0.0057	79.32%	0.0159	52.88%
21	1,080,473.80	0.106083	0.031825	0	0.001964167	2.88	8	0.0057	78.57%	0.0157	52.38%
20	1,167,002.00	0.099012	0.029704	0	0.001938333	2.88	8	0.0056	77.53%	0.0155	51.69%
19	1,250,267.90	0.092034	0.02761	0	0.001923611	2.88	8	0.0055	76.94%	0.0154	51.30%
18	1,328,828.50	0.085109	0.025533	0	0.001906389	2.88	8	0.0055	76.26%	0.0153	50.84%
17	1,402,823.80	0.078246	0.023474	0	0.001884444	2.88	8	0.0054	75.38%	0.0151	50.25%
16	1,471,787.30	0.071462	0.021439	0	0.001856389	2.88	8	0.0053	74.26%	0.0149	49.50%
15	1,535,905.00	0.064779	0.019434	0	0.001821111	2.88	8	0.0052	72.84%	0.0146	48.56%
14	1,594,675.70	0.058223	0.017467	0	0.001776944	2.88	8	0.0051	71.08%	0.0142	47.39%
13	1,648,211.90	0.051826	0.015548	0	0.001720833	2.88	8	0.0050	68.83%	0.0138	45.89%
12	1,696,058.20	0.045631	0.013689	0	0.001646944	2.88	8	0.0047	65.88%	0.0132	43.92%
11	1,738,271.90	0.039702	0.01191	0	0.001518611	2.88	8	0.0044	60.74%	0.0121	40.50%
10	1,777,727.30	0.034235	0.01027	0	0.001390556	2.88	8	0.0040	55.62%	0.0111	37.08%

Tabla 7 Verificación de los desplazamientos en la dirección X, fuente propia.

9	1,812,702.80	0.029229	0.008769	0	0.001313611	2.88	8	0.0038	52.54%	0.0105	35.03%
8	1,842,364.60	0.0245	0.00735	0	0.001239444	2.88	8	0.0036	49.58%	0.0099	33.05%
7	1,866,598.80	0.020038	0.006011	0	0.001161111	2.88	8	0.0033	46.44%	0.0093	30.96%
6	1,885,115.80	0.015858	0.004758	0	0.001073889	2.88	8	0.0031	42.96%	0.0086	28.64%
5	1,897,851.20	0.011992	0.003598	0	0.000974444	2.88	8	0.0028	38.98%	0.0078	25.99%
4	1,905,014.40	0.008484	0.002545	0	0.000857222	2.88	8	0.0025	34.29%	0.0069	22.86%
3	1,908,600.40	0.005398	0.001619	0	0.000715556	2.88	8	0.0021	28.62%	0.0057	19.08%
2	619,240.20	0.002822	0.000846	0	0.000527778	2.88	8	0.0015	21.11%	0.0042	14.07%
1	1,912,285.80	0.000922	0.000277	0	0.000256111	2.88	8	0.0007	10.24%	0.0020	6.83%

*Tabla 8 Verificación de los desplazamientos en la dirección Y, fuente propia.*

No. de Pisos	Cortante en Y de cada piso extraído de SAP2000	Despl. en nivel durante el Primer Modo	Despl. en nivel durante el Segundo Modo	Despl. en nivel durante el Tercer Modo	Despl. de columnas en cada piso	$Q\Omega/2.5$	$Q\Omega$	Despl. Corregido para el Estado Limite de Servicio		Despl. Corregido para el Estado Limite de Colapso	
30	109156.77	0.050591	0.168638	0	0.001833889	2.88	8	0.0053	73.36%	0.0147	48.90%
29	235,031.85	0.048611	0.162036	0	0.001870833	2.88	8	0.0054	74.83%	0.0150	49.89%
28	357,207.10	0.04659	0.155301	0	0.001897222	2.88	8	0.0055	75.89%	0.0152	50.59%
27	475,627.50	0.044541	0.148471	0	0.0019225	2.88	8	0.0055	76.90%	0.0154	51.27%
26	589,113.80	0.042465	0.14155	0	0.001944722	2.88	8	0.0056	77.79%	0.0156	51.86%
25	697,673.70	0.040365	0.134549	0	0.001963333	2.88	8	0.0057	78.53%	0.0157	52.36%
24	800,492.90	0.038244	0.127481	0	0.001976667	2.88	8	0.0057	79.07%	0.0158	52.71%
23	897,827.30	0.036109	0.120365	0	0.001984167	2.88	8	0.0057	79.37%	0.0159	52.91%
22	989,274.90	0.033967	0.113222	0	0.001983056	2.88	8	0.0057	79.32%	0.0159	52.88%
21	1,075,180.40	0.031825	0.106083	0	0.001964167	2.88	8	0.0057	78.57%	0.0157	52.38%
20	1,161,359.40	0.029704	0.099012	0	0.001938333	2.88	8	0.0056	77.53%	0.0155	51.69%
19	1,244,276.90	0.02761	0.092034	0	0.001923611	2.88	8	0.0055	76.94%	0.0154	51.30%
18	1,322,513.80	0.025533	0.085109	0	0.001906389	2.88	8	0.0055	76.26%	0.0153	50.84%
17	1,396,192.40	0.023474	0.078246	0	0.001884444	2.88	8	0.0054	75.38%	0.0151	50.25%
16	1,464,872.70	0.021439	0.071462	0	0.001856389	2.88	8	0.0053	74.26%	0.0149	49.50%
15	1,528,713.10	0.019434	0.064779	0	0.001821111	2.88	8	0.0052	72.84%	0.0146	48.56%
14	1,587,240.50	0.017467	0.058223	0	0.001776944	2.88	8	0.0051	71.08%	0.0142	47.39%
13	1,640,543.40	0.015548	0.051826	0	0.001720833	2.88	8	0.0050	68.83%	0.0138	45.89%
12	1,688,188.20	0.013689	0.045631	0	0.001646944	2.88	8	0.0047	65.88%	0.0132	43.92%
11	1,730,217.10	0.01191	0.039702	0	0.001518611	2.88	8	0.0044	60.74%	0.0121	40.50%
10	1,769,504.10	0.01027	0.034235	0	0.001390556	2.88	8	0.0040	55.62%	0.0111	37.08%

9	1,804,322.10	0.008769	0.029229	0	0.001313611	2.88	8	0.0038	52.54%	0.0105	35.03%
8	1,833,852.40	0.00735	0.0245	0	0.001239444	2.88	8	0.0036	49.58%	0.0099	33.05%
7	1,857,975.00	0.006011	0.020038	0	0.001161111	2.88	8	0.0033	46.44%	0.0093	30.96%
6	1,876,408.10	0.004758	0.015858	0	0.001073889	2.88	8	0.0031	42.96%	0.0086	28.64%
5	1,889,084.00	0.003598	0.011992	0	0.000974444	2.88	8	0.0028	38.98%	0.0078	25.99%
4	1,896,213.80	0.002545	0.008484	0	0.000857222	2.88	8	0.0025	34.29%	0.0069	22.86%
3	1,899,783.10	0.001619	0.005398	0	0.000715556	2.88	8	0.0021	28.62%	0.0057	19.08%
2	616,430.90	0.000846	0.002822	0	0.000527778	2.88	8	0.0015	21.11%	0.0042	14.07%
1	1,903,451.80	0.000277	0.000922	0	0.000256111	2.88	8	0.0007	10.24%	0.0020	6.83%

El desplazamiento máximo encontrado en el edificio es de 0.0057m tanto en la dirección X como en la dirección Y, el máximo desplazamiento permitido es de 0.0072m, por lo tanto, se cumple con el desplazamiento permitido puesto que el máximo desplazamiento del edificio tan solo representa el 79% del máximo permitido.

### 3.3.3. Revisión del cabezal por el método Puntal – Tensor

Para cada combinación de cargas mayores aplicable, la resistencia de diseño de los puntales, tensores y zonas nodales en un modelo puntal-tensor debe cumplir con  $\phi \geq S_n U$ , incluyendo (a) hasta (c):

a- Puntales:  $\phi F_{ns} \geq F_{us}$

b- Tensores:  $\phi F_{nt} \geq F_{ut}$

c- Zonas nodales:  $\phi F_{nn} \geq F_{us}$

$\phi$  debe cumplir con los factores de reducción de resistencia para elementos de concreto estructural y conexiones ACI 318-19 sección 21.2

Donde  $\phi$  se determinó como 0.75 según la tabla 21.2.1 de la ACI 18-19

Para realizar la distribución de esfuerzos se propone que las cargas sean distribuidas desde la columna al cabezal y del cabezal hacia 4 pilotes como se aprecia en la imagen, las dimensiones propuestas del cabezal del pilote son de 4m x 4m con una altura de 1m, se realizara el chequeo de esta configuración y se someterá a cambios de ser necesarios.

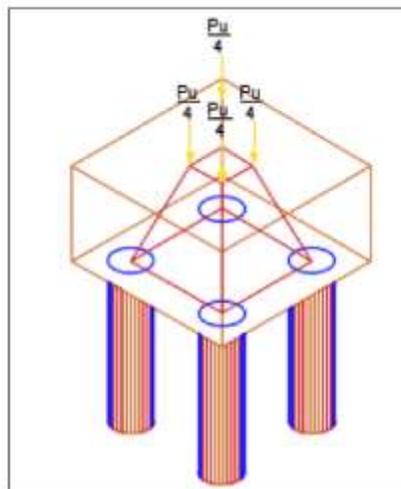


Ilustración 26 Distribución de esfuerzos en una zapata aislada sobre 4 pilotes (Lomeling Peña & Beltrán Guevara, 2018)

El diagrama de transmisión de cargas a través de puntales y tensores quedaría representado de la siguiente manera:

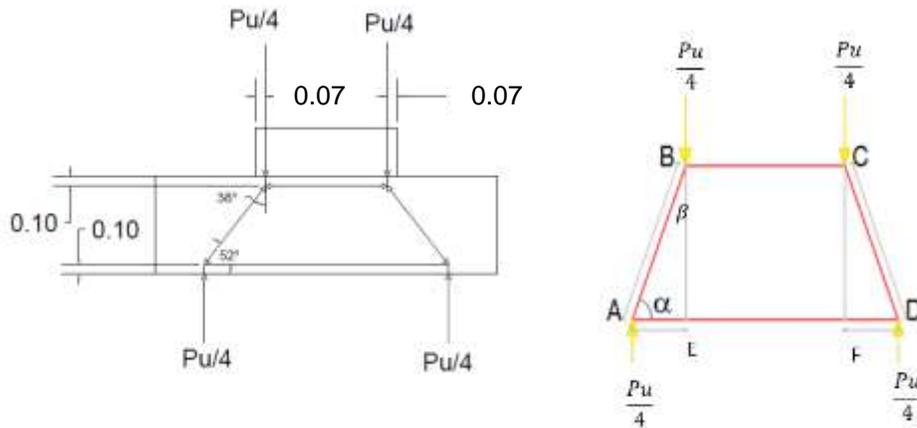


Ilustración 27 Diagrama de Cuerpo libre para análisis de cimentación (Lomeling Peña & Beltrán Guevara, 2018).

La ubicación de las cargas en los puntos B y C se estima quedarán a \$0.1\$ m de los extremos y se propone una distancia entre pilotes de \$2.4\$ m por lo que la distancia BC será de \$1.31\$ m y la de AD será de \$2.4\$ m la altura propuesta del cabezal es de \$1\$ m y se estima que las fuerzas de tensión generadas se encuentran a \$0.07\$ m en la parte superior y en la parte inferior a \$0.10\$ m. La distancia AE la encontramos de la siguiente forma.

$$AE = \frac{(AD - BC)}{2} = \frac{(2.4m - 1.31m)}{2} = 0.55m$$

Al conocer las distancias BE y AE podríamos calcular la distancia AB:

$$AB = \sqrt{BE^2 + AE^2} = \sqrt{(0.8)^2 + (0.60)^2} = 0.97m$$

Conociendo estas distancias podemos calcular fácilmente el valor del ángulo \$\alpha\$

$$\alpha = \sin^{-1}\left(\frac{BE}{AB}\right) = \sin^{-1}\left(\frac{0.8}{0.97}\right) = 55.56^\circ$$

Conociendo el valor del ángulo \$\alpha\$ el valor del ángulo \$\beta\$ es de \$34.44\$ grados.

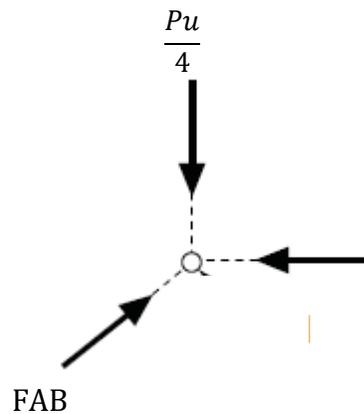


Ilustración 28 Diagrama de Cuerpo Libre para zona superior, fuente propia.

Por diagrama de fuerzas podemos determinar la fuerza que actúa en el puntal es decir en la dirección AB, las cual se puede calcular de la siguiente forma:

$$\cos \beta = \frac{Pu/4}{FAB}$$

$$\cos \beta = 0.8$$

$$FAB = 330,627.83 \text{ kg}$$

Al conocer la fuerza en la dirección de la recta AB podemos calcular también la Fuerza de tensión ubicada en el tensor de la línea AD:

$$\text{sen } \beta = \frac{FAD}{FAB}$$

$$FAD = FAB \text{ sen } \beta = 186,972.95 \text{ kg}$$

Cálculo de área de acero en un tensor:

$$Tu = \emptyset * As * Fy \tag{40}$$

$$As = \frac{Tu}{\emptyset * Fy} \tag{41}$$

$$A_s = 0.006 \text{ m}^2$$

Cálculo del área de acción de la fuerza a compresión:

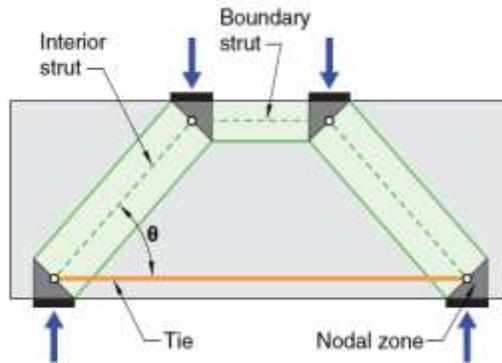


Ilustración 29 Descripción de modelo punta tensor según (American Concrete Institute, 2019)

Tomando en cuenta que el ángulo  $\theta$  es igual al ángulo  $\alpha = 55.56$  y que  $A_{cs}$  es perpendicular a la línea de acción por lo que el agulo entre ellas es de 90 grados, gracias a esto intuimos que el angulo  $\mu$  será:

$$\mu = 180^{\circ} - 55.56^{\circ} - 90^{\circ} = 34.44^{\circ}$$

$$\cos \mu = 0.82$$

Se propone una superficie de contacto entre la carga y el pilote de 0.28 m, al conocer esta superficie podemos calcular la distancia ubicada en el cateto adyacente del triángulo que se forma en la zona nodal:

$$\frac{0.28\text{m}}{0.82} = 0.34\text{m}$$

Este valor de 0.35m representa la distancia de unos de los lados correspondientes al área de contacto  $A_{cs}$  por lo tanto el valor de  $A_{cs}$  es de  $0.12 \text{ m}^2$ .

Ahora que conocemos estas fuerzas y las áreas de acero y de contacto podemos realizar el proceso de verificación planteado en la Norma ACI 318-

19 la cual plantea en la sección 23.3.1 que cada una de las combinaciones de carga existentes en el modelo puntal tensor deben de satisfacer lo siguiente:

$$\text{Puntal: } \phi F_{ns} \geq F_{us}$$

$$\text{Tensor: } \phi F_{nt} \geq F_{ut}$$

$$\text{Zona nodal: } \phi F_{nn} \geq F_{us}$$

La resistencia Nominal a la compresión de un puntal está dada por:

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} + A_s f_s' \quad (42)$$

Donde:

$A_{cs}$ : Es el area de acción de la fuerza a compresión.

$A_s$ : Es el area de acero de refuerzo a compresión

$f_s'$ : Para el acero de refuerzo de grado 40 y 60 este valor corresponde a  $f_y$

$$f_{ce} = 0.85 \beta_c \beta_s f_c' \quad (43)$$

El valor de  $\beta_s$  es dado en la tabla 23.4.3(a) en el cual se establece que para puntales limites el valor de  $\beta_s = 1$

La tabla 23.4.3(b) establece que para los nodos en los que se encuentra una superficie de apoyo el valor de  $\beta_c$  se calculara de la siguiente forma:

$$\beta_c = \sqrt{A_2/A_1} \quad (44)$$

$A_1$  = Es la superficie de apoyo tal y como aparece en el esquema.

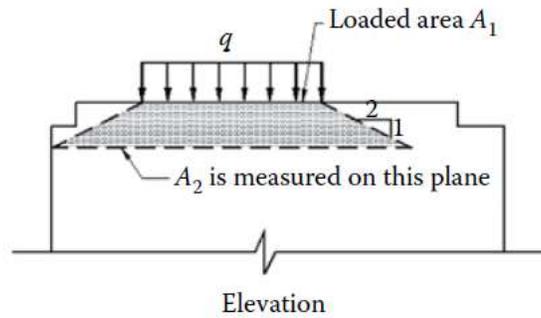


Ilustración 30 Esquema de áreas en cimentación,  $A_1$  y  $A_2$  (El-Din & El-Metwally, 2018)

$$A_2 = 5.76 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 1.72 \text{ m}^2$$

$$\beta_c = \sqrt{6.25 \text{ m}^2 / 1.72 \text{ m}^2} = 1.83$$

Esta relación debe ser menor a 2.

El valor de  $f_{ce} = 6,569,139.48 \text{ kg}$

$A_{cs}: 0.12 \text{ m}^2$ .

$A_s: 0.010 \text{ m}^2$  4 barras No.18

$f_s: 42,184,178 \text{ kg/m}^2$

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} + A_s f_s' \quad (45)$$

$$F_{ns} = 1,179,045.39 \text{ kg}$$

En la tabla 21.2.1 se establece que para puntal, tensor y zonas nodales diseñados por el método planteado en el capítulo 23 de ACI 318-19 el valor de  $\phi = 0.75$  por lo que  $\phi F_{ns} = 884,284.04 \text{ kg}$

El cabezal del pilote cumple con la resistencia a compresión en el puntal ya que  $\phi F_{ns} = 884,284.04 \text{ kg} > F_{us} = 330,627.83 \text{ kg}$

La resistencia nominal a la tensión de un tensor esta dado por:

$$F_{nt} = A_{ts}f_y + A_{tp}\Delta f_p \quad (46)$$

Donde:

Ya que  $A_{tp}$  es 0 para miembros no pretensados *el calculo de  $F_{nt}$  se puede resumir en:*

$$F_{nt} = A_{ts}f_y \quad (47)$$

$A_{ts}$ : Es el area de acero de refuerzo en un tensor =  $0.006m^2$  3 barras No. 16

$$F_{nt} = 0.006 m^2 * 42,184,178 \frac{kg}{m^2} = 253,105.07 kg$$

$$\phi F_{nt} = 189,828.80 kg$$

El cabezal del pilote cumple con la resistencia a tensión en el tensor ya que

$$\phi F_{nt} = 189,828.80 kg > F_{ut} = 186,972.95 kg$$

La resistencia nominal a la compresión en la zona nodal esta dado por:

$$F_m = f_{ce}A_{nz}$$

$A_{nz}$ : Es el area de una delas caras de la zona nodal

$$f_{ce} = 0.85\beta_c\beta_n f_c \quad (43)$$

$$\beta_c = \sqrt{A_2/A_1} = 1.83$$

De acuerdo a la tabla 23.9.2 de la norma ACI 318-19 el valor de  $\beta_n$

para una zona nodal que ancla un tensor es de 0.8.

$$f_{ce} = 5,255,311.58 kg$$

$$F_{nn} = 605,762.89 kg$$

$$\phi F_{nn} = 454,322.17 \text{ kg}$$

El cabezal del pilote cumple con la resistencia a tensión en el tensor ya que  $\phi F_{nn} = 454,322.17 \text{ kg}$  es mayor a las fuerzas que se anclan a esta zona nodal las cuales tienen magnitudes de  $F_{us} 330,627.83 \text{ kg}$  y  $F_{ut} 186,972.95$ .

Después de realizar este análisis podemos decir que las dimensiones propuestas para la cimentación cumplen con la correcta transmisión de cargas al estrato de suelo resistente.

Dimensiones de cimentación

Cabezal	
Largo de Cabezal	2.9 m
Ancho de Cabezal	2.9 m
Altura de Cabezal	1 m
Pilotes	
Numero de Pilotes	4
Diámetro	0.40 m
Distancia entre pilotes	2.4 m

### 3.3.1. Revisión de la máxima resistencia a la compresión permitida para los miembros de cimentación profunda.

La ACI 318 – 19 plantea una fórmula para encontrar la máxima resistencia a la compresión permitida para los diferentes tipos de pilotes, desde colados en sitio hasta pretensados, en el caso del modelo a trabajar se está considerando el uso de pilotes prefabricados no pretensados, para el cual la máxima resistencia a la compresión permitida está dada por:

$$P_a = 0.33f_c' A_g + 0.4f_y A_s$$

Donde  $f_c$  es la resistencia a la compresión del concreto utilizado para la construcción del pilote y  $f_y$  la fluencia del acero de refuerzo utilizado.  $A_g$  se aplica al área transversal bruta. Si se utiliza un revestimiento temporal o permanente, la cara interior del revestimiento se considerará la superficie de hormigón.  $A_s$  no incluye el revestimiento de acero, tubería o conducto.

$$P_a = 0.33 * 4,218,418 \text{ kg/m}^2 * 0.1256 \text{ m}^2 + 0.4 * 42,184,178 \text{ kg/m}^2 * 0.1256 \text{ m}^2 = 2,295,347.10 \text{ kg}$$

Con este resultado podemos verificar que la capacidad máxima de los pilotes es de 2,295.347.10 kg, siendo que la mayor carga proveniente de las columnas del edificio es de 1,090,731.00 kg, podemos decir que los pilotes soportaran adecuadamente la carga, tomando en cuenta que la capacidad de soporte del suelo es de 2,500,000.00  $\text{kg/m}^2$  y dado que se está proponiendo pilotes que tienen por diámetro 0.40 m. la capacidad del suelo en un área de 0.1256  $\text{m}^2$  es de 314,150.00 kg. por lo que teniendo esta información podemos de manera rápida intuir el posible número de pilotes para garantizar una correcta transmisión de cargas:

$$\begin{aligned} \text{No. de pilotes} &= \frac{\text{Carga Ultima}}{\text{Capacidad de Soporte del suelo para pilote de 0.4m}} \\ &= \frac{1,090,731 \text{ kg}}{314,150 \text{ kg}} = 3.47 \approx 4 \text{ Pilotes} \end{aligned}$$

Este número de pilotes se utilizará para modelar la cimentación en el programa SAP2000 y se someterá a la verificación por el método puntal tensor para comprobar que cumpla con la correcta transmisión de cargas.

### 3.4. Modelado de pilotes en SAP 2000

Para el dimensionamiento de los pilotes prefabricados es necesario tener un Estudio Geotécnico del lugar que nos permita conocer la estratigrafía de lugar y la profundidad del estrato resistente, puesto que de ellos depende la longitud de cada pilote, para nuestro análisis se utilizó un estudio geotécnico realizado en el sector de las piedrecitas y 7 sur en la Ciudad de Managua, a continuación, se presenta uno de los sondeos realizados.

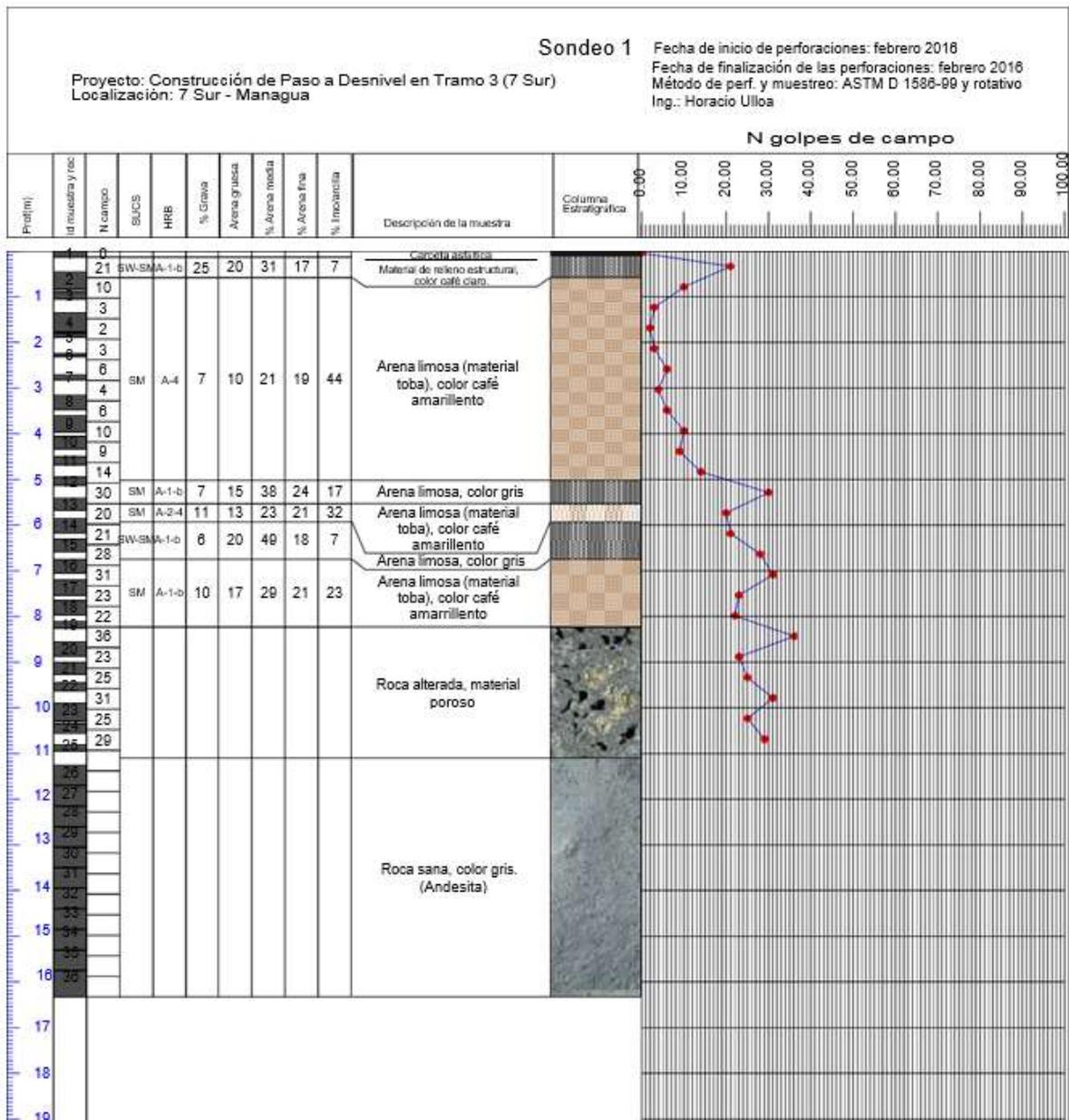


Ilustración 31 Estratigrafía según sondeo realizado en Las Piedrecitas y 7 sur.

Este estudio nos dice que en el sector de la Piedrecitas y el 7 Sur existe suelo de tipo blando, los primeros 8 estratos están compuestos de arena limosa de propiedades variables para cada estrato, sin embargo, el noveno estrato es de mayor resistencia, sus propiedades son las siguientes: El noveno estrato (M9) va de 11.10m a 16.33m, es una roca más sana de color café gris, con porcentaje de absorción variando de 1% a 2% y su resistencia a la compresión simple varió de  $2,500,000 \text{ Kg/m}^2$  a  $5,700,000 \text{ Kg/m}^2$ . (SPT con muestreo y perforaciones rotativas, 2016). Tomando en cuenta la profundidad del estrato resistente se dimensionarán los pilotes con una longitud de 12 m.

Se colocaron las dimensiones de la cimentación verificadas por el método puntal tensor en el programa SAP 2000 el cual verifico de igual forma que la cimentación fuese la adecuada para transmitir las cargas al suelo:

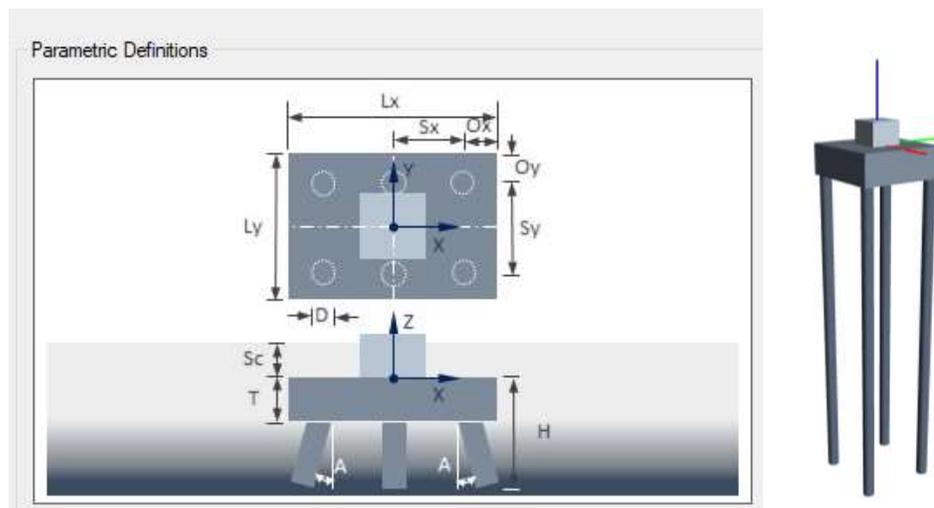


Ilustración 32 Definición de nomenclatura para el dimensionamiento de cimentación a base de pilotes y modelo tridimensional de zapata aislada sobre pilotes extraída de SAP2000

Espesor del cabezal, T(m).	1
Sobre ancho, $O_x$ (m).	0.25
Sobre ancho, $O_y$ (m).	0.25
Número de pilotes en Ejes X.	2
Número de pilotes en Ejes Y.	2

Diámetro de Pilote, D(m).	0.40
Altura del Pilote, h(m).	12
Espaciamiento entre pilotes en X, Sx(m).	2.4
Espaciamiento entre pilotes en Y, Sy(m).	2.4
Recubrimiento del suelo, Sc(m).	2

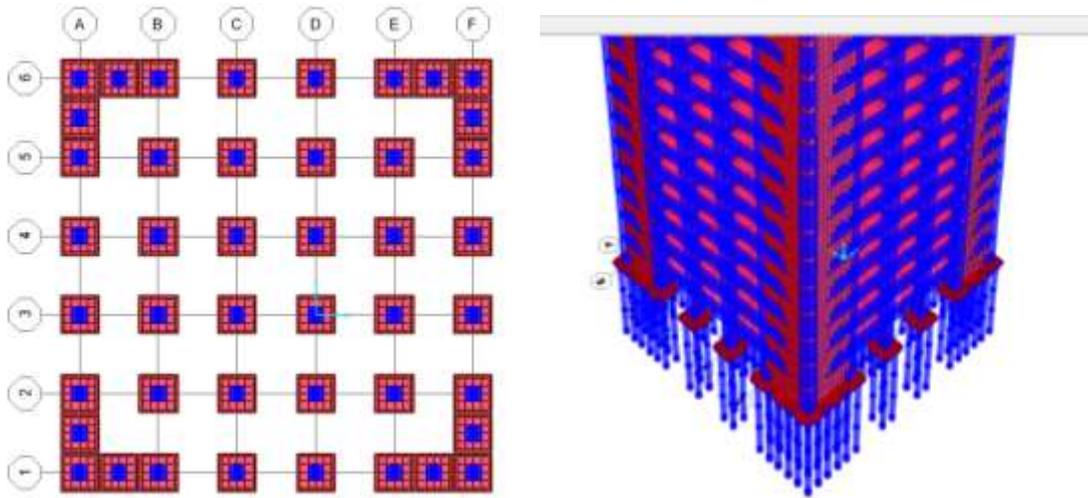


Ilustración 33 Diseño de cimentación, fuente propia.

El análisis nos muestra que el acero de refuerzo necesario para los pilotes es de  $0.001 \text{ m}^2$  de manera uniforme en todos los pilotes tal y como se muestra en la siguiente ilustración, dicho requerimiento puede ser solventado por un arreglo de 4 barras No. 6.

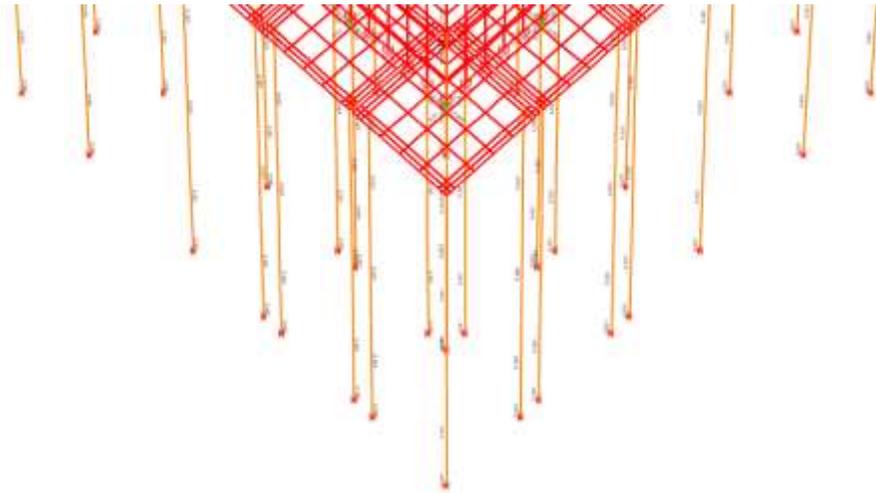


Ilustración 34 Requerimiento de acero en los pilotes de cimentación, fuente propia.

El momento máximo y el mayor cortante al que está sometido la cimentación es de 432.5 kgf-m. y de 1441.66 kgf. respectivamente. A continuación, se presentan los diagramas de cortante, momentos y las distribuciones de esfuerzos en el cabezal de cada una de las cimentaciones.

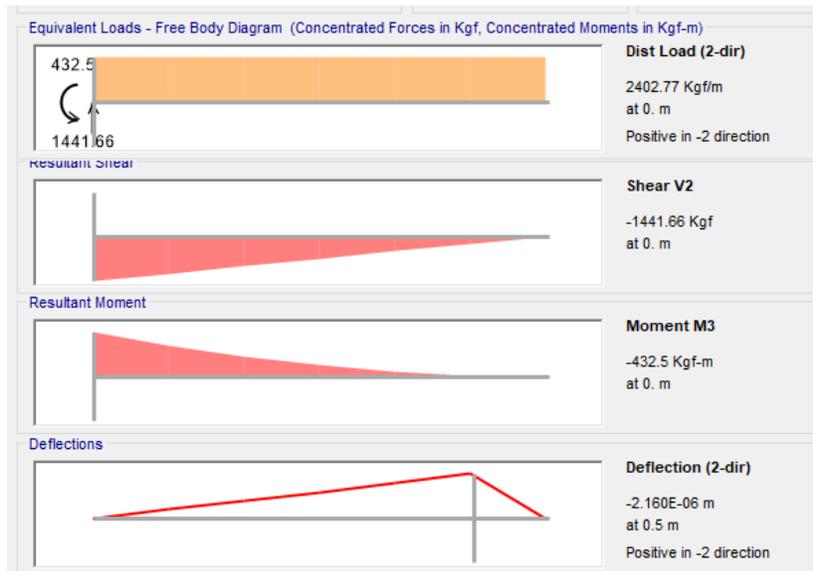


Ilustración 35 Diagrama de Cortantes y Momentos Máximos en la Cimentación, fuente propia

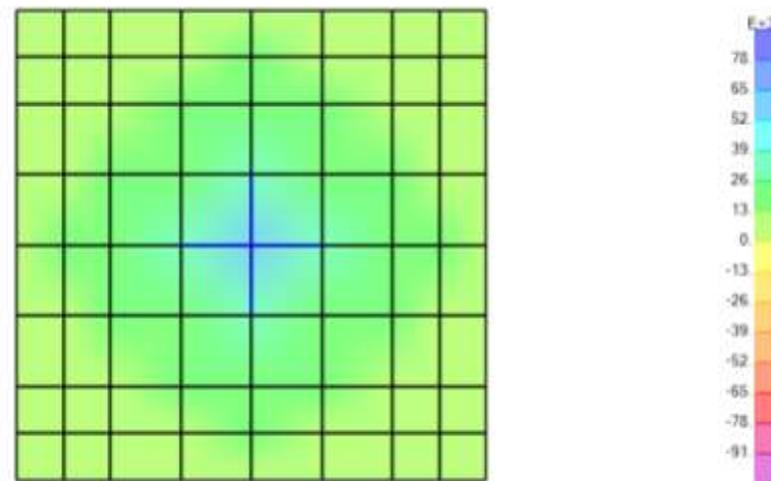


Ilustración 36 Diagrama de Distribución de esfuerzos máximos en Cabezal de cimentación, fuente propia.

### 3.5. Diseño de Edificio modelo considerando los efectos ISE

#### 3.5.1. Verificación de la necesidad de aplicación de los efectos ISE en nuestro modelo.

El coeficiente de aplicación de los efectos ISE se encontrará apoyándonos en la NTC en su versión 2020 que plantea lo siguiente:

En estructuras con pilas o pilotes los efectos de interacción cinemática no pueden despreciarse.

Los efectos de Interacción Inercial pueden despreciarse si se cumple la siguiente formula:

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} > 2.5$$

$T_e$  periodo fundamental de la estructura con base rígida

$H_e$  altura efectiva que se tomará como 0.7 de la altura total, excepto para estructuras de un solo nivel, en que será igual a la altura total.

$T_s$  periodo dominante del sitio.

$H_s$  Según el estudio del suelo la profundidad de la segunda capa dura es de 12m.

Al hacer la operación se obtiene el resultado es 0.78 en la estructura no se pueden despreciar los efectos inerciales por ISE.

#### 3.5.2. Ordenada Espectral de la estructura con base rígida

La fuerza cortante basal para el análisis modal correspondiente al modo fundamental en la dirección de análisis,  $\tilde{V}_{ol}$ , se corregirá por el efecto ISE de la siguiente forma:

$$\tilde{V}_{ol} = \alpha W_e$$

Las fuerzas laterales, momentos torsionantes y momentos de volteo calculados para la estructura con base rígida se multiplicarán por el factor  $\tilde{V}_o/V_o$  a fin de incluir los efectos ISE, siendo  $V_o = a`W_o$  la fuerza cortante basal de la estructura con base rígida. El valor de este factor no se tomará menor que 0.75, ni mayor que 1.25.

$$a` = \frac{a}{RQ}$$

Donde R es el factor por sobre – resistencia que se define en el arto. 22 del RNC-07 como igual a 2.

El cálculo de a se define como:

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T}\right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$$

Los valores de  $T_a$  y  $T_b$  según el Arto. 27 del RNC-07 son de 0.1 seg. Y 0.6 seg. Respectivamente, el análisis estructural en SAP2000 arrojo que el T de la estructura es igual a 2.83 seg.

Debido a que  $T \geq T_b$  el valor de a y el valor de  $\beta$  estará definido de la siguiente manera:

$$a = \beta c p \left(\frac{T_b}{T}\right)^2 = 0.0033$$

$$\beta = 1 + \left[ \left(\frac{0.05}{\zeta}\right)^\lambda - 1 \right] \left(\frac{\tau T_b}{T}\right)^\varepsilon = 1$$

El valor de  $\lambda$ ,  $\tau$  y  $\varepsilon$  dependen del valor  $T_s$  y son extraídos de la NTC.

$c$ = coeficiente sísmico  $V_o/W_o = 0.051$

El valor  $\zeta$  es sugerido como 0.05 por la NTC en el caso del análisis de la estructura con base rígida.

$$p = k + (1 - k) \left( \frac{T_b}{T} \right)^2 = 1.45$$

$$k = \begin{cases} 2 - T_s; & T_s < 1.65s \\ 0.35; & T_s > 1.65s \end{cases} = 1.47$$

Debido a que  $T > T_b$  el cálculo de  $Q'$  está dado por la siguiente ecuación:

$$Q' = 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}} = 3.98$$

El valor de Q es igual a 4 y se determinó en base a los parámetros y requisitos establecidos en el Arto. 21 del RNC-07.

Teniendo estos valores podemos calcular la ordenada espectral de diseño de la estructura con base rígida:

$$a' = \frac{a}{RQ'} = \frac{0.0037}{8 * 3.97} = 0.000103894$$

### 3.5.3. Ordenada Espectral de la estructura con base flexible

El siguiente paso es calcular la ordenada espectral de diseño con base flexible cuya fórmula es:

$$\tilde{a}' = \frac{\tilde{a}}{R\tilde{Q}'}$$

El factor R que se define en la NTC como el factor de sobre-resistencia de acuerdo con las fórmulas planteadas en la RNC-07 es homologo al factor  $Q\Omega$  como se determinó un valor de  $Q=4$  el valor de R será igual a 8.

$\tilde{a}$  es la ordenada espectral elástica para la estructura con base flexible se calculará utilizando el periodo  $\tilde{T}_e$  y amortiguamiento  $\tilde{\zeta}_e$  de la estructura con base flexible.

- a- Rigideces dinámicas para pilotes.

El primer paso para calcular el periodo  $\tilde{T}_e$  es el cálculo de la rigidez estática horizontal y rigidez estática al cabeceo cuyas formulas son las descritas en la Tabla 3 titulada “Rigideces dinámicas para pilotes de fricción cimentaciones para edificios altos” (Aguilar & Avilés, 2003), el valor total de estas rigideces estará dada por las sumas de la rigidez de los pilotes y las rigideces de los cabezales de pilotes que actúan como cimentaciones someras. (Aguilar & Avilés, 2003) anteriormente presentada.

El módulo de Elasticidad de un Pilote es  $E_p = 3.104E+09$

El módulo de Elasticidad del Suelo es  $E_s = 3,410,973.39$

El diámetro del pilote es  $d=0.40m$

Teniendo estos valores podemos calcular la rigidez estática en la dirección horizontal para un pilote:

$$K_h^0 = dE_s \left( \frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21} = 5,704,529.5 \text{ Kgf} * m$$

El número total de pilotes que componen la cimentación es de 192, la rigidez estática se multiplica por el número de pilotes para determinar el valor total de rigidez de la cimentación, valor de la rigidez en traslación horizontal es

$K_h = K_h^0 k_h$  siendo que el valor de  $k_h = 1$  el valor de  $K_h = 1,095,269,660 \text{ Kgf} * m$

$$K_v^0 = 1.9dE_s \left( \frac{L}{d} \right)^{0.67} = 25,314,139.22 \text{ Kgf} * m$$

El valor de la rigidez en traslación vertical es  $K_v = K_v^0 k_v$  multiplicado por el número total de pilotes, debido a que el valor de  $\frac{L}{d} e_s = 30$  sé interpolo linealmente obteniendo  $k_v = 1.017$  el valor de  $K_v = 4,945,023,658.62 \text{ Kgf} * m$ .

La rigidez estática por cabeceo es:

$$K_r^0 = 0.15d^3E_s \left( \frac{E_p}{E_s} \right)^{0.75} = 5,420,159.74 \text{ Kgf}/m$$

El valor de la rigidez rotacional es  $K_r = K_r^0 k_r$  multiplicado por el número de pilotes, siendo que el valor de  $k_r = 1$  el valor de  $K_r = 1,040,670,671 \text{ Kgf} * m$

b- Rigideces dinámicas para cimentaciones someras (cabezal de pilotes).

El área del cabezal del pilote es de  $8.41 \text{ m}^2$  puesto que tiene unas dimensiones cuadradas con lados de  $2.9\text{m} \times 2.9\text{m}$  teniendo esto en cuenta la rigidez es igual a 5.89.

Conociendo estos valores podemos encontrar el Radio equivalente de la cimentación en traslación  $R_h$  y en rotación  $R_r$ .

$$R_h = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 1.64$$

$$R_r = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} = 1.66$$

Después de encontrar ambos radios calculamos los parámetros de frecuencia los cuales están dados por:

$$\eta_r = \omega R_r / \beta_s = 0.006$$

$$\eta_{h,v} = \omega R_h / \beta_s = 0.006$$

$$\eta_s = \pi R_h / 2H_s = 0.214$$

$$\eta_p = [2(1 - \nu_s)/(1 - 2\nu_s)]^{1/2}(\pi R_r/2H_s) = 0.531$$

El coeficiente de amortiguamiento en la dirección horizontal y rotacional depende del valor de  $\eta_{hs}$  y  $\eta_{rv}$  respectivamente los cuales se determinan de la siguiente forma:

$$\eta_{hs} = \eta_h/\eta_s = 0.029$$

$$\eta_{rp} = \eta_r/\eta_p = 0.012$$

Como  $\eta_{hs}$  y  $\eta_{rv}$  son menores que uno los valores de los coeficientes de amortiguamiento en la dirección horizontal y rotacional son iguales a:

$$c_h = \frac{0.65\zeta_s\eta_{hs}}{1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{hs}^2} = 0.001$$

$$c_r = \frac{0.5\zeta_s\eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{rp}^2} = 0.0003$$

El valor del coeficiente de amortiguamiento en la dirección vertical depende en cambio de la comparación entre  $\eta_v$  y  $\eta_p$ , debido a que  $\eta_v < \eta_p$  el valor de  $c_v = 0$ .

El coeficiente de rigidez también es definido en la NTC tabla 8.2.1 de la siguiente manera, coeficiente de rigidez en la dirección horizontal  $k_h = 1$ , el coeficiente de rigidez en la dirección vertical  $k_v = 1$ , el coeficiente de rigidez en la dirección rotacional depende del valor del parámetro de frecuencia rotacional y debido a que este es menor que 2.5 entonces  $k_r = 1 - 0.2\eta_r = 0.99$ . teniendo estos valores podemos calcular los valores de rigidez estática, rigidez dinámica y amortiguamiento dinámica para cimentaciones someras.

$$K_h^o = \frac{8G_s R_h}{2 - \nu_s} \left(1 + \frac{R_h}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_h}\right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right) = 23,345,307.23 \text{ kgf} * m$$

$$K_v^o = \frac{8G_s R_v}{2 - \nu_s} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s}\right) \left(1 + \frac{D}{2R_v}\right) \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H_s}{1 - D/H_s}\right] = 20,774,224 \text{ kgf} * m$$

$$K_r^o = \frac{8G_s R_r^3}{3(1 - \nu_s)} \left(1 + \frac{R_r}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right) = 95,958,222.77 \text{ kgf} * m$$

Las rigideces dinámicas en las tres direcciones de análisis son:

$$K_h = K_h^o (k_h - 2\zeta_s \eta_h c_h) = 1,120,574,073.78 \text{ kgf} * m$$

$$K_v = K_v^o (k_v - 2\zeta_s \eta_v c_v) = 997,162,759.92 \text{ kgf} * m$$

$$K_r = K_r^o (k_r - 2\zeta_s \eta_r c_r) = 4,600,132,184.82 \text{ kgf} * m$$

El amortiguamiento dinámico es el siguiente para cada dirección de análisis:

$$C_h = K_h^o (\eta_h c_h + 2\zeta_s k_h) / \omega = 322,467,220.02 \text{ kgf} * m / rad$$

$$C_v = K_v^o (\eta_v c_v + 2\zeta_s k_v) / \omega = 286,935,774.91 \text{ kgf} * m / rad$$

$$C_r = K_r^o (\eta_r c_r + 2\zeta_s k_r) / \omega = 1,323,723,678.48 \text{ kgf} * m / rad$$

Teniendo la suma de los valores de rigidez en traslación horizontal y de rigidez rotacional de cimentaciones someras y con pilotes podemos calcular el periodo natural de una estructura asociado con una traslación de cuerpo rígido y el periodo natural de una estructura asociado con una rotación de cuerpo rígido los cuales están dados por:

$$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_h}}$$

El Peso efectivo  $W_e$  equivale al  $0.7W_o = 26,896,860.66$  kgf.

$$T_h = 0.22 \text{ seg.}$$

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e(H_e + D)^2}{K_r}} = 17.59 \text{ seg.}$$

Habiendo calculado estos periodos podemos encontrar el Periodo fundamental efectivo de la estructura con base flexible  $\tilde{T}_e$  de la siguiente forma:

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_h^2 + T_r^2} = 17.79 \text{ seg.}$$

Ahora calcularemos la fracción de amortiguamiento crítico para la estructura flexible, para lo cual necesitamos primeramente calcular los parámetros de frecuencia.

$$\omega = \frac{2\pi}{\tilde{T}_e} = 0.353 \text{ rad/seg}$$

$$\eta = \omega d / \beta_s$$

El valor de la velocidad de propagación de cortante en el suelo  $\beta_s$  se puede estimar de la siguiente forma:

$$\beta_s = 4H_s / T_s = 90.4 \text{ m/seg}$$

Por los cual tenemos que el valor de  $\eta = 0.001563$

Las frecuencias fundamentales adimensionales son:

$$\eta_s = \pi d / 2H_s = 0.052$$

$$\eta_p = 3.4\eta_s / [\pi(1 - \nu_s)] = 0.094$$

Se utilizará el valor típico del coeficiente de Poisson para suelos blandos  $\nu_s$  de 0.4

Teniendo los parámetros de frecuencia podemos calcular los coeficientes de amortiguamiento, puesto que la manera de calcular estos se ve condicionada por ellos:

Debido a que  $\eta \leq \eta_s$  entonces

$$c_h = 0.8\zeta_s = 0.04$$

$$c_v = \zeta_s = 0.05$$

$$c_r = 0.25\zeta_s = 0.01$$

En el análisis de respuesta dinámica del sitio se utilizó una fracción de amortiguamiento  $\zeta_s = 5\%$

Teniendo los parámetros de frecuencia podemos encontrar las constantes de amortiguamiento viscoso en la dirección traslación horizontal y rotacional.

$$C_h = 2K_h^0 c_h / \omega = 248,088,832.05 \text{ Kgf} * \text{m/rd}$$

$$C_v = 2K_v^0 c_v / \omega = 1,376,133,486.60 \text{ Kgf} * \text{m/rad}$$

$$C_r = 2K_r^0 c_r / \omega = 73,663,015.56 \text{ Kgf} * \text{m/rad}$$

Los coeficientes de amortiguamiento del suelo en el modo de traslación horizontal y en el modo de rotación son los siguientes:

$$\zeta_h = \frac{\pi C_h}{\tilde{T}_e K_h} = 0.045$$

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{T}_e K_r} = 0.043$$

Una vez calculados estos factores de amortiguamiento podemos encontrar la fracción de amortiguamiento crítico para una estructura con base flexible definida en la siguiente ecuación:

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left( \frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right)^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left( \frac{T_h}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left( \frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right)^2 = 0.04219$$

Teniendo la fracción de amortiguamiento crítico y el Periodo fundamental efectivo de la estructura con base flexible podemos encontrar la ordenada espectral de diseño con efectos de Interacción suelo estructura.

$$\tilde{Q} = 1 + (Q - 1) \frac{T_e^2}{\tilde{T}_e^2}$$

El valor de Q es igual a 4 y se determinó en base a los parámetros y requisitos establecidos en el Arto. 21 del RNC-07. Por lo que  $\tilde{Q} = 1.076$

*Debido a que  $\tilde{T}_e > T_b$  entonces*

$$\tilde{Q}' = 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta} \tilde{p}}{k}} = 1.48$$

El valor de  $\tilde{p}$  se encuentra de la siguiente forma:

$$\tilde{p} = k + (1 - k) \left( \frac{T_b}{\tilde{T}_e} \right)^2 = 1.47$$

Donde el valor de k se encuentra por:

$$k = \begin{cases} 2 - T_s; & T_s < 1.65s \\ 0.35; & T_s > 1.65s \end{cases}$$

Tomando en cuenta esta consideración el valor de k=1.47

*Debido a que  $\tilde{T}_e > T_b$  entonces*

El valor de  $\tilde{p}$  es de 1.47.

$$\tilde{\beta} = 1 + \left[ \left( \frac{0.05}{\tilde{\zeta}} \right)^\lambda - 1 \right] \left( \frac{T_b}{\tilde{T}_e} \right)^\varepsilon = 1.005$$

El valor de  $\lambda$ ,  $\tau$  y  $\varepsilon$  dependen del valor  $T_s$  y son extraídos de la NTC.

$$\tilde{\alpha} = \tilde{\beta} c \tilde{p} \left( \frac{T_b}{\tilde{T}_e} \right) = 0.0025$$

$c$  = coeficiente sísmico  $V_0/W_0 = 0.051$

$$\tilde{a} = \frac{\tilde{\alpha}}{R\tilde{Q}} = \frac{0.0024}{8 * 1.44} = 0.000213769$$

El último paso es calcular el factor  $\tilde{V}_0/V_0$

$$\tilde{V}_0 = \tilde{a} W_e = 5,564.61 \text{ kgf}$$

$$V_0 = a W_0 = 3,863.52 \text{ kgf}$$

$$\tilde{V}_0/V_0 = 1.44$$

La NTC plantea que el mayor factor  $\tilde{V}_0/V_0$  a utilizarse en la mayoración de cargas es de 1.25, debido a que en este caso el resultado del análisis es de 1.44 se reducirá el factor a 1.25.

### 3.6. Aplicación de los efectos ISE en la cimentación

Para el análisis de los efectos ISE no podemos considerar la conexión entre el suelo-cimentación-estructura como empotrada, anteriormente se presentó el cálculo de los coeficientes de amortiguamiento  $K_h, K_v, K_r$  y de  $C_h, C_v, C_r$  constantes de amortiguamiento viscoso, estos factores nos

ayudaran a modelar los resortes que sustituyen los empotramientos en nuestro modelo SAP 2000 a continuación presentamos la tabla de distribución de estos factores puesto que su valor varia en dependencia de la ubicación de cada resorte.

	Rigidez Horizontal (kgf/m)	Rigidez Vertical (Kgf/m)	Rigidez Rotacional (Kgf/m)	Constante Amortig. Horizontal (Kgf*m/rad)	Constante Amortig. Vertical (Kgf*m/rad)	Constante Amortig. Rotacional (Kgf*m/rad)
<b>Total</b>	2,215,843,712	5,942,874,060	5,640,707,274	565,384,362	1,658,466,862	1,376,128,164
<b>Centro</b>	46,163,410.66	123,809,876.25	117,514,734.88	11,778,840.88	34,551,392.97	28,669,336.75
<b>Lateral</b>	23,081,705.33	61,904,938.13	58,757,367.44	5,889,420.44	17,275,696.48	14,334,668.38
<b>Esquinas</b>	11,540,852.66	30,952,469.06	29,378,683.72	2,944,710.22	8,637,848.24	7,167,334.19

*Tabla 9 Distribución Rigideces y amortiguamientos para el modelado de resortes, fuente propia.*

Habiendo calculado el valor de rigideces y constantes de amortiguamiento para nuestros resortes procedemos a ingresarlos en el programa de la siguiente manera:

1. Nos ubicamos en un plano XY a la altura 0 del modelo.
2. Seleccionamos las juntas en la que asignaremos el resorte, cabe mencionar que las propiedades del mismo varían en dependencia de la ubicación de estas, dividiéndose en los resortes al centro, en los laterales y en las esquinas.
3. En la pestaña Assign hacemos clic en Joint y luego en springs como se muestra en la imagen.

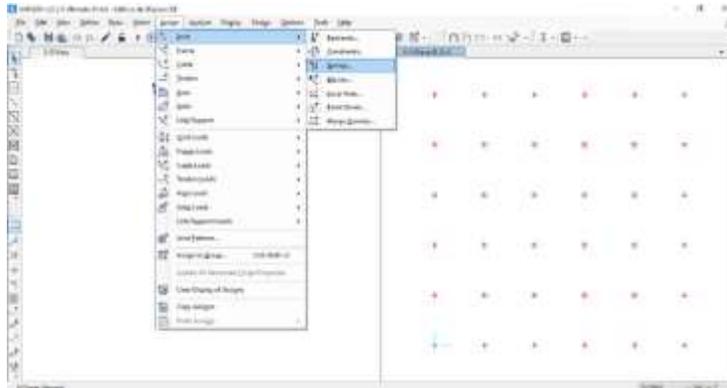


Ilustración 37 Ubicación de la opción Springs para añadir resortes en SAP2000, fuente propia.

4. Se abrirá un tablero de opciones como el que se muestra a continuación en el que ubicaremos las propiedades del resorte, las cuales son el valor de las rigideces y constantes de amortiguamiento en cada una de las direcciones, haremos lo mismo para nuestros 3 casos.



Ilustración 38 Ingreso de Rigideces y amortiguamientos para los resortes en el centro del modelo, fuente propia.



Ilustración 39 Ingreso de Rigideces y amortiguamiento para los resortes en los laterales del modelo, fuente propia.

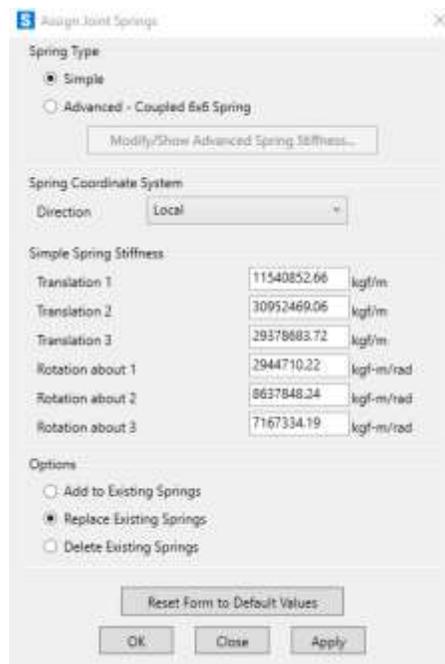


Ilustración 40 Ingreso de Rigideces y amortiguamiento para los resortes en las esquinas del modelo, fuente propia.

5. Luego de ingresar esto verificamos que en la opción Direction este seleccionado “local” seleccionamos “Replace Existing springs” y presionamos “Apply”.

Una vez asignado estos factores en la distribución de resortes el modelo en SAP2000 nos queda como se muestra en las siguientes imágenes:

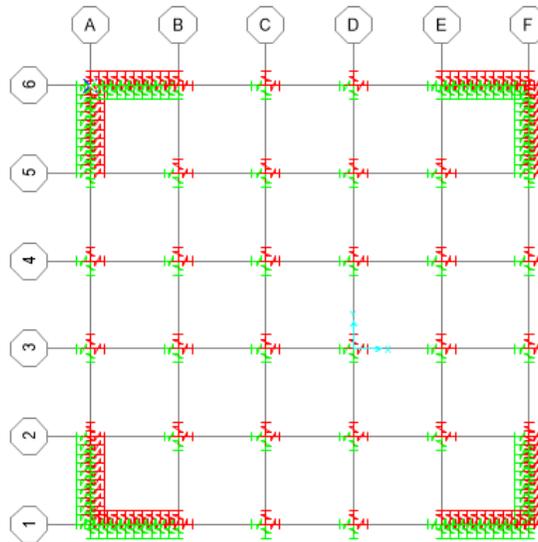


Ilustración 41 Modelo de resortes en la vista horizontal y vertical, fuente propia.

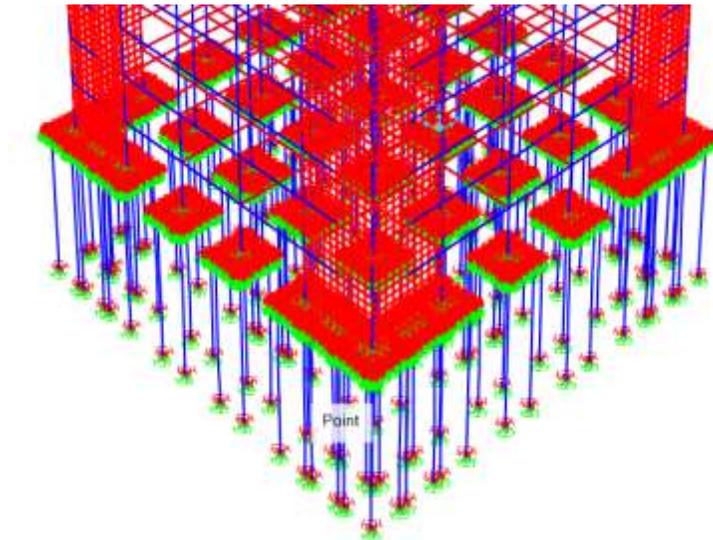


Ilustración 42 Vista tridimensional del modelo de resortes en la cimentación, fuente propia.

La NTC plantea que todas las cargas y momentos que actúen en la estructura deben de ser multiplicados por el factor  $\tilde{V}_0/V_0$  que es igual a 1.25 al multiplicar cada una de las cargas obtenemos los resultados que se muestran en la siguiente tabla.

Descripción	Carga Utilizada en el diseño con base rígida $kg/m^2$	Carga al involucrar el efecto ISE $kg/m^2$
<b>Sobre Carga de Piso</b>	82.00	102.5
<b>Peso de Fachada</b>	35.00	43.75
<b>Carga Viva</b>	250	312.5
<b>Sobre Carga de Techo</b>	200.6	250.75
<b>Carga Viva para Techo</b>	100	125

Tabla 10 Aplicación del efecto ISE en las cargas fuente propia.

De igual manera el espectro de diseño se vio afectado por este factor, resultando en el siguiente con el cual se realizó el análisis modal espectral para este nuevo modelo.

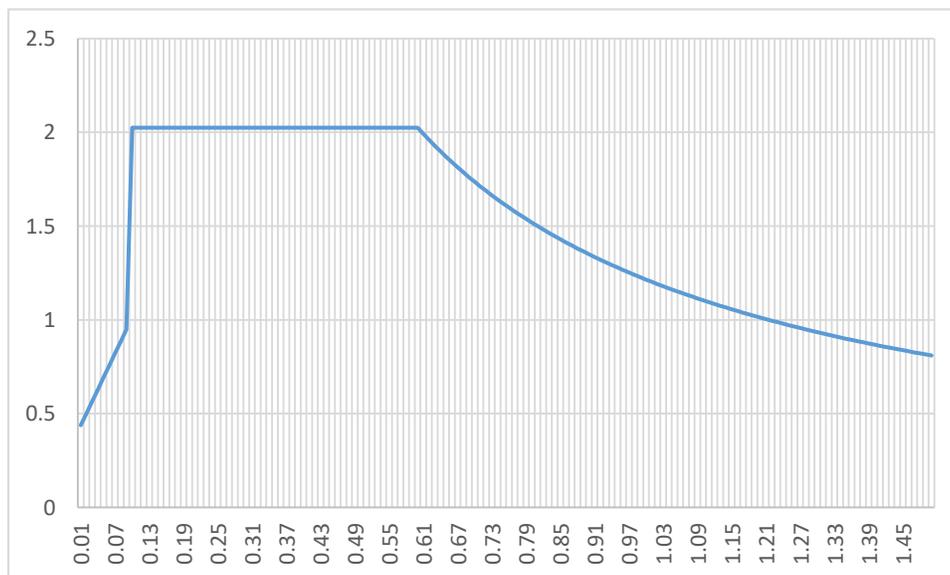
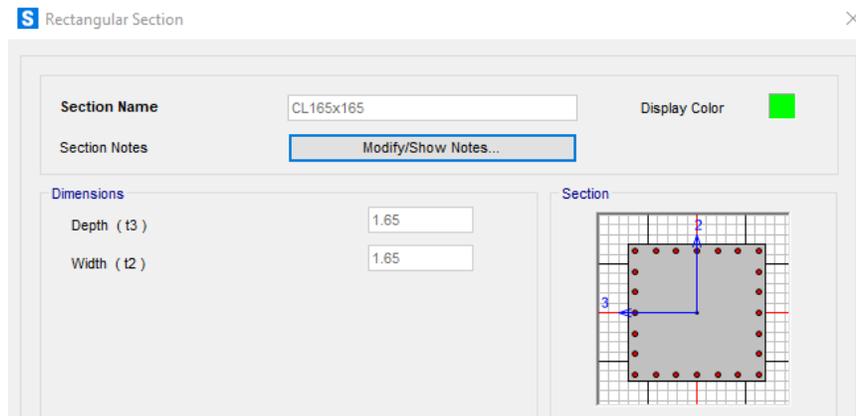


Ilustración 43 Espectro de Diseño considerando el efecto ISE, fuente propia.

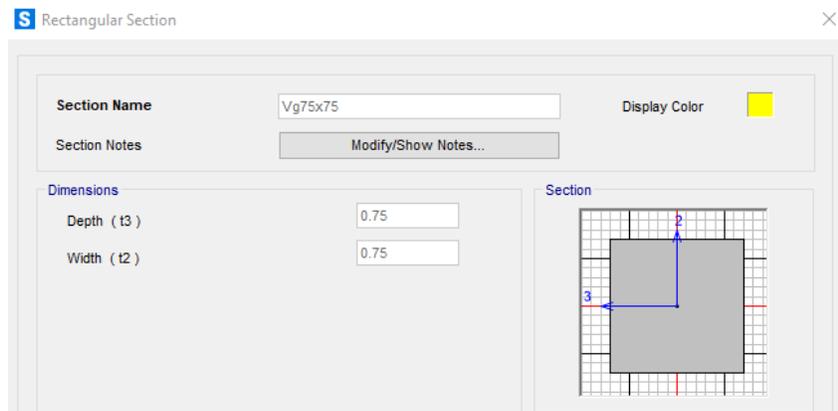
Aplicando estas cargas encontramos que el nuevo periodo al que estará sometida la edificación manteniendo la misma configuración estructural es de 3.10 seg. Debido a estas nuevas consideraciones para el diseño esta vez tomando en cuenta los efectos ISE se tuvo que realizar un redimensionamiento de los elementos estructurales para que pudieran garantizar una mayor rigidez en la estructura y que esta pueda responder adecuadamente ante las nuevas solicitaciones de carga, a causa de esto presentamos las nuevas dimensiones de los elementos estructurales:

- Elementos estructurales para el piso 1:

Viga VG75x75 de 0.75m x 0.75m y columna CL165x165 de 1.65m X 1.65m con acero de refuerzo de 7 barras No. 18 en cada una de las direcciones de los ejes y refuerzo transversal compuesto de barras No. 4.



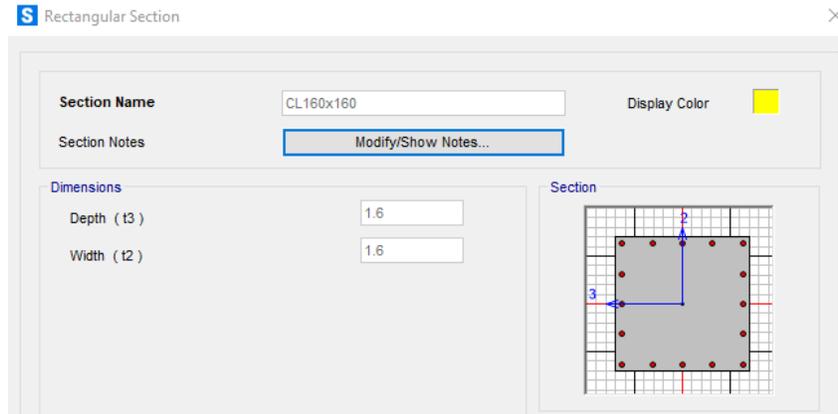
*Ilustración 44 Rediseño de columnas para el piso 1, fuente propia.*



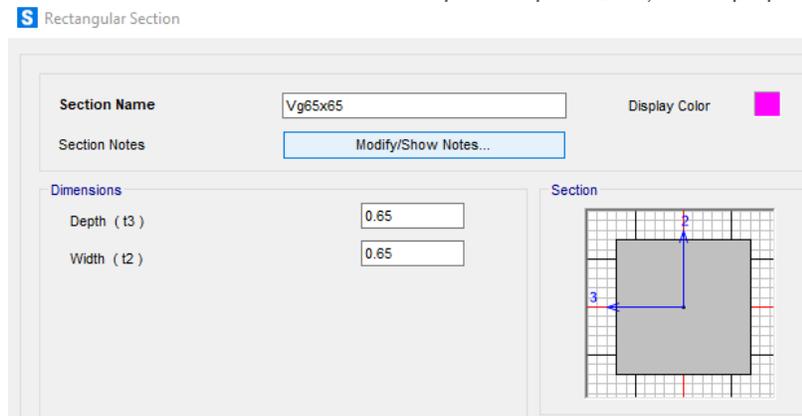
*Ilustración 45 Rediseño de vigas para el piso 1, fuente propia.*

- Elementos estructurales para los pisos del 2-10:

Viga VG65x65 de 0.65m x 0.65m y columna CL160x160 de 1.60m X 1.60m con acero de refuerzo de 5 barras No. 18 en cada una de las direcciones de los ejes y refuerzo transversal compuesto de barras No. 4.



*Ilustración 46 Rediseño de columnas para los pisos 2-10, fuente propia.*



*Ilustración 47 Rediseño de vigas para los pisos 2-10, fuente propia.*

- Elementos estructurales para los pisos del 11-20:

Viga VG55x55 de 0.55m x 0.55m y columna CL 150x150 de 1.50m X 1.50m con acero de refuerzo de 6 barras No. 14 en cada una de las direcciones de los ejes y refuerzo transversal compuesto de barras No. 4.

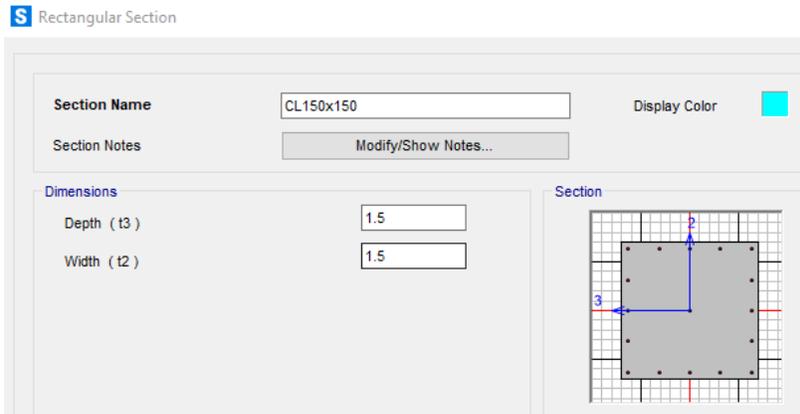


Ilustración 48 Rediseño de las columnas para los pisos del 11-20, fuente propia.

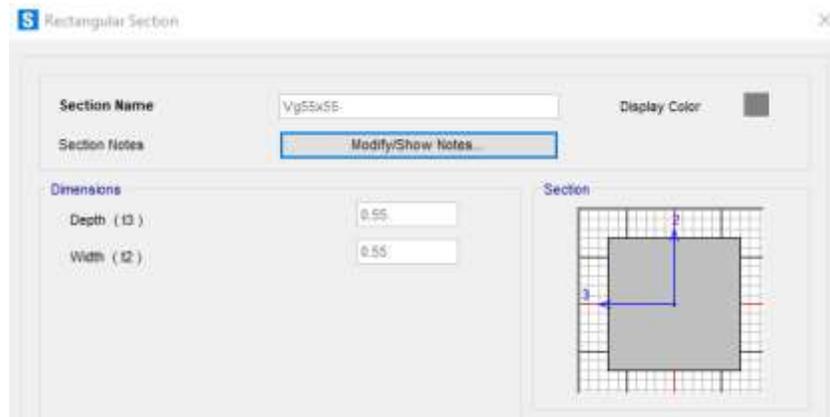


Ilustración 49 Rediseño de las vigas para los pisos del 11-20, fuente propia.

- Elementos estructurales para los pisos del 21-30:

Viga VG50x50 de 0.50m x 0.50m y columna CL145x145 de 1.50m X 1.50m con acero de refuerzo de 5 barras No. 14 en cada una de las direcciones de los ejes y refuerzo transversal compuesto de barras No. 4.

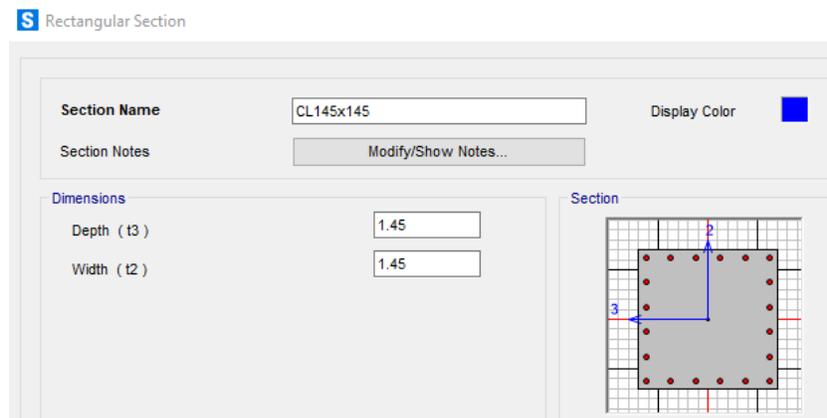


Ilustración 50 Rediseño de las columnas para los pisos del 21-30, fuente propia.

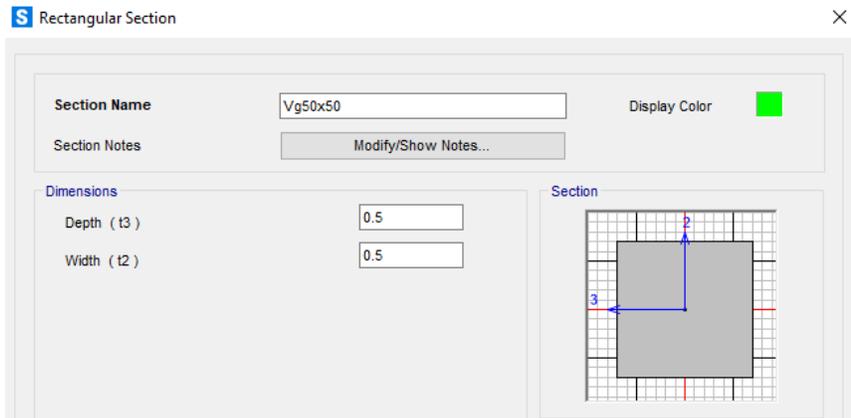


Ilustración 51 Rediseño de las vigas para los pisos del 21-30, fuente propia.

Después de incluir los efectos ISE y de realizar el dimensionamiento de los elementos ejecutamos el análisis modal espectral en el programa SAP2000 y esta vez encontramos que el periodo de la estructura para los diferentes modos de vibración es de  $T=2.84$  seg. a continuación, presentamos los desplazamientos para los tres primeros modos de vibración.

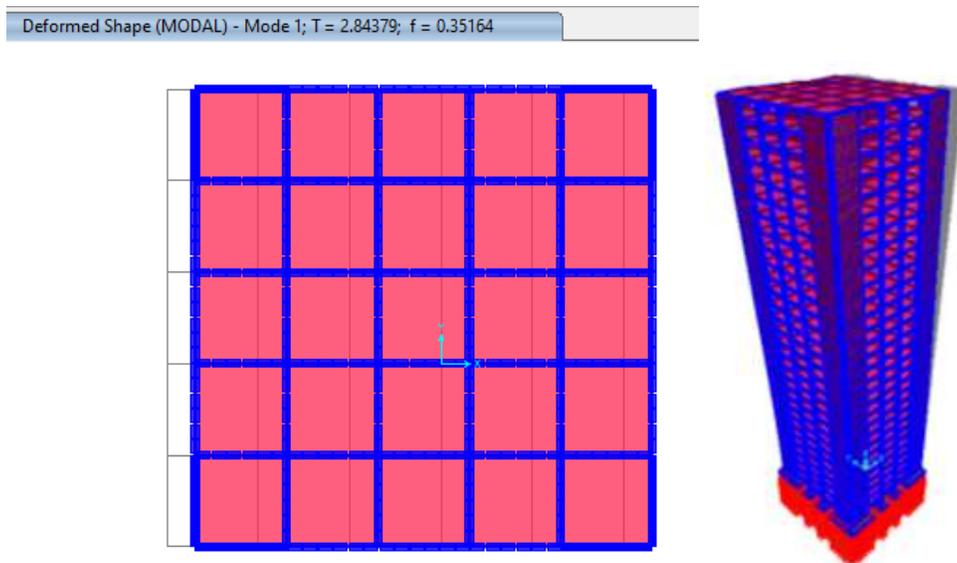


Ilustración 52 Desplazamientos laterales en el Modo 1 de vibración para el modelo con ISE, fuente propia.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 2; T = 2.84379; f = 0.35164

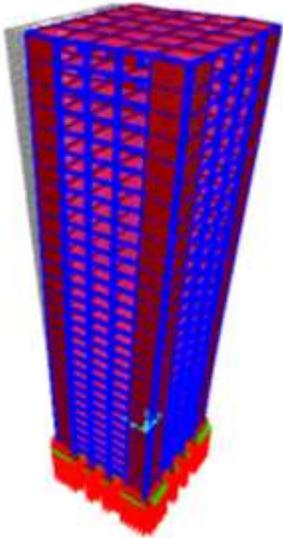
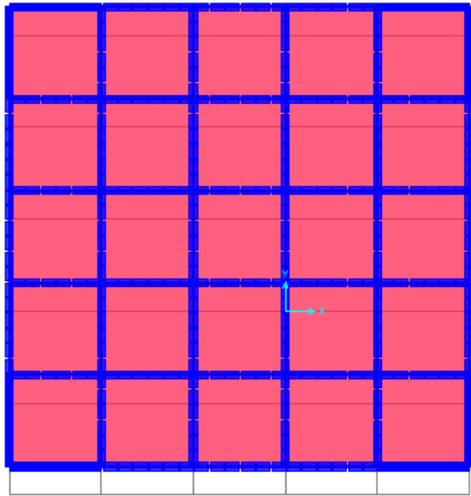


Ilustración 53 Desplazamientos laterales en el Modo 2 de vibración para el modelo con ISE, fuente propia.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 3; T = 1.90415; f = 0.52517

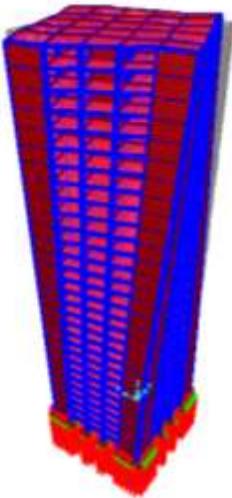
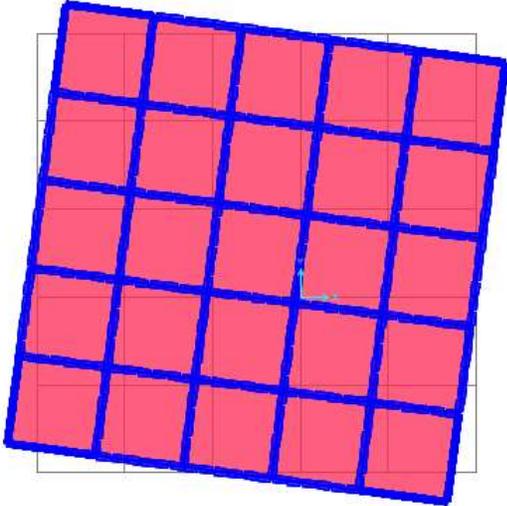


Ilustración 54 Desplazamientos laterales en el Modo 3 de vibración para el modelo con ISE, fuente propia.

### **3.7. Verificación de diseño de la estructura una vez aplicado el efecto ISE.**

Se realizó la verificación del cortante basal y de los desplazamientos según lo establecido en el RNC-07.

#### **3.7.1. Revisión del cortante en la base**

El artículo 33 del RNC-07 en su inciso A plantea que el cortante en la base debe ser mayor a la expresión siguiente, de no ser así se deben incrementarse todas las fuerzas de diseño para alcanzar este valor.

$$V_0 > 0.8 \frac{a}{\Omega Q} W_0$$

El periodo fundamental de la estructura es de 2.84 seg. por lo que la aceleración para este periodo es de  $0.24 \text{ m/seg}^2$

Se tomó un valor de  $Q = 4$  debido a que se cumplen las condiciones para el uso de este factor numeradas en el artículo 21 del RNC-07, al valor de  $Q$  se multiplico por 0.9 debido a que no se cumple con una de las condiciones de regularidad planteadas en el artículo 23 del reglamento ya citado, teniendo esto presente el valor de  $Q = 3.6$ , el factor  $\Omega = 2$  según el artículo 22 del RNC-07.

Con estos datos en cuenta el cortante mínimo es de 1,134,617.33 kgf y el valor del cortante en la base producto del análisis realizado en el programa SAP2000 es de 1,939,448.04 kgf en la dirección X y 1,939,447.07 kgf en la dirección Y por lo que el cortante en la base cumple con esta condición.

#### **3.7.2. Revisión de los desplazamientos laterales**

Tal y como se mencionó anteriormente en el artículo 34 del RNC-07 se plantea que los desplazamientos para el estado límite de servicio deben multiplicarse por el factor  $Q/\Omega/2.5$  y para el estado límite de colapso los desplazamientos se multiplicaran  $Q\Omega$ , debido a que en la estructura no hay

muros de mampostería o elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables el factor máximo de desplazamiento en el estado límite de servicio es de 0.0072 y en el estado límite de colapso es de 0.03.

No. de Pisos	Cortante en X de cada piso extraído de SAP2000	Despl. en nivel durante el Primer Modo	Despl. en nivel durante el Segundo Modo	Despl. en nivel durante el Tercer Modo	Despl. de columnas en cada piso	$Q\Omega/2.5$ $Q\Omega$		Despl. Corregido ELS		Despl. Corregido ELC	
30	110,039.82	0.11568	0.034705	0	0.001279722	2.88	8	0.0037	51.19%	0.0102	34.13%
29	236,541.05	0.111073	0.033323	0	0.0012975	2.88	8	0.0037	51.90%	0.0104	34.60%
28	359,289.70	0.106402	0.031922	0	0.001307222	2.88	8	0.0038	52.29%	0.0105	34.86%
27	478,283.50	0.101696	0.03051	0	0.001311944	2.88	8	0.0038	52.48%	0.0105	34.99%
26	592,288.70	0.096973	0.029093	0	0.001311111	2.88	8	0.0038	52.44%	0.0105	34.96%
25	701,350.60	0.092253	0.027677	0	0.001305	2.88	8	0.0038	52.20%	0.0104	34.80%
24	804,613.70	0.087555	0.026267	0	0.001293611	2.88	8	0.0037	51.74%	0.0103	34.50%
23	902,373.00	0.082898	0.02487	0	0.001277778	2.88	8	0.0037	51.11%	0.0102	34.07%
22	994,202.60	0.078298	0.02349	0	0.001257222	2.88	8	0.0036	50.29%	0.0101	33.53%
21	1,080,473.80	0.073772	0.022132	0	0.0012275	2.88	8	0.0035	49.10%	0.0098	32.73%
20	1,167,002.00	0.069353	0.020806	0	0.001201389	2.88	8	0.0035	48.06%	0.0096	32.04%
19	1,250,267.90	0.065028	0.019509	0	0.001183333	2.88	8	0.0034	47.33%	0.0095	31.56%
18	1,328,828.50	0.060768	0.018231	0	0.001169722	2.88	8	0.0034	46.79%	0.0094	31.19%
17	1,402,823.80	0.056557	0.016968	0	0.001158333	2.88	8	0.0033	46.33%	0.0093	30.89%
16	1,471,787.30	0.052387	0.015716	0	0.001149722	2.88	8	0.0033	45.99%	0.0092	30.66%
15	1,535,905.00	0.048248	0.014475	0	0.001141944	2.88	8	0.0033	45.68%	0.0091	30.45%

<b>14</b>	1,594,675.70	0.044137	0.013241	0	0.001134167	2.88	8	0.0033	45.37%	0.0091	30.24%
<b>13</b>	1,648,211.90	0.040054	0.012017	0	0.001123889	2.88	8	0.0032	44.96%	0.0090	29.97%
<b>12</b>	1,696,058.20	0.036008	0.010803	0	0.001107222	2.88	8	0.0032	44.29%	0.0089	29.53%
<b>11</b>	1,738,271.90	0.032022	0.009607	0	0.001067778	2.88	8	0.0031	42.71%	0.0085	28.47%
<b>10</b>	1,777,727.30	0.028178	0.008454	0	0.001023611	2.88	8	0.0029	40.94%	0.0082	27.30%
<b>9</b>	1,812,702.80	0.024493	0.007348	0	0.001002778	2.88	8	0.0029	40.11%	0.0080	26.74%
<b>8</b>	1,842,364.60	0.020883	0.006265	0	0.000979167	2.88	8	0.0028	39.17%	0.0078	26.11%
<b>7</b>	1,866,598.80	0.017358	0.005207	0	0.000947778	2.88	8	0.0027	37.91%	0.0076	25.27%
<b>6</b>	1,885,115.80	0.013946	0.004184	0	0.000904167	2.88	8	0.0026	36.17%	0.0072	24.11%
<b>5</b>	1,897,851.20	0.010691	0.003207	0	0.000845	2.88	8	0.0024	33.80%	0.0068	22.53%
<b>4</b>	1,905,014.40	0.007649	0.002295	0	0.000763889	2.88	8	0.0022	30.56%	0.0061	20.37%
<b>3</b>	1,908,600.40	0.004899	0.00147	0	0.000651944	2.88	8	0.0019	26.08%	0.0052	17.39%
<b>2</b>	619,240.20	0.002552	0.000766	0	0.0004825	2.88	8	0.0014	19.30%	0.0039	12.87%
<b>1</b>	1,912,285.80	0.000815	0.000244	0	0.000226389	2.88	8	0.0007	9.06%	0.0018	6.04%

*Tabla 11 Verificación de los desplazamientos en la dirección X para edificio con efectos ISE, fuente propia.*

No. de Pisos	Cortante en Y de cada piso extraído de SAP2000	Despl. en nivel durante el Primer Modo	Despl. en nivel durante el Segundo Modo	Despl. en nivel durante el Tercer Modo	Despl. de columnas en cada piso	$Q\Omega/2.5$	$Q\Omega$	Despl. Corregido ELS	Despl. Corregido ELC		
30	109156.77	0.034705	0.11568	0	0.001279722	2.88	8	0.0037	51.19%	0.0102	34.13%
29	235,031.85	0.033323	0.111073	0	0.0012975	2.88	8	0.0037	51.90%	0.0104	34.60%
28	357,207.10	0.031922	0.106402	0	0.001307222	2.88	8	0.0038	52.29%	0.0105	34.86%
27	475,627.50	0.03051	0.101696	0	0.001311944	2.88	8	0.0038	52.48%	0.0105	34.99%
26	589,113.80	0.029093	0.096973	0	0.001311111	2.88	8	0.0038	52.44%	0.0105	34.96%
25	697,673.70	0.027677	0.092253	0	0.001305	2.88	8	0.0038	52.20%	0.0104	34.80%
24	800,492.90	0.026267	0.087555	0	0.001293611	2.88	8	0.0037	51.74%	0.0103	34.50%
23	897,827.30	0.02487	0.082898	0	0.001277778	2.88	8	0.0037	51.11%	0.0102	34.07%
22	989,274.90	0.02349	0.078298	0	0.001257222	2.88	8	0.0036	50.29%	0.0101	33.53%
21	1,075,180.40	0.022132	0.073772	0	0.0012275	2.88	8	0.0035	49.10%	0.0098	32.73%
20	1,161,359.40	0.020806	0.069353	0	0.001201389	2.88	8	0.0035	48.06%	0.0096	32.04%
19	1,244,276.90	0.019509	0.065028	0	0.001183333	2.88	8	0.0034	47.33%	0.0095	31.56%
18	1,322,513.80	0.018231	0.060768	0	0.001169722	2.88	8	0.0034	46.79%	0.0094	31.19%
17	1,396,192.40	0.016968	0.056557	0	0.001158333	2.88	8	0.0033	46.33%	0.0093	30.89%
16	1,464,872.70	0.015716	0.052387	0	0.001149722	2.88	8	0.0033	45.99%	0.0092	30.66%
15	1,528,713.10	0.014475	0.048248	0	0.001141944	2.88	8	0.0033	45.68%	0.0091	30.45%
14	1,587,240.50	0.013241	0.044137	0	0.001134167	2.88	8	0.0033	45.37%	0.0091	30.24%
13	1,640,543.40	0.012017	0.040054	0	0.001123889	2.88	8	0.0032	44.96%	0.0090	29.97%
12	1,688,188.20	0.010803	0.036008	0	0.001107222	2.88	8	0.0032	44.29%	0.0089	29.53%
11	1,730,217.10	0.009607	0.032022	0	0.001067778	2.88	8	0.0031	42.71%	0.0085	28.47%

<b>10</b>	1,769,504.10	0.008454	0.028178	0	0.001023611	2.88	8	0.0029	40.94%	0.0082	27.30%
<b>9</b>	1,804,322.10	0.007348	0.024493	0	0.001002778	2.88	8	0.0029	40.11%	0.0080	26.74%
<b>8</b>	1,833,852.40	0.006265	0.020883	0	0.000979167	2.88	8	0.0028	39.17%	0.0078	26.11%
<b>7</b>	1,857,975.00	0.005207	0.017358	0	0.000947778	2.88	8	0.0027	37.91%	0.0076	25.27%
<b>6</b>	1,876,408.10	0.004184	0.013946	0	0.000904167	2.88	8	0.0026	36.17%	0.0072	24.11%
<b>5</b>	1,889,084.00	0.003207	0.010691	0	0.000845	2.88	8	0.0024	33.80%	0.0068	22.53%
<b>4</b>	1,896,213.80	0.002295	0.007649	0	0.000763889	2.88	8	0.0022	30.56%	0.0061	20.37%
<b>3</b>	1,899,783.10	0.00147	0.004899	0	0.000651944	2.88	8	0.0019	26.08%	0.0052	17.39%
<b>2</b>	616,430.90	0.000766	0.002552	0	0.0004825	2.88	8	0.0014	19.30%	0.0039	12.87%
<b>1</b>	1,903,451.80	0.000244	0.000815	0	0.000226389	2.88	8	0.0007	9.06%	0.0018	6.04%

*Tabla 12 Verificación de los desplazamientos en la dirección Y para edificio con efectos ISE, fuente propia.*

El desplazamiento máximo encontrado en el edificio es de 0.0038m tanto en la dirección X como en la dirección Y, el máximo desplazamiento permitido es de 0.0072m, por lo tanto, se cumple con el desplazamiento permitido puesto que el máximo desplazamiento del edificio tan solo representa el 52% del máximo permitido

Una vez aplicado el factor de ISE en el cortante basal, se procede a realizar nuevamente el dimensionamiento del cabezal a través del método puntal tensor, se modelo nuevamente esta vez utilizando la nueva carga ultima generada a través del análisis la cual arrojó una carga ultima de 1,257,389.00 kgf. La resistencia ultima a la compresión en un puntal es de 381,146.04 kgf, la resistencia ultima a la tensión en un tensor 215,541.44 kgf. Se aplicó el análisis en el cabezal del pilote para identificar el acero necesario tanto a compresión como a tensión y nos encontramos que el acero requerido en el cabezal del pilote en la zona nodal a compresión es de  $0.012 \text{ m}^2$  por lo que se usará un arreglo de 5 barras No. 18 y en la zona a tensión es de  $0.007 \text{ m}^2$  por lo que se usarán 3 barras No. 18 aproximadamente 20% más que en el análisis convencional de cimentación.

Ahora que conocemos estas fuerzas y las áreas de acero y de contacto podemos realizar el proceso de verificación planteado en la Norma ACI 318-19 la cual plantea en la sección 23.3.1 que cada una de las combinaciones de carga existentes en el modelo puntal tensor deben de satisfacer lo siguiente:

$$\text{Puntal: } \phi F_{ns} \geq F_{us}$$

$$\text{Tensor: } \phi F_{nt} \geq F_{ut}$$

$$\text{Zona nodal: } \phi F_{nn} \geq F_{us}$$

La resistencia Nominal a la compresión de un puntal está dada por:

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} + A_s' f_s'$$

Donde:

$A_{cs}$ : Es el area de acción de la fuerza a compresión.

$A_s'$ : Es el area de acero de refuerzo a compresión

$f_s'$ : Para el acero de refuerzo de grado 40 y 60 este valor corresponde a  $f_y$

$$f_{ce}: 0.85\beta_c\beta_s f_c'$$

El valor de  $\beta_s$  es dado en la tabla 23.4.3(a) en el cual se establece que para puntales limites el valor de  $\beta_s = 1$

La tabla 23.4.3(b) establece que para los nodos en los que se encuentra una superficie de apoyo el valor de  $\beta_c$  se calculara de la siguiente forma:

$$\beta_c = \sqrt{A_2/A_1}$$

$A_1$  = Es la superficie de apoyo tal y como aparece en el esquema.

$$A_2 = 5.76 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 1.72 \text{ m}^2$$

$$\beta_c = \sqrt{6.25\text{m}^2 / 1.72\text{m}^2} = 1.83$$

Esta relación debe ser menor a 2.

El valor de  $f_{ce} = 6,569,139.48 \text{ kg}$

$$A_{cs}: 0.12 \text{ m}^2.$$

$$A_s: 0.012 \text{ m}^2$$

$$f_s: 42,184,178 \text{ kg/m}^2$$

$$F_{ns} = f_{ce}A_{cs} + A_s f_s'$$

$$F_{ns} = 1,263,413.75 \text{ kg}$$

En la tabla 21.2.1 se establece que para puntal, tensor y zonas nodales diseñados por el método planteado en el capítulo 23 de ACI 318-19 el valor de  $\phi = 0.75$  por lo que  $\phi F_{ns} = 947,560.31 \text{ kg}$

El cabezal del pilote cumple con la resistencia a compresión en el puntal ya que  $\phi F_{ns} = 947,560.31 \text{ kg} > F_{us} = 381,146.04 \text{ kg}$

La resistencia nominal a la tensión de un tensor esta dado por:

$$F_{nt} = A_{ts}f_y + A_{tp}\Delta f_p$$

Donde:

Ya que  $A_{tp}$  es 0 para miembros no pretensados *el calculo de  $F_{nt}$  se puede resumir en:*

$$F_{nt} = A_{ts}f_y$$

$A_{ts}$ : Es el area de acero de refuerzo en un tensor

$$F_{nt} = 0.007 \text{ m}^2 * 42,184,178 \text{ kg/m}^2 = 295,289.25 \text{ kg}$$

$$\phi F_{nt} = 221,466.93 \text{ kg}$$

El cabezal del pilote cumple con la resistencia a tensión en el tensor ya que

$$\phi F_{nt} = 221,466.93 \text{ kg} > F_{ut} = 215,541.44 \text{ kg}$$

La resistencia nominal a la compresión en la zona nodal esta dado por:

$$F_m = f_{ce}A_{nz}$$

$A_{nz}$ : Es el area de una delas caras de la zona nodal

$$f_{ce} = 0.85\beta_c\beta_n f_c'$$

$$\beta_c = \sqrt{A_2/A_1} = 1.83$$

De acuerdo a la tabla 23.9.2 de la norma ACI 318-19 el valor de  $\beta_n$

para una zona nodal que ancla un tensor es de 0.8.

$$f_{ce} = 5,255,311.58 \text{ kg}$$

$$F_{nn} = 605,762.89 \text{ kg}$$

$$\phi F_{nn} = 454,322.17 \text{ kg}$$

El cabezal del pilote cumple con la resistencia a tensión en el tensor ya que  $\phi F_{nn} = 454,322.17 \text{ kg}$  es mayor a las fuerzas que se anclan a esta zona nodal las cuales tienen magnitudes de  $F_{us} 381,146.04 \text{ kg}$  y  $F_{ut} 215,541.44$ .

Para que la cimentación pudiese cumplir con la correcta transmisión de cargas tuvo que incrementarse en un 20% el acero de refuerzo dispuesto en el cabezal del pilote.

#### Dimensiones de cimentación

Cabezal	
Largo de Cabezal	2.9 m
Ancho de Cabezal	2.9 m
Altura de Cabezal	1 m
Pilotes	
Numero de Pilotes	4
Diámetro	0.40 m
Distancia entre pilotes	2.4 m

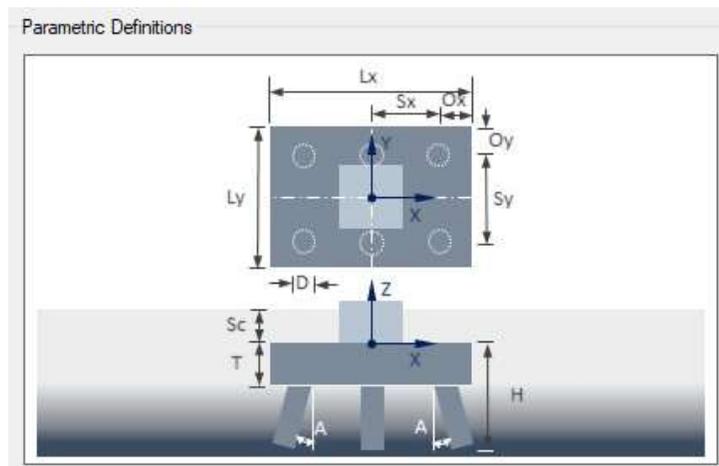
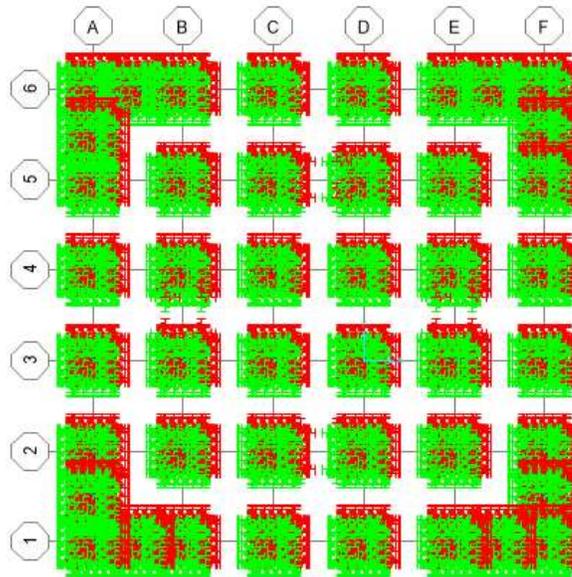


Ilustración 55 Nomenclatura para el dimensionamiento de cimentación a base de pilotes en SAP 2000 y modelo tridimensional de zapata aislada sobre pilotes tomando en cuenta la ISE

Espesor del cabezal, T(m).	1
Sobre ancho, Ox(m).	0.25
Sobre ancho, Oy(m).	0.25
Número de pilotes en Ejes X.	2
Número de pilotes en Ejes Y.	2
Diámetro de Pilote, D(m).	0.4
Altura del Pilote, h(m).	12
Espaciamiento entre pilotes en X, Sx(m).	2.4
Espaciamiento entre pilotes en Y, Sy(m).	2.4
Recubrimiento del suelo, Sc(m).	2

En la ilustración 56 podemos apreciar la vista en planta la cimentación diseñada tomando en cuenta los efectos ISE.



*Ilustración 56 Diseño de cimentación teniendo en cuenta el Efecto ISE, fuente propia.*

El acero de refuerzo necesario para los pilotes según el programa SAP2000 es de  $0.001 \text{ m}^2$  tal y como se muestra en la ilustración 57, este requerimiento se puede solventar con un arreglo de 4 barras No. 6.

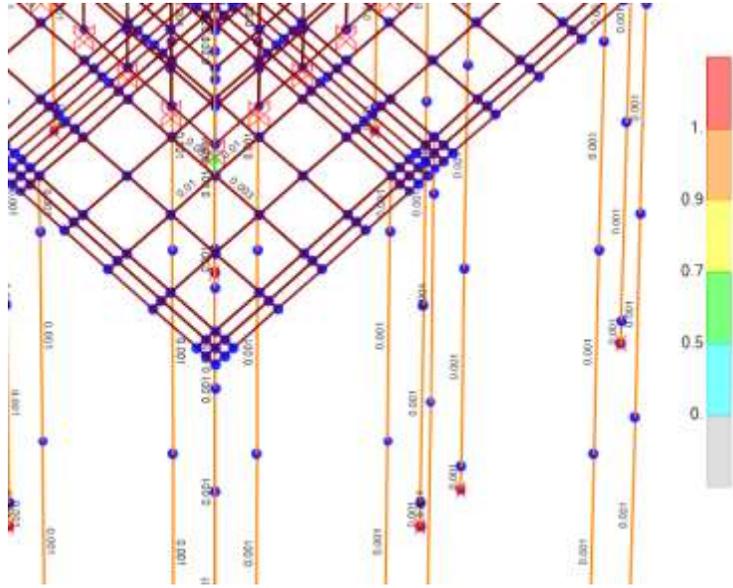


Ilustración 57 Acero de refuerzo para los pilotes de la cimentación, fuente propia.

El momento máximo y el mayor cortante al que está sometido la cimentación es de -432.50 kgf-m y de 1441.66 kgf respectivamente. En las siguientes imágenes se muestra los diagramas de, cortante, momento y los máximos esfuerzos presentados en el cabezal del pilote



Ilustración 58 Diagrama de Cortantes y Momentos Máximos en la Cimentación, fuente propia.

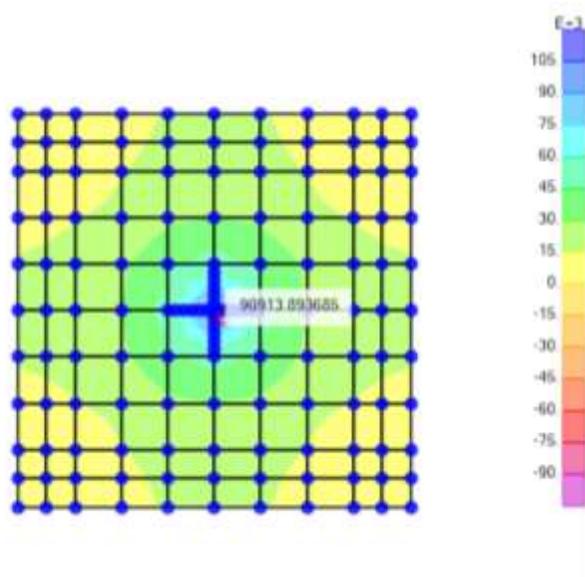


Ilustración 59 Diagrama de Distribución de esfuerzos máximos en Cabezal de cimentación, fuente propia.

### 3.8. Comparación de diseño estructura y cimentación con base rígida vs aplicando los efectos de ISE.

Habiendo diseñado tanto la estructura como la cimentación en ambos escenarios podemos ahora dar paso a comparar ambos métodos:

Los análisis realizados han dado como resultado dos espectros de diseño que se pueden ver a continuación:

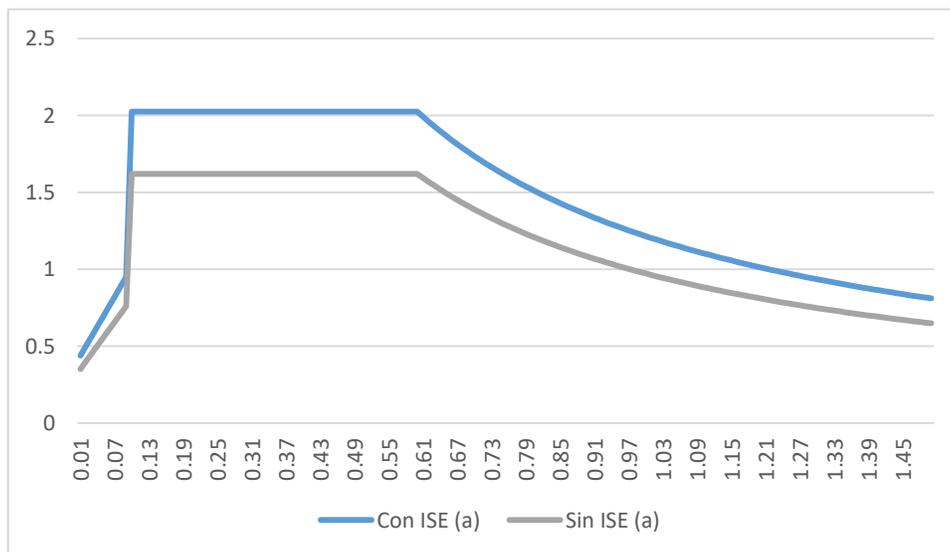


Ilustración 60 Comparación de Espectros de diseño, fuente propia.

Como se puede observar en la gráfica comparativa del espectro de respuesta el valor de las pseudo-aceleraciones lo que implica que las fuerzas sísmicas a las que estará sometida la estructura aumentan al considerar el efecto ISE por lo tanto los elementos estructurales estarán sometidos a mayores cargas.

A continuación, presentamos los valores de cortante basal multiplicados por el factor que arrojo el análisis de ISE.

<b>Eje</b>	<b>Cortante Basal sin Efecto ISE (Kgf)</b>	<b>Cortante Basal con Efecto ISE (Kgf)</b>
<b>X</b>	1,889,327.37	1,939,448.04
<b>Y</b>	1,889,321.82	1,939,447.07

*Tabla 13 Comparación Cortantes en la base con y sin Efectos de ISE, fuente propia.*

Este incremento en las cargas desemboca en la necesidad de rediseñar los elementos estructurales como se presentó anteriormente para garantizar una mayor rigidez y que de esta manera se cumplieran con estas nuevas solicitudes, a continuación, presentamos una tabla que contrasta las dimensiones de los elementos estructurales en ambos diseños.

Elementos de Estructura con base rígida									Elementos de estructura con efectos de ISE								
Ubicación		Dimensiones			Acero de refuerzo				Ubicación		Dimensiones			Acero de refuerzo			
Pisos	Miembro	Altura (m)	Ancho (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Ubicación Barras	No. de Barras	Diam.	Área de Refuerzo (m <sup>2</sup> )	Pisos	Miembro	Altura (m)	Ancho (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Ubicación Barras	No. de Barras	Diam.	Área de Refuerzo (m <sup>2</sup> )
1	Viga	0.70	0.70	0.49	Top	4	Ø1"	0.002	1	Viga	0.75	0.75	0.56	Top	4	Ø1"	0.002
					Bottom	4	Ø1"	0.002						Bottom	4	Ø1"	0.002
	Columna	1.45	1.45	2.10		7	Ø2 1/4"	0.018		Columna	1.65	1.65	2.72		7	Ø2 1/4"	0.018
						7	Ø2 1/4"	0.018							7	Ø2 1/4"	0.018
2-10	Viga	0.65	0.65	0.42	Top	4	Ø1"	0.002	2-10	Viga	0.65	0.65	0.42	Top	4	Ø1"	0.002
					Bottom	4	Ø1"	0.002						Bottom	4	Ø1"	0.002
	Columna	1.40	1.40	1.96		5	Ø2 1/4"	0.013		Columna	1.60	1.60	2.56		5	Ø2 1/4"	0.013
						5	Ø2 1/4"	0.013							5	Ø2 1/4"	0.013
11-20	Viga	0.50	0.50	0.25	Top	4	Ø1 1/4"	0.003	11-20	Viga	0.55	0.55	0.30	Top	4	Ø1 1/4"	0.003
					Bottom	4	Ø1 1/4"	0.003						Bottom	4	Ø1 1/4"	0.003
	Columna	1.35	1.35	1.82		6	Ø1 3/4"	0.0087		Columna	1.50	1.50	2.25		6	Ø1 3/4"	0.0087
						6	Ø1 3/4"	0.0087							6	Ø1 3/4"	0.0087
21-30	Viga	0.45	0.45	0.20	Top	6	Ø1 1/4"	0.004	21-30	Viga	0.50	0.50	0.25	Top	4	Ø1 1/4"	0.003
					5+	6	Ø1 1/4"	0.004						Bottom	4	Ø1 1/4"	0.003
	Columna	1.30	1.30	1.69		5	Ø1 3/4"	0.0073		Columna	1.45	1.45	2.10		5	Ø1 3/4"	0.0073
						5	Ø1 3/4"	0.0073							5	Ø1 3/4"	0.0073

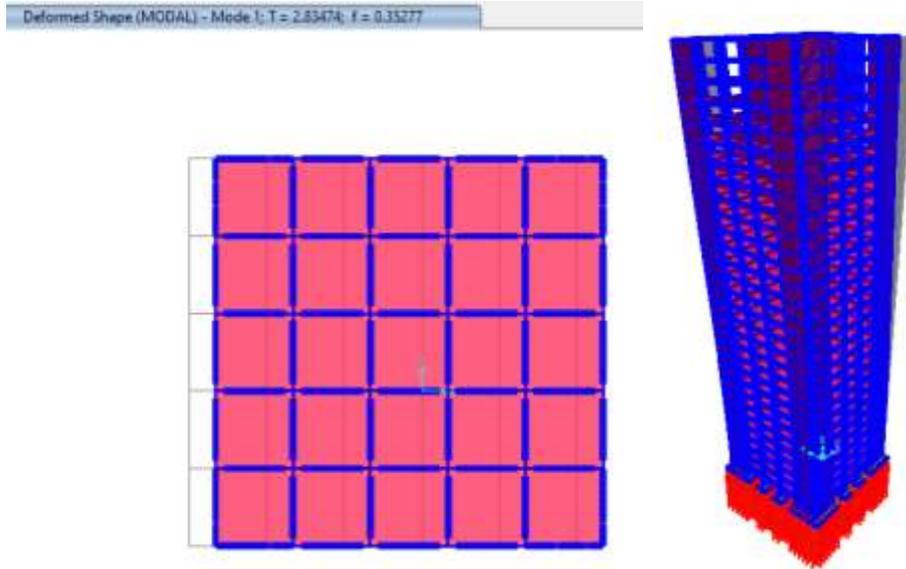
Tabla 14 Comparación de dimensiones de elementos estructurales en ambos diseños, fuente propia

Dado de que para diseñar la cimentación se consideró el caso más desfavorable, es decir la mayor carga que llegaba a determinada columna y en base a esta carga ultima se realizó el análisis y diseño de la cimentación, no se considera necesario presentar una tabla detallando las dimensiones por cada elemento de cimentación puesto que son las mismas. En la tabla 15 se puede observar las dimensiones de la cimentación tanto para el diseño con base rígida como para el diseño considerando la interacción suelo estructura y podemos observar que para garantizar la correcta transmisión de carga no es necesario para el caso aplicando el efecto ISE realizar un considerable incremento, más que en el acero de refuerzo presente en el cabezal del pilote.

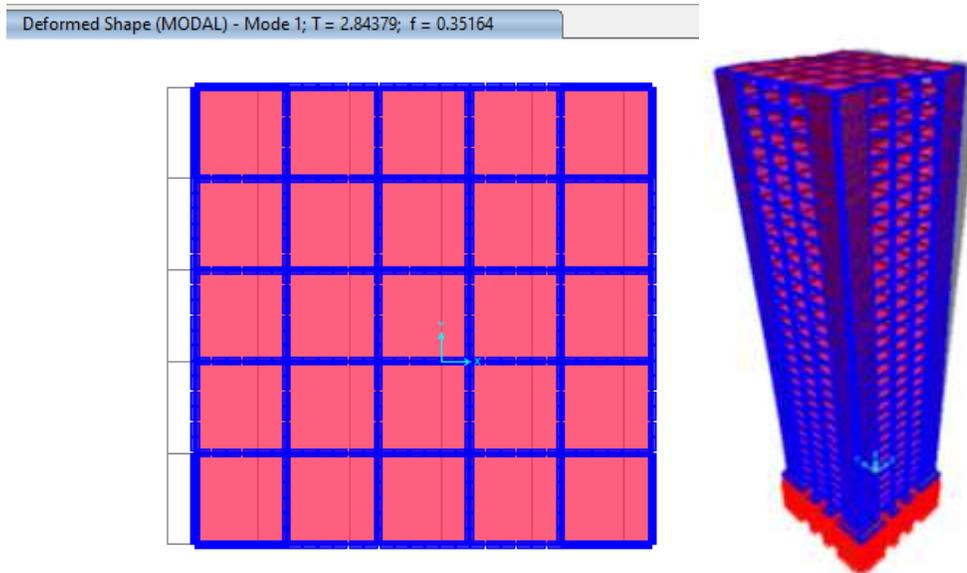
<b>Fundaciones Base Rígida</b>		<b>Fundaciones Base Flexible</b>	
Dimensiones De Cabezal		Dimensiones De Cabezal	
Espesor De Cabezal T(m)	1 m	Espesor De Cabezal T(m)	1 m
Largo Total Lx(m)	2.9 m	Largo Total Lx(m)	2.9 m
Ancho Total Ly(m)	2.9 m	Ancho Total Ly(m)	2.9 m
Espaciamiento Entre Pilotes Sx, Sy (m)	2.4 m	Espaciamiento Entre Pilotes Sx, Sy (m)	2.4 m
Sobre Ancho Ox, Oy (m)	0.25 m	Sobre Ancho Ox, Oy (m)	0.25 m
Área de acero de refuerzo a tensión ( $m^2$ )	0.006 $m^2$	Área de acero de refuerzo a tensión ( $m^2$ )	0.007 $m^2$
Área de acero de refuerzo a compresión ( $m^2$ )	0.010 $m^2$	Área de acero de refuerzo a compresión ( $m^2$ )	0.012 $m^2$
Dimensiones de Pilote		Dimensiones de Pilote	
Número de Pilotes en Eje X	2	Número de Pilotes en Eje X	2
Número de Pilotes en Eje Y	2	Número de Pilotes en Eje Y	2
Diámetro de Pilotes D(m)	0.4 m	Diámetro de Pilotes D(m)	0.4 m
Altura de Pilotes h(m)	12 m	Altura de Pilotes h(m)	12 m
Acero de refuerzo ( $m^2$ )	0.001 $m^2$	Acero de refuerzo ( $m^2$ )	0.001 $m^2$

*Tabla 15 Comparación de dimensiones de fundaciones para ambos diseños, fuente propia.*

Al verse la estructura sometida a diferentes cargas en estos análisis los periodos de la estructura y las derivas son distintas como se aprecia a continuación.



*Ilustración 61 Desplazamientos en el primer modo de vibración de la estructura sin efectos ISE, fuente propia*



*Ilustración 62 Desplazamientos en el primer modo de vibración de la estructura con efectos ISE, fuente propia*

El periodo que presenta la estructura en el análisis convencional es de 2.83 seg. al tomar en cuenta los efectos ISE se tuvo que realizar un aumento en las dimensiones de las columnas de las estructuras para alcanzar una mayor rigidez, al hacer esto se logró alcanzar un periodo de 2.84 seg.

El desplazamiento máximo encontrado en el edificio con base rígida es de 0.0057m tanto en la dirección X como en la dirección Y, el 79% del máximo permitido, para el edificio aplicando la interacción suelo estructura el desplazamiento máximo encontrado es de 0.0038m tanto en la dirección X como en la dirección Y, el 52% del máximo permitido.

## IV. Conclusiones

Una vez realizado el análisis y diseño de la estructura y la fundación en el escenario de base rígida y considerando los Efectos de ISE encontramos que:

- 1 - Se realizó un estudio de los fundamentos teóricos planteados en la NTC, la cual establece un procedimiento para el análisis y desarrollo del diseño de estructuras considerando los efectos ISE tanto para cimentaciones someras (poco profundas) como para cimentaciones a base de pilotes. Se comprobó también el diseño de las zapatas mediante el método de puntal – tensor el cual es ideal para el diseño de zapatas de gran peralte.
  
- 2 - Se diseñó la estructura convencional mediante el programa SAP2000 utilizando el método modal espectral a través del cual se determinó un peso de edificio de 37,187,044.72 kgf y un cortante basal de 1,889,327.37 kgf y se diseñó la cimentación a base de pilotes arrojando una distribución de 36 cabezales de dimensiones 2.9m. x 2.9m. en un arreglo de 6x6 con 4 pilotes por cabezal y un acero de refuerzo compuesto por 4 barras No. 18 en la zona a compresión y 3 barras No. 16 en la zona a tensión, dichos pilotes tienen una dimensión de 12m. de largo por 0.4m. de diámetro con un refuerzo longitudinal compuesto de 4 barras No.6.
  
- 3 - Se llevó a cabo el diseño de la estructura y la cimentación a base de pilotes, tomando en consideración el análisis por efectos ISE según la NTC, a través del cual se determinó el factor  $\tilde{V}_0/V_0$  de 1.25, al añadir este efecto a los esfuerzos cortantes se obtuvo un cortante basal de 1,939,448.04 kgf. Con estas cargas se realizó el redimensionamiento de la cimentación, obteniendo una distribución

de 36 cabezales de 2.9m x 2.9m. en un arreglo de 6x6 con 4 pilotes por cabezal y un acero de refuerzo compuesto por 5 barras No. 18 en la zona a compresión y 3 barras No. 18 en la zona a tensión, dichos pilotes tienen una dimensión de 12mts. de largo por 0.4mts. de diámetro con un refuerzo longitudinal compuesto de 8 barras No. 11.

- 4 - Al comparar los resultados del diseño de los pilotes de forma convencional y el diseño de los pilotes considerando los efectos ISE se puede observar que el diseño que considera el efecto ISE implican una mayor dimensión de los elementos estructurales para garantizar una mayor rigidez en la estructura y un incremento en un 20% de acero de refuerzo en la cimentación, específicamente en el acero del cabezal del pilote, estas dimensiones son más adecuadas para transmitir las cargas al suelo, puesto que el método ISE ejemplifica mejor las condiciones de suelo blando en el área de las piedrecitas y el 7 Sur, El desplazamiento máximo de la estructura con base rígida fue del 79%(0.0057m) del máximo permitido y el desplazamiento máximo de la estructura aplicando ISE fue del 52%(0.0038m) del máximo permitido, en el diseño utilizando ISE se logró reducir el desplazamiento de la estructura hasta en 0.0019m, el diseño que toma en cuenta los efectos ISE puede ser más costoso, pero garantiza una mayor seguridad para la permanencia de la estructura y su correcto acoplamiento con las condiciones del suelo, probablemente para una estructura de menor altura no sería trascendente este análisis, sin embargo tomando en cuenta las dimensiones de esta estructura es un análisis que consideramos importante su consideración.

## V. Recomendaciones

Con el objetivo de realizar un análisis más exacto recomendamos:

- Utilizar un método no lineal como el análisis de tiempo historia para conocer la variación en el tiempo de cualquier respuesta de la edificación y de la cimentación y así obtener un análisis sísmico más completo.
- Expandir el análisis comparativo incluyendo varios sistemas de fundación diferente como losas, sistemas de zapatas corridas u otras cimentaciones profundas con el objetivo de identificar cual es la cimentación que mejor se adapta a los efectos ISE o cual es la cimentación que mayor capacidad tiene de transmisión de cargas hacia el suelo.
- Añadir sistemas de arriostramientos diagonales, tipo K o tipo Chevrón, para mejorar el comportamiento sísmico de la estructura, puesto que esta consideración tiene un poderoso efecto en el análisis de los efectos ISE.

## VI. Bibliografía

- SPT con muestreo y perforaciones rotativas. (2016). En I. D. IGG-CIGEO/UNAN-Managua, *ESTUDIO GEOTECNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL PASO A DESNIVEL EN TRAMO 3 (7 SUR)* (págs. 8-9). Managua: UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE NICARAGUA UNAN-Managua.
- Aguilar, H., & Avilés, J. (2003). Rigideces dinamicas para pilotes de fricción. En H. Aguilar, & J. Avilés, *Influencia de pilotes de fricción en la interacción dinamica suelo-estructura* (pág. 6). México: Revista Internacional de Métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería.
- Alvarado, J. P. (2011). Antecedentes. En J. P. Alvarado, *INTERACCION ESTATICA SUELO ESTRUCTURA ANALISIS CON EL METODO DE ELEMENTOS FINITOS* (págs. 2-4). Cuenca, Ecuador: Universidad Estatal Cuenca.
- American Concrete Institute. (2014). Cimentaciones Profundas. En *Requisitos del Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14)* (págs. 205-206).
- American Concrete Institute. (2019). Metodo Puntal-Tensor. En *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)* (págs. 435-454).
- Chopra, A. K. (2014). Ecuaciones Modales para los sistemas amortiguados. En A. K. Chopra, *Dinamica de Estructuras* (págs. 475-476). Estados Unidos: Pearson Educacion.
- Coduto, D. P., Kitch, W. A., & Yeung, M.-c. R. (2016). *Foundation Design: Principles and Practices*. United States of America: PEARSON.

- Cordero, N. J. (2018). Cargas Horizontales debido a Viento. En N. J. Cordero, *Cimentación en los Edificios de gran altura* (págs. 12-16). Sevilla: Universidad de Sevilla.
- Cordero, N. J. (2018). Efecto sobre Estructuras próximas. En N. J. Cordero, *Cimentación en los Edificios de gran Altura* (pág. 11). Sevilla: Universidad de Sevilla.
- Cordero, N. J. (2018). Grandes cargas por el elevado número de plantas. En N. J. Cordero, *Cimentación en los Edificios de Gran Altura* (págs. 9-10). Sevilla: Universidad de Sevilla.
- Cordero, N. J. (2018). Sismo. En N. J. Cordero, *Cimentación en los Edificios de gran altura* (págs. 17-19). Sevilla: Universidad de Sevilla.
- Cuevas, D. A. (2016). Introducción al Metodo de Analisis Modal Espectral. En D. A. Cuevas, *Analisis Sismorresistente mediante el Metodo Modal Espectral de un edificio habitacional ubicado en la comuna de Tomé* (págs. 13-16). Universidad Catolica de la Santisima Concepción.
- Das, B. M. (2013). Pilotes de Cimentación. En B. M. Das, *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (págs. 533-583). México D.F.: Cengage Learning.
- Day, R. W. (2006). *Foundation Engineering Handbook*. United States of America: RR Donnelley.
- Design Example 5 Pile Foundation. (2013). En S. e. California, *2012 IBC SEAOC Structural/Seismic Design Manual Volume 3 Examples for Conrete Buildings* (págs. 73-219). Sacramento, California: International Code Council.
- El-Din, D. S., & El-Metwally, E. (2018). *Structural Concrete Strut-and-tie-models for unified design*. Taylor and Francis Group.

- G. Paulos, H. (2017). *Tall Building Foundation Design*. Sydney, Australia: CRC Press.
- García Gamallo, A. M. (1997). *La evolución de las cimentaciones en la historia de la arquitectura, desde la prehistoria hasta la primera revolución industrial*. E.T.S. Arquitectura, Departamento de estructuras de edificación .
- García Márquez, A., Ríos Ruiz, A. J., & Zamora Ramírez, G. A. (2018). Solución Fundamental. En A. García Márquez, A. J. Ríos Ruiz, & Z. R. Gerzan Antonio, *EFFECTOS DE INTERACCION DINAMICA SUELO-ESTRUCTURA EN UN EDIFICIO DE LA CIUDAD DE MANAGUA* (págs. 16-19). Managua: Universidad Nacional de Ingeniería.
- García Márquez, A., Ríos Ruiz, A., & Zamora Ramírez, G. (2018). Definición Interacción Suelo Estructura, Métodos de Análisis. En *EFFECTOS DE INTERACCION DINAMICA SUELO-ESTRUCTURA EN UN* (págs. 9-10,19). Managua.
- García Márquez, A., Ríos Ruiz, A., & Zamora Ramírez, G. (2018). Definición Intereacción Suelo Estructura, Métodos de Análisis. En *EFFECTOS DE INTERACCION DINAMICA SUELO-ESTRUCTURA EN UN* (págs. 9-10,19). Managua.
- Gobierno de la ciudad de México. (2020). Interacción Suelo-Estructura. En G. d. México, *Norma Técnica Complementaria para diseño por sismo con comentarios* (págs. 76-85). Ciudad de México.
- Inertial Interaction. (2012). En N. C. Engineering, *Soil-Structure Interaction for Building Structures* (págs. 2-1/2-44). Gaithersburg: U.S. Department of Commerce.
- INETER. (2000). *Instituto Nicaraguense de Estudios Territoriales*. Obtenido de

<https://webserver2.ineter.gob.ni/geofisica/sis/proyectos/micromana/4-AmplificaciondelSuelo-res.htm>

- Jiménez Cordero, N. (2018). *Cimentacion en los edificios de gran altura*. Universidad de Sevilla, Sevilla.
- León Alvarado, J. P. (2011). Antecedentes. En J. P. León Alvarado, *INTERACCION ESTATICA SUELO ESTRUCTURA ANALISIS CON EL METODO DE ELEMENTOS FINITOS* (pág. 5). Cuenca, Ecuador: Universidad Estatal Cuenca.
- Lomeling Peña, M., & Beltrán Guevara, J. H. (2018). *DESARROLLO DE UN MODELO PUNTAL TENSOR APLICADO AL ANÁLISIS Y DISEÑO DE ZAPATAS RÍGIDAS DE PUENTES EN CONCRETO REFORZADO DE ACUERDO CON EL CCP-14*. Bogota D.C.: Universidad Católica de Colombia.
- López Sequeira, C. A., & Molina Baltodano, O. G. (2014). Introducción. En *Análisis del efecto de interacción suelo-estructura en la evaluación de respuesta sísmica de sitio en la zona urbana de la ciudad de Managua, Nicaragua*. (págs. 1, 34-45). Managua: UCA.
- Ministerio de Transporte e Infraestructura. (2007). Artículo 25 Influencia del Suelo y del Periodo del Edificio. En D. G. Urbano, *Reglamento Nacional de la Construcción* (pág. 22). Managua.
- Ministerio de Transporte e Infraestructura. (2007). Método dinámico de Análisis Modal. En *Reglamento Nacional de Construcción* (pág. 31). Managua.
- Montoya, J., & Pinto Vega, F. (2010). *Cimentaciones*. Universidad de los Andes, Facultad de Ingenieria, Merida.
- Nápoles Padrón, E., González Carbonell, R., & Olivares Díaz, E. (2015). Conceptos básicos del Método de los Elementos Finitos. En *Una Introducción al Analisis por Elementos Finitos* (págs. 12-14).

- Serquén, W. R. (2018). Plateas de Cimentación. En W. R. Serquén, *Ingeniería Geotécnica* (págs. 148-154). Lambayeque. Perú.
- Soto, L. D. (2010). Introducción. En L. D. Soto, *HOJAS DE CÁLCULO PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES SOBRE PILOTES*. Santa Clara.
- Urbina Palacios, R. F. (2004). *Guía para el diseño de pilotes*. Universidad de Piura, Departamento de Ingeniería Civil, Piura.