



ESCUELA DE
INGENIERIA
Civil



**ESTADO DEL ARTE DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN
CUALQUIER TIPO DE EDIFICACIÓN.**

**DARWIN ADOLFO PINZÓN PINEDA
ALEXANDER SÁNCHEZ SÁNCHEZ**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
25/10/2012**

ESTADO DEL ARTE DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN
CUALQUIER TIPO DE EDIFICACIÓN.

DARWIN ADOLFO PINZÓN PINEDA
ALEXANDER SÁNCHEZ SÁNCHEZ

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA

2012

ESTADO DEL ARTE DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN
CUALQUIER TIPO DE EDIFICACIÓN.

DARWIN ADOLFO PINZÓN PINEDA
ALEXANDER SÁNCHEZ SÁNCHEZ

TRABAJO DE GRADO MODALIDAD INVESTIGACIÓN
PARA OPTAR AL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL

DIRECTOR:
LUIS ALBERTO CAPACHO SILVA
INGENIERO CIVIL, M. SC.

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICO MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA

2012

A Dios por darme la sabiduría y la fortaleza de haber sacado esta carrera adelante.

A mis padres Diosely Sánchez y María Sánchez, por su apoyo, comprensión, confianza, consejos y enseñanzas brindadas en esta etapa de mi vida.

A mi padrino José Ítalo que en paz descansa por los gratos momentos vividos y enseñanzas dadas durante mi formación como persona.

A mis abuelo José Antonio y con cariño y respeto especial a mi abuela Tránsito Sánchez que en paz descansa en la gloria del señor.

A mis hermanos Pablo, Darwin, Noralba y Elizabeth, por su cariño, apoyo constante y consejos brindados que me ayudaron a salir adelante con los retos y desafíos impuestos en mi casa universitaria.

A mis primos Jesús Evelio y Camilo Antonio, por haber compartido los buenos y malos momentos vividos en mi carrera universitaria.

A mis amigos Crísthian Paredes, Gabriel Galindo, Andrés Estupiñan y Lorena Piñarete, por su lealtad, confianza, consejos, apoyo constante y por los gratos momentos que hemos pasado.

A mis amigos y compañeros por los buenos momentos, su paciencia, confianza y credibilidad.

A. S. S

A Dios por darme sabiduría, paciencia y salud para salir adelante en todo lo que he propuesto para mi vida.

A mis padres María del Carmen Pineda Gómez y Leonardo Pinzón Castro por su paciencia, sus consejos, su confianza y apoyo incondicional durante el transcurrir de mi vida.

A mis hermanos Marly, Sergio y Andrés por el cariño y compañía

A mis abuelos, tíos y primos por los consejos brindados.

A mi tío Rafael Pineda Gómez (Q.E.P.D) por su motivación y cariño brindado en tan corto tiempo.

A aquellas personas especiales que han vivido de una u otra manera junto a mí momentos buenos.

A amigos incondicionales Ariolfo, Hamel, Sergio, Andrés por compartir momentos inolvidables.

A mi compañeros Alexander Sánchez, y demás compañeros de estudio por todo el tiempo compartido.

D.A.P.P

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Industrial de Santander por abrirnos sus puertas, brindarnos el conocimiento y una formación integral.

A la Escuela de Ingeniería Civil, al Claustro de Profesores, auxiliares y demás personas por su paciencia para brindarnos sus conocimientos.

Nuestros sinceros agradecimientos al Ingeniero Luis Alberto Capacho Silva, por ser un guía para la ejecución del presente proyecto, por su paciencia y conocimientos brindados.

A los Ingenieros Vladimir Mercha y Jesús Sánchez, por sus valiosos aportes para que este proyecto fuera una realidad.

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	18
OBJETIVOS.....	20
OBJETIVO GENERAL	20
OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	20
1. ANTECEDENTES.....	21
2. MODELOS DINÁMICOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	25
2.1 MODELO DE WINKLER.....	25
2.2 MODELO DE ZEEVAERT.....	30
2.2.1 Método de flexibilidad	39
2.2.2 Método de rigidez	40
2.2.3 Método de las diferencias finitas.....	40
3. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES CON MURO ESTRUCTURAL Y PLACAS DE CIMENTACIÓN.....	49
3.1 MODELO DINÁMICO D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV.....	53
3.2 MODELO DINÁMICO V.A. ILICHEV.....	56
3.3 MODELO DINÁMICO A.E. SARGSIAN	61
3.4 MODELO DINÁMICO DE LA NORMA RUSA.....	64
4. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES CON ZAPATAS AISLADAS	68
4.5 MODELOS DINÁMICOS DE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA EN ZAPATAS AISLADAS	74
5. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA CONSIDERANDO LA FLEXIBILIDAD DEL SUELO DE FUNDACION EN EL CALCULO SISMICO DE EDIFICIOS ALTOS.....	76
5.1 MODELOS DINÁMICOS PARA CIMENTACIÓN CON PILOTES.....	78
5.2 MODELO DINÁMICO POR LA NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87.....	83
5.3 MODELO V.A. ILICHEV-YU.V. MONGOLOV-V.M SHAEVICH	87

6. PROGRAMAS USUALES EN EL CÁLCULO DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.	94
6.1 PROGRAMA OPENSEES	94
6.2 PROGRAMA FLUSH	96
6.3 PROGRAMA PLAXIS	97
6.4 PROGRAMA PHASE DE ROCSCIENCE:	98
7. AVANCES DE LA NORMA SISMO RESISTENTE COLOMBIANA NSR-10.....	99
CONCLUSIONES	101
BIBLIOGRAFÍA.....	103
ANEXOS.....	105

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: parámetros de N_i en función del ángulo de fricción del suelo (Tomado del libro Cimentaciones y obras en Recalces).....	35
Tabla 2: Coeficiente C_0 en función del tipo de suelo de la base de fundación.....	55
Tabla 3: Coeficientes K según en función del módulo de Poisson tanto para vibraciones verticales como horizontales.....	58
Tabla 4: Coeficientes K según en función del módulo de Poisson tanto para vibraciones verticales como horizontales.....	59
Tabla 5: Coeficiente m^{-1}	65
Tabla 6: Coeficiente de la condición de trabajo del suelo de fundación.....	66
Tabla 7: Resistencia de cálculo del suelo de fundación.....	67
Tabla 8: Resistencia elástica del suelo en la superficie lateral del pilote en el estrato k	86
Tabla 9: Resistencia elástica del suelo en la superficie lateral del pilote en el estrato k	86
Tabla 10: Modulo de deformación E Mpa(kgf/cm ²) para greda arenosa arena arcillosa y arcilla.....	87
Tabla 11: Propiedades de los materiales (perfil arcilloso).....	110
Tabla 12: Comparación de los resultados de los diferentes modelos dinámicos.	112
Tabla 13: Comparación de los resultados de la modelación en Plaxis 2D.....	116
Tabla 14: Comparación de los resultados de los diferentes modelos dinámicos.	128
Tabla 15: Características físico mecánicas del suelo	129
Tabla 16: Comparación de los resultados de los diferentes modelos dinámicos.	135

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Modelo de Winkler	26
Figura 2: Idealización de la estructura de fundación.....	26
Figura 3: Curva Presión-Asentamiento para la obtención del módulo de reacción del terreno.....	28
Figura 4: Modelo de Leonardo Zeevaert.....	32
Figura 5: Vector de asentamientos para carga unitaria	33
Figura 6: Asentamientos totales para un grupo de cargas.....	36
Figura 7: Modelo de Zeevaert. Constantes de resorte equivalentes.....	38
Figura 8: Modelo de péndulo invertido sin peso	42
Figura 9: Modelo barra en voladizo con masas puntuales.....	43
Figura 10: Modelo de losa rectangular.....	44
Figura 11: Modelo de placa deformable, dividida en elementos finitos.....	45
Figura 12: Prolongación del modelo de péndulo invertido	46
Figura 13: Modelo de cuerpo sólido con 6 grados de libertad	47
Figura 14: Placa de espesor constante.....	50
Figura 15: Placa con capitel.....	50
Figura 16: Modelo de zapata aislada	52
Figura 17: Modelo interacción suelo-estructura semi-espacio elástico.....	56
Figura 18: Grados de libertad para el modelo de A. E. Sargsian.....	62
Figura 19: Esquemas de cálculo de las condiciones de fijación de la estructura tipo péndulo invertido: a) esquema tradicional b) esquema considerando la flexibilidad de la base de fundación.....	69
Figura 20: Esquemas de cálculo dinámico para el caso de aproximación de la estructura en el plano	72
Figura 21: Esquema espacial de cálculo de la cimentación tipo zapata aislada....	73
Figura 22: Corte transversal de un grupo de pilotes	77
Figura 23: Esquema de cálculo de la cimentación para la norma rusa.....	80

Figura 24: Esquema de cálculo de la cimentación durante la acción sísmica	81
Figura 25: Modelos de cálculo de cimentación con pilotes para cabezales bajo y alto.....	82
Figura 26: Fuerzas y momentos de C_1, C_2, C_3, C_4	88
Figura 27: Dependencia del coeficiente C_1 respecto a la profundidad de hincado del pilote (1 y 2 corresponden a los valores experimental y teórico).....	89
Figura 28: Coeficientes de $ay\xi, a\varphi\xi, aM\xi, aH\xi, ap\xi$ para pilotes con el extremo inferior libre.	90
Figura 29: Coeficientes de $ayH\xi, a\varphiH\xi, aMH\xi, aHH\xi, apH\xi$ para pilotes con el extremo inferior libre.	91
Figura 30 Coeficientes de $ayM\xi, a\varphiM\xi, aMM\xi, aHM\xi, apM\xi$ para pilotes con el extremo inferior libre.	91
Figura 31: Coeficientes de $ay\xi, a\varphi\xi, aM\xi, aH\xi, ap\xi$ para pilotes con el extremo inferior empotrado en roca o suelo duramente congelado.....	92
Figura 32: Coeficientes de $ayH\xi, a\varphiH\xi, aMH\xi, aHH\xi, apH\xi$ para pilotes con el extremo inferior empotrado en roca o suelo duramente congelado.	92
Figura 33: Coeficientes de $ayM\xi, a\varphiM\xi, aMM\xi, aHM\xi, apM\xi$ para pilotes con el extremo inferior empotrado en roca o suelo duramente congelado.	93
Figura 34 Resultados deformación máxima (perfil arcilloso).....	106
Figura 35 Resultados deformación máxima (perfil arcilloso).....	106
Figura 36 Resultados esfuerzo máximo (perfil arcilloso).	107
Figura 37 Resultados desplazamiento máxima de los pilotes (perfil arcilloso). ...	107
Figura 38 Resultados fuerza axial de los pilotes (perfil arcilloso).....	108
Figura 39 Resultados fuerza cortante de los pilotes (perfil arcilloso).	108
Figura 40 Resultados diagrama de momentos de los pilotes (perfil arcilloso).	109
Figura 41 Resultados deformación máxima (perfil arcilloso).....	113
Figura 42 Resultados deformación máxima (perfil arcilloso).....	113
Figura 43 Resultados esfuerzo máximo (perfil arcilloso).	114
Figura 44 Resultados desplazamiento máxima de los pilotes (perfil arcilloso). ...	114
Figura 45 Resultados fuerza axial de los pilotes (perfil arcilloso).....	115

Figura 46 Resultados fuerza cortante de los pilotes (perfil arcilloso).....	115
Figura 47 Resultados diagrama de momentos de los pilotes (perfil arcilloso).	116
Figura 48: Plano en planta de la distribución de zapatas (unidades en [mm]).	119
Figura 49: Plano en Perfil distribución de zapatas (unidades en [mm]).	120
Figura 50: Plano de cimentación y corte 2-2 (unidades en [mm]).	120
Figura 51: Distribución de los pilotes en plata (unidades en [mm]).	130

RESUMEN

TITULO:

“ESTADO DEL ARTE DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN CUALQUIER TIPO DE EDIFICACIÓN.”

AUTORES:

SÁNCHEZ SÁNCHEZ.ALEXANDER
ADOLFO PINZON PINEDA DARWIN

PALABRAS CLAVES:

Estado del Arte, Interacción, Comparación, Modelos Dinámicos, Estructura, Cimentación, Pilotes, Placas de Cimentación, Programas.

DESCRIPCION:

La interacción suelo-estructura se ha venido estudiando desde años atrás, siendo este un campo de la ingeniería civil el cual une a la Ingeniería Geotécnica con la Ingeniería Estructural. La unificación de estas dos áreas se hace necesaria ya que en todas las estructuras implica que algunos de sus elementos están directamente en contacto con el suelo.

La norma colombiana sismo resistente (NSR-10) tiene en cuenta la interacción suelo-estructura para aquellas estructuras que son esbeltas, pero no tiene una metodología definida de cómo realizar la interacción suelo-estructura, es por ello que al momento de llevar a cabo la planeación de un proyecto en el que se tenga que tener en cuenta este requisito, no se tiene claridad de cómo darle una aplicación correcta.

Para esta investigación se da a conocer un estado del arte de algunos métodos que se pueden encontrar para el cálculo de la interacción suelo – estructura en cualquier tipo de edificación, tomando como una guía principal investigadores como lo es el profesor *Genner Villarreal Castro* (Doctor (PhD) en Ingeniería Sismo-resistente) sirviendo de gran aporte al estudio de esta rama de la ingeniería.

Basándonos en estudios realizados en diversos países encontramos modelos de gran aporte a nivel mundial como lo son el Modelo de Winkler, Modelo de Sievert, Modelo Dinámico D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV, Modelo Dinámico V.A. ILICHEV, Modelo Dinámico A.E. SARGSIAN, Modelo Dinámico de la Norma Rusa, dándonos cada uno de estos un aporte al cálculo de la constante de rigidez o módulo de balastro, la cual servirá como parámetro inicial para un estudio avanzado.

Para el cálculo de la constante de rigidez se debe tener en cuenta el tipo de cimentación a utilizar, entre las cuales se tienen: cimentaciones con zapatas aisladas, placas de cimentación en edificios construidos con muro estructural, cimentación con pilotes para edificios esbeltos, dando a conocer los diferentes métodos de solución dependiendo de la cimentación y del modelo dinámico a usar para encontrar el módulo de rigidez del suelo.

Se mencionan algunos programas los cuales son aplicados para el análisis de la interacción suelo-estructura como: Plaxis, Opensees, Flush, Phase De Rocscience.

* Proyecto de Grado

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Director: Luis Alberto Capacho Silva

ABSTRACT

TITLE:

"STATE OF THE ART SOIL-STRUCTURE INTERACTION BUILDING IN ANY "

AUTHOR:

ALEXANDER SÁNCHEZ SÁNCHEZ.
DARWIN ADOLFO PINZON PINEDA

KEY WORDS:

State of the Art, Interaction, Comparison, Dynamic Models, Structure, Foundations, Piles, Foundation Plates, Programs.

DESCRIPTION:

The soil-structure interaction has been studied for years, this being a civil engineering field which joins the Geotechnical Engineering with Structural Engineering. The unification of these two areas is necessary because all structures involved in some of its elements are directly in contact with the ground.

The Colombian earthquake resistant standard (NSR-10) takes into account the soil-structure interaction for structures that are slim, but it has a defined methodology of how to perform soil-structure interaction, which is why when conducting planning a project that will have to take account of this requirement, it is unclear how to give a proper application.

For this research provides a state of the art of some methods that can be found in the calculation of the soil - structure interaction in any type of building, using as a main guide researchers such as Professor Castro Genner Villarreal (Doctor (PhD) in engineering Earthquake-resistant) serving as a major contribution to the study of this branch of engineering.

Based on studies in various countries find great contribution models worldwide such as the model of Winkler, Sievert Model, Dynamic Model DD Barkan - A.O. Savinov, V.A. Dynamic Model ILICHEV, A.E. Dynamic Model SARGSIAN, Dynamic Model of Russian Standard, giving each of these a contribution to the calculation of the spring constant or ballast module, which will serve as the initial parameter for advanced study.

To calculate the spring constant must be taken into account the kind of foundation used, among which are: foundations with footings, foundation plates in buildings with structural wall, Piling for tall buildings, giving meet various methods depending upon the foundation solution and the dynamic model used to find the shear modulus of the soil.

Are some programs which are applied to the analysis of soil-structure interaction as Plaxis, OpenSees, Flush, Phase Of Rocscience.

*Project of grade

** Faculty of Engineering's Physical Mechanics, School of Civil Engineering, Director: Luis Alberto Capacho Silva

INTRODUCCIÓN

Actualmente la Ingeniería Civil está orientada al cambio de métodos de cálculos más eficientes y detallados, a la búsqueda de nuevas metodologías de análisis para resolver problemas constructivos, los cuales nos conllevan hacia un diseño seguro y económico. Para ello se hace necesario un balance sobre el desarrollo de investigaciones en el área de la interacción suelo-estructura.

Desde el siglo pasado a mediados de los años 50 se han venido estudiado por diversos autores el problema de la interacción suelo-estructura, el interés que ha despertado con lleva a que en la actualidad se tenga una seria de trabajos, modelos matemáticos y softwares que nos ayuda a entender un poco más a fondo como interactúa una estructura “edificación” con el suelo que hace parte de su cimentación, pues es de notar que la interacción suelo-estructura en una rama de la ingeniería civil la cual une a la Ingeniería Geotécnica con la Ingeniería Estructural. La unificación de estas dos áreas se hace necesaria ya que todas las estructuras están directamente en contacto con el suelo. Cuando hay fuerzas externas, como los sismos, se hace evidente que ni los desplazamientos estructurales ni los del suelo son independientes uno del otro.

El proceso en donde la respuesta del suelo influye en el movimiento de la estructura y esta a su vez influye en el movimiento del suelo se podrá denominar como la interacción suelo-estructura. Entonces aparece la necesidad para el campo de la ingeniería civil y especialmente para la Ingeniería Geotécnica y Estructural la investigación de modelos matemáticos y computacionales, enfocadas al estudio y observación científica del comportamiento de la estructura con el suelo, utilizando diversos parámetros que involucrándolos en los estudios dinámicos puedan asemejarse a la realidad de dicho comportamiento, el presente trabajo pretende contribuir con el estado de arte del problema de la interacción

suelo-estructura, mostrando modelos matemáticos, software existentes y los avances que presenta la NSR-10 en Colombia.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Investigación y recopilación de modelos existentes para el estudio del comportamiento de una edificación mediante la interacción con el suelo-estructura.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- ✓ Buscar modelos matemáticos existentes utilizados en el estudio de la interacción suelo- estructura “estado del arte”.
- ✓ Dar a conocer programas computacionales existentes que permitan modelar la interacción de una edificación con el suelo.
- ✓ Documentar en avance de la Norma Sismo Resistente Colombiana NSR-10 referente al análisis de la interacción suelo-estructura.

1. ANTECEDENTES

Uno de los primeros estudios realizados para entender el problema de la interacción suelo-estructura, comenzaron con el modelo de Winkler (1867) enfocado hacia las cimentaciones superficiales.

Reissner (1936) quien analizo la respuesta de una placa circular sobre el semi espacio elástico isotrópico y homogéneo sometido a fuerzas externas armónicas verticales y horizontales. Para ello, supuso una presión de contacto uniforme y utilizo la solución de la carga armónica puntual obtenida por Lamb (1904).

En cuanto a la interacción suelo-estructura propiamente dicha, existen numerosos trabajos, pero los primeros acercamientos a este fenómeno fueron (Jennings y Bielak 1973) y (Veletsos y Meek 1974) quienes realizaron estudios de interacción suelo-estructura con sistemas elásticos con base en la analogía de un oscilador simple equivalente. Para superar la limitación de los sistemas elásticos, se realizaron muchos análisis no-lineales bajo cargas dinámicas y estáticas, la inclusión del comportamiento no lineal del suelo en la interacción sísmica suelo-estructura es un tema que se viene tratando hace varios años (Roesset y Scaletti, 1978), apoyados en los efectos de degradación dinámica del suelo y utilizando modelos lineales equivalentes trataron de introducir los efectos del comportamiento no lineal del suelo en la interacción dinámica suelo-estructura. Claro está que trabajos anteriores a éste, modelaron sistemas simples inelásticos para la respuesta estructural expuesta a cargas sísmicas.

De otro lado es importante mencionar métodos clásicos de análisis como lo son los llamados de subestructura o indirectos propuestos por (Zeevaert 1980), (Roesset 1980), (Wolf 1985), los cuales aborda el problema desarrollando matrices de rigidez tanto de la estructura y su cimentación como del subsuelo,

sumándolas en sus correspondientes grados de libertad, lo que permitió resolver el problema en un solo paso. Estos métodos pueden ofrecer resultados tan precisos como los correspondientes a métodos directos, dependiendo principalmente de la consistencia entre el modelo idealizado para el planteamiento de la solución y el sistema real, y de la representatividad de las propiedades dinámicas que se asignan a la masa de suelo.

En muchas ocasiones, los métodos de sub-estructura idealizan la estructura como un péndulo invertido (una masa concentrada a una determinada altura, conectada a la cimentación por medio de un elemento vertical de determinada rigidez), determinando sus propiedades equivalentes a partir de la estructura real (Agatón y García, 1999) obtuvieron resultados para distintos métodos de subestructura encontrando algunas discrepancias en los resultados para los distintos métodos analizados. Por lo que para analizar los efectos de la interacción suelo-estructura se recomienda emplear el método completo (Métodos directos: todo el sistema suelo-cimentación-estructura es modelado y analizado en un solo paso), los cuales son el otro grupo representativo y quienes poseen gran ventaja en algunas aspectos frente a los primeros, especialmente el hecho de tener en cuenta el sistema suelo-estructura como un medio continuo y la posibilidad de modelar el suelo teniendo en cuenta las estratificaciones.

Para evaluar la interacción suelo-estructura por este vía es necesario resolver un gran número de ecuaciones y es imprescindible la ayuda del computador. Actualmente existe en el mercado una variada gama de programas en interacción suelo estructura, que resuelven el conjunto de ecuaciones por métodos iterativos.

En investigaciones realizadas en la Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín, inicialmente se utilizó el programa FLUSH, desarrollado por el grupo de Ingeniería Geotécnica de Berkeley en California (1976), el cual realiza el análisis en dos direcciones utilizando la herramienta de los elementos finitos, y permite

incluir un ancho equivalente. Este programa tiene en cuenta el comportamiento no lineal del suelo por medio de un sistema lineal equivalente y además presenta la imposibilidad de separación entre el suelo de interfaz con la estructura (Lysmer, Udaka, Tsai y Seed 1975).

Otros programas que evalúa la interacción suelo-estructura como un método directo es el PLAXIS (Versión profesional), el cual modela completamente el sistema y realiza el estudio completo de la interacción, OPENSEES (Open System for Earthquake Engineering Simulation) el cual es utilizado para realizar cualquier tipo de investigación en Ingeniería sísmica y se basa en el método de elementos finitos, específicamente sistemas estructurales y/o geotécnicos sometidos a sismos además posee la capacidad de modelar y analizar la respuesta de sistemas no-lineales tanto estáticos como dinámicos en tres dimensiones usando una amplia variedad de materiales, elementos y algoritmos de solución.

Es de notar que en la actualidad Colombia siendo un país que se encuentra en constante cambio en lo referente al problema de la interacción suelo-estructura no se encuentra datos de que cuente con un programa oficial para realizar modelaciones en Ingeniería sísmica, en gran parte debido a que la práctica corriente generalmente desprecia los efectos de la interacción suelo-estructura, en el diseño y análisis sísmico.

La investigación enfocada a la evaluación de los efectos de interacción suelo-estructura tiene gran campo por desarrollarse; en nuestro país la NSR-10, considera que estos efectos solamente deben ser tenidos en consideración en el diseño de estructuras esbeltas sobre suelos blandos y compresibles en la distribución de esfuerzos y deformaciones bajo losas de fundación ante sollicitaciones de cargas verticales y de fuerzas horizontales.

En Colombia como parte de investigaciones en temas de Interacción suelo-estructura se han realizado trabajos con el objetivo de profundizar en la evaluación de los efectos de interacción dinámica suelo-estructura, analizando casos particulares en la ciudad de Medellín (Agatón y García 1999; Botero, Jaramillo y Rochel 2004) quienes evalúan la variación de las propiedades dinámicas de la estructura que interactúa con el suelo a través de su cimentación basándose en la NSR-98 la cual incluye el capítulo 7 de interacción suelo-estructura, así mismo investigaciones relacionadas al amortiguamiento (Botero 2002) estudios paramétricos (Pineda y Ramírez, 2005), análisis de sensibilidad para software en interacción suelo-estructura (Olarte 2005) estudios enfocados a depósitos de suelos finos blandos (Granados y Puentes, 2001) entre otros.

Por otra parte es de notar las investigaciones y trabajos realizados por el Dr. GENNER VILLAREAL el cual se basa en los modelos dinámicos de (D.D Bargan – O.A. Savinov), (V.A. Llichev), (A.E.Sargsian), (V.A. Ilichev-Yu.V), (Mongolov-V.M. Shaevich) y la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, aplicando dichos modelos en la interacción suelo estructura en diferentes tipos de edificación entre las cuales se tiene edificaciones con zapatas aisladas, edificios altos y edificaciones de albañilería confinada con plateas de cimentación.

2. MODELOS DINÁMICOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

En la actualidad la teoría sísmica está orientada a la precisión de los modelos de cálculo y la consideración de las condiciones reales del trabajo de las construcciones durante los sismos, basándose en el uso de los avances tecnológicos y la informática aplicada. La teoría sísmica está estrechamente relacionada con los problemas prácticos de edificación, nivel técnico de construcción y análisis de estructuras en software especializados para el estudio de la interacción suelo-estructura. La dificultad en la solución de los problemas teóricos y prácticos de construcciones antisísmicas, está basado en la determinación de la información sismológica, diferencias estructurales de las obras, diversas propiedades de los materiales de construcción, estudio de los estados límites de las obras y otros más.

2.1 MODELO DE WINKLER

Para empezar a hablar de los modelos dinámicos de la interacción suelo-estructura se hace necesario empezar en los años 60 del siglo pasado con el modelo de WINKLER Conocido también como “Teoría clásica de la viga sobre fundación elástica”, el modelo de WINKLER (1867) se apoya en la siguiente suposición: Cuando se aplica al suelo una carga distribuida uniformemente sobre alguna área determinada toda el área cargada se asienta una misma cantidad Δ .

El asentamiento será entonces (Figura 1):

$$\Delta = \frac{q}{K_s}$$

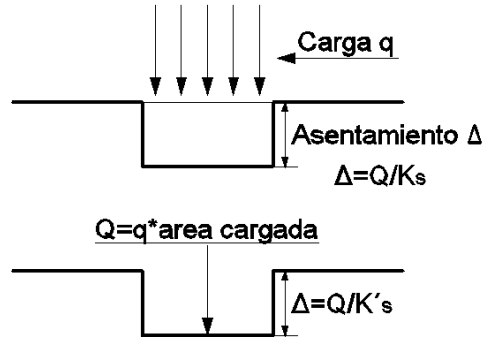
En donde: K_s = Módulo de reacción del subsuelo

Es posible representar el suelo localizado inmediatamente bajo el área cargada mediante un resorte elástico de rigidez K'_s , luego:

$$K'_s = K_s * \text{Area Cargada}$$

$K'_s =$ Constante del resorte equivalente.

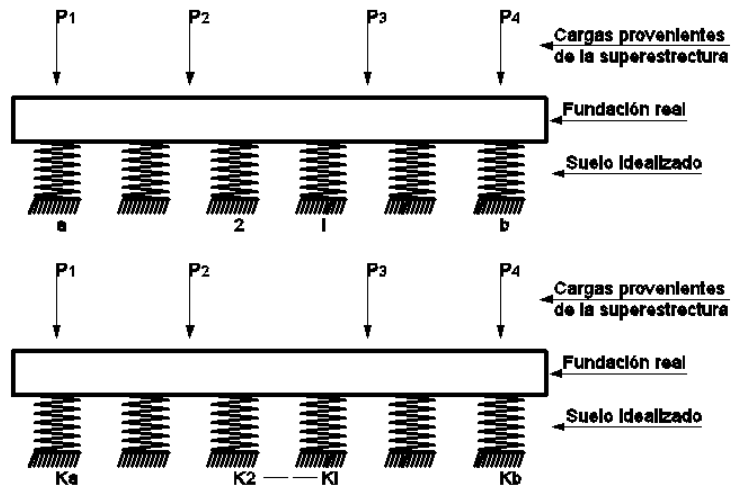
Figura 1: Modelo de Winkler



Fuente: Pérez, 1987.

De esta manera la fundación se analiza como si fuera una viga apoyada sobre resortes con la misma rigidez.

Figura 2: Idealización de la estructura de fundación



Fuente: Pérez, 1987.

El modelo de Winkler corresponde a un modelo mecánico que introduce la respuesta del suelo de soporte en la solución de problemas de interacción suelo-estructura. La formulación matemática puede expresarse como:

$$p = K_0 * y$$

Dónde:

p = Presión que actúa en un punto de la interface fundación-suelo.

y = Deflexión del terreno el mismo punto de la interface fundación-suelo.

K_0 = Módulo de reacción del terreno o coeficiente de balastro. Constante de proporcionalidad, función de la rigidez relativa fundación-suelo.

El comportamiento físico de K_0 se simula mediante resortes suelo independiente, los cuales conforman una “cama de soporte a la estructura”. La solución matemática basada en el modelo de Winkler utiliza la siguiente expresión:

$$K = K_0 * B$$

Dónde:

B = Ancho del elemento de fundación.

La importancia del modelo de Winkler radica en la simplicidad del tratamiento matemático del comportamiento de vigas y placas sobre la fundación modelo. Diferentes investigadores han tabulado y graficado las distintas funciones que utiliza el modelo.

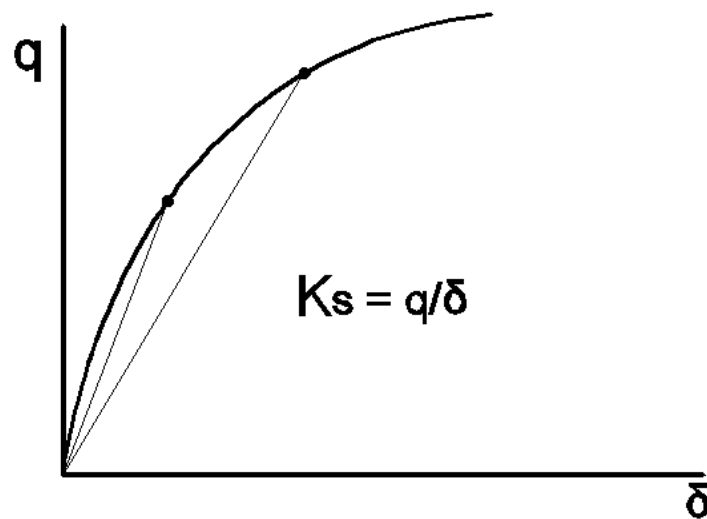
El módulo de reacción K_s depende de la respuesta de la viga o placa por medio de las cuales se aplican las cargas, de manera que no es una propiedad intrínseca del suelo de soporte.

Distintos investigadores han definido una gran cantidad de recomendaciones para obtener el valor de K_s debido a que este módulo depende de las condiciones de

carga y del tipo de material, es decir, depende de la forma, dimensiones, rigidez del elemento cargado, de la dirección de la sollicitación y del tipo de material-suelo.

Una de las maneras de determinar K_s es experimentalmente mediante un ensayo de carga sobre una placa metálica normalizada apoyada en el suelo donde se determinan los asentamientos generados por un incremento de presiones al aumentar la carga en la fundación. Los resultados del ensayo se grafican en una curva de presión-asentamiento (figura. 3).

Figura 3: Curva Presión-Asentamiento para la obtención del módulo de reacción del terreno



Fuente: Pérez, 1987

Por medio de la curva es posible determinar el valor del módulo de reacción del terreno,

$$K_s = \frac{q}{\delta} \qquad \text{Ecuación 1}$$

Dónde:

q = Presión media de contacto suelo-placa

δ = Asentamiento

Generalmente en la práctica, la Ecuación 1 no es lineal debido al comportamiento del suelo, fenómenos locales de plastificación del suelo de soporte, efectos de borde como la concentración de esfuerzos en los suelos cohesivos y el bajo confinamiento en los suelos granulares, los cuales generan una distribución no lineal de presiones de contacto suelo placa.

El modelo se apoya en la mecánica estructural según la cual para una viga prismática se tiene que:

$$M = EI \frac{d^2y}{dx^2}$$

$$V = \frac{dM}{dx}$$

Ecuación 2

$$q = \frac{dV}{dx}$$

Dónde:

M = Momento flector

EI = Rigidez

y =Deflexión

x = Abscisa

V = Fuerza cortante

Según el planteamiento de Winkler, los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones:

$$q = -y * K * B$$

Ecuación 3

Luego,

$$EI \frac{d^4y}{dx^4} + Ky = 0$$

Ecuación 4

Es decir, se obtiene la ecuación diferencial de la viga sobre una fundación elástica, para la cual se tiene como solución general:

$$y = (C_1 \cos(\lambda x) + C_2 \operatorname{sen}(\lambda x))e^{\lambda x} + (C_3 \cos(\lambda x) + C_4 \operatorname{sen}(\lambda x))e^{-\lambda x}$$

Ecuación 5

La cual es función de:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{BK_s}{4EI}}$$

Ecuación 6

Dónde:

λ = Factor de amortiguación del sistema cimiento-suelo de soporte, con dimensión 1/L.

Los resultados obtenidos al utilizar el método de Winkler dependen del valor de λ y en lo que corresponde a fuerzas internas de la fundación el valor de K_s no es muy influyente en los resultados, es decir, su determinación errónea varía menos del 20% en los resultados.

Se ha definido la longitud característica o longitud elástica $1/\lambda$, como una medida de la interacción entre la viga y el suelo de fundación. Su valor es grande cuando la rigidez de la viga es mayor que la del suelo de soporte, y pequeño cuando la rigidez del suelo de soporte es mayor que la de la viga.

2.2 MODELO DE ZEEVAERT

Zeevaert (1980), propone para el análisis de la interacción suelo-estructura con el uso de las leyes físicas para simular el comportamiento de la masa del suelo y el uso de los procedimientos de cálculo estructural para la determinación de las

fuerzas y deformaciones según sean las propiedades del material que compone la estructura de cimentación. El autor integra los elementos que conforman la masa de suelo para obtener precisión en los cálculos y trata entonces la masa del suelo donde se apoya la estructura de cimentación como un medio continuo en el cual la acción en un punto 1 influye sobre un punto n.

Aunque Zeevaert plantea que el suelo es elastoplástico y viscoso, menciona que la estimación de los esfuerzos en la masa del suelo se logra utilizando la Teoría de la Elasticidad, o alguna variante de esta. Además propone efectuar varios ciclos de cálculo utilizando las propiedades mecánicas de esfuerzo-deformación del suelo hasta que se de la compatibilidad de esfuerzos y deformaciones.

Es necesario conocer la geometría y las propiedades de los diferentes elementos en el análisis interacción suelo-estructura debido a la importancia de la rigidez de la estructura de cimentación y al aporte de la superestructura a esa rigidez. Zeevaert (1975), afirma que el módulo de deformación unitaria del concreto armado aumenta con el tiempo y que solo después de haberse construido la estructura se estabilizan las deformaciones plasto-viscosas del concreto al igual que la configuración. Respecto al suelo, principalmente donde se presentan propiedades dependientes del tiempo como en los suelos finos y saturados, se tiene una variación en los esfuerzos de contacto (también dependientes del tiempo) lo cual modifica los elementos de estabilidad de la estructura de cimentación, además los módulos de deformación del suelo son diferentes para procesos de cargas estáticas (cargas verticales) o dinámicas –sismos- (Pérez, 1987). Es necesario entonces, conocer la estratigrafía del lugar y las condiciones hidráulicas para conocer las probables variaciones de las propiedades mecánicas en el futuro. Como mínimo, se deben conocer las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo para cada uno de los estratos afectados por la interacción suelo-estructura. Zeevaert recomienda realizar dos análisis independientes

debidos a la variación del módulo elástico del concreto y diseñar la fundación para la situación más desfavorable que resulte de los dos análisis:

- Al terminarse la construcción.

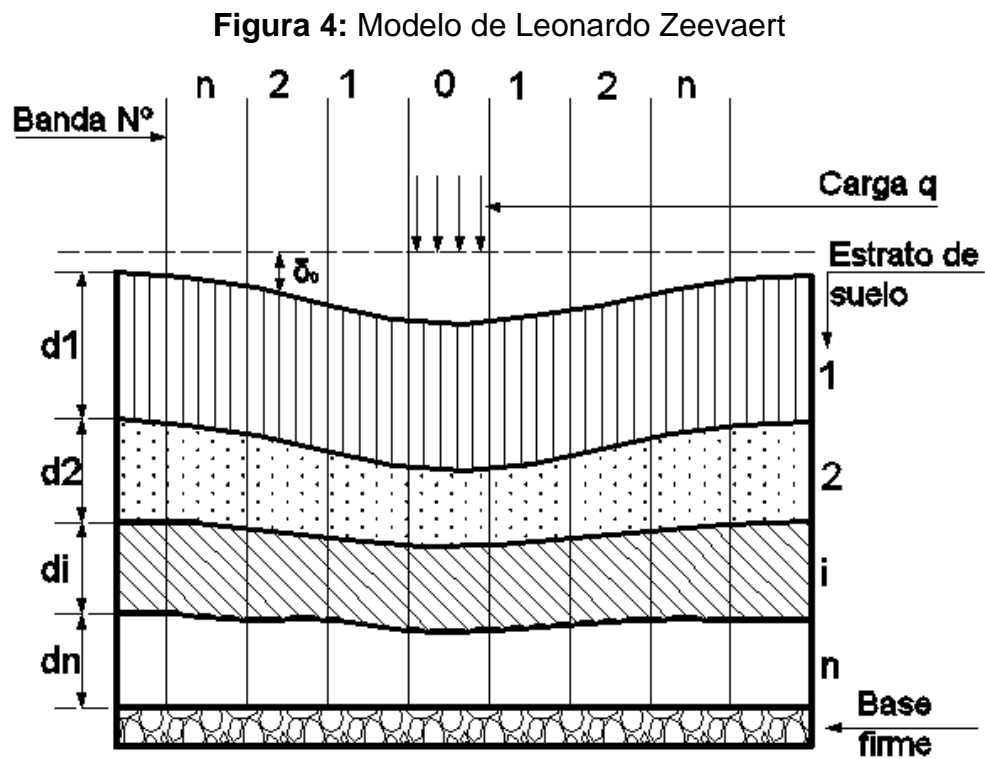
$$E = \frac{1}{2} E_c$$

- A largo plazo.

$$E = \frac{1}{3} E_c$$

Dónde:

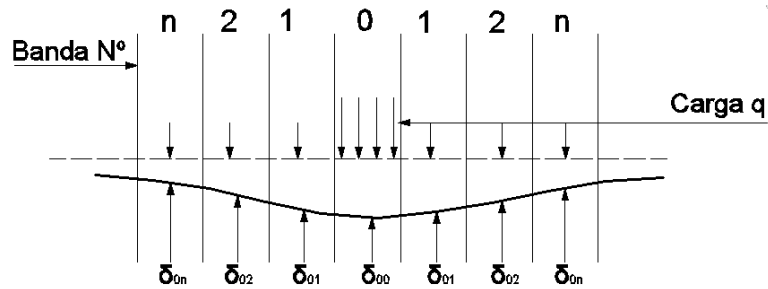
E_c = módulo elástico del concreto para cargas de corta duración. El valor de E_c puede ser consultado en la NSR-10.



Fuente: Pérez, 1987.

Los asentamientos producidos cuando se aplica una carga unitaria distribuida sobre una banda (banda #0) se agrupan en un vector, denominado *vector de asentamientos unitarios del terreno* (ver Figura 5).

Figura 5: Vector de asentamientos para carga unitaria



Fuente: Pérez, 1987.

$$\delta_0 = \begin{bmatrix} \delta_{0n} \\ \delta_{02} \\ \delta_{01} \\ \delta_{00} \\ \delta_{01} \\ \delta_{02} \\ \delta_{0n} \end{bmatrix}$$

La carga unitaria produce asentamientos en los estratos los cuales se reflejan en el asentamiento producido en la superficie. Se tiene entonces, que para la banda #n de la Figura 4, el estrato de suelo #i contribuye con un asentamiento igual a.

$$M_{zi} * \Delta G_{ni} * d_i$$

Ecuación 7

ΔG_{ji} = Esfuerzo promedio, adicional al que existía previamente en el suelo, producto de la carga unitaria q en el estrato #i, banda #n (ver Figura 4).

d_i = Espesor del estrato #i.

M_{zi} = Módulo promedio de deformación unitaria del estrato considerado (en este caso #i en la Figura 4).

Además, se tiene que:

$$M_{zi} = \frac{\epsilon_i - \epsilon_s}{\sigma_i - \sigma_s} = \tan \phi$$

Ecuación 8

Dónde:

σ_i = Esfuerzo en el borde inferior del estrato #i, producido por el peso del suelo y por la carga q.

σ_s = Esfuerzo en el borde superior del estrato #i, producido por el peso del suelo y por la carga q.

ϵ_i = Deformación unitaria producida en el borde inferior del estrato #i.

ϵ_s = Deformación unitaria producida en el borde superior del estrato #i.

Se tiene entonces que la deformación unitaria del estrato #i, banda #n, se puede representar por medio de la expresión matemática:

$$\epsilon_i - \epsilon_s = M_{zi}(\sigma_i - \sigma_s)$$

$$\epsilon_i - \epsilon_s = M_{zi} * \Delta\sigma_{ni}$$

Luego, la deformación total bajo la banda #n, debido al aporte del estrato #i de espesor d_i será entonces:

$$d_i(\epsilon_i - \epsilon_s) = d_i * M_{zi} * \Delta\sigma_{ni}$$

M_{zi} se determina experimentalmente $\Delta\sigma_{ni}$ corresponde al incremento de esfuerzos en la banda #n, estrato #i y se calcula a partir de las fórmulas de Frohlich, las cuales involucran un parámetro de distribución de esfuerzos x.

Fórmula de Frohlich:

$$q = \frac{\pi(\gamma h + C \cot g(\theta))}{\cot g(\theta) - \left(\frac{\pi}{2} - \theta\right)}$$

Dónde:

q = Esfuerzo admisible debajo de la cimentación.

γ = Peso específico del suelo.

h = altura de la cimentación.

C = Cohesión.

θ = Angulo de rozamiento interno del suelo.

Cuando el estrato de suelo es arena la ecuación se simplifica pues la cohesión del suelo tiende a cero.

$$q = \gamma h N_i \quad \text{con} \quad N_i = 1 + \frac{\pi}{\cot(\theta) - \left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right)}$$

En este caso el esfuerzo admisible resulta proporcionalmente a la profundidad y al peso específico del suelo, mientras que el parámetro N_i lo obtenemos en la tabla 1 en función del ángulo de rozamiento interno del suelo θ .

Tabla 1: parámetros de N_i en función del ángulo de fricción del suelo (Tomado del libro Cimentaciones y obras en Recalces)

θ	10	15	20	25	30	35	40	45
N_i	1.73	2.29	3.06	4.11	5.58	7.71	10.85	15.64

Fuente: Interacción suelo-estructura en edificios altos

Δ_{ni} es función de:

- La posición de la banda #n respecto a la banda cargada.
- La profundidad del estrato #i.
- Las dimensiones de la banda cargada.
- El parámetro x (función de la estratificación).

Es posible expresar el asentamiento δ_{0n} total bajo la banda #n, debido a carga unitaria sobre la banda #0, como:

$$\delta_{0n} = \sum_{i=1}^{i=N} M_{zi} * \Delta\sigma_{ni} * di$$

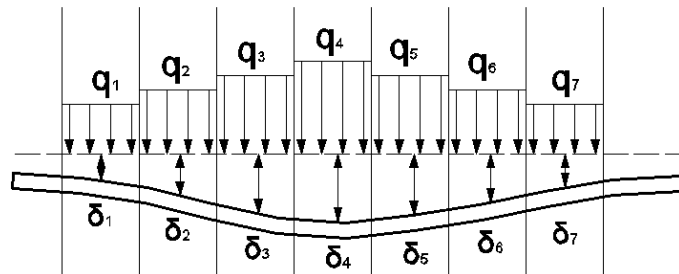
Ecuación 9

Con N igual al número de estratos considerados.

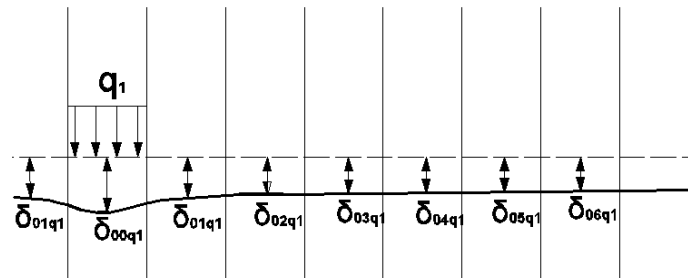
Al cargar simultáneamente varias bandas de la superficie con cargas $q_1, q_2, q_3,$ etc, se pueden obtener los asentamientos totales $\delta_1, \delta_2, \delta_3,$ etc. por superposición, utilizando Ecuación 9 (ver Figura 6).

Figura 6: Asentamientos totales para un grupo de cargas

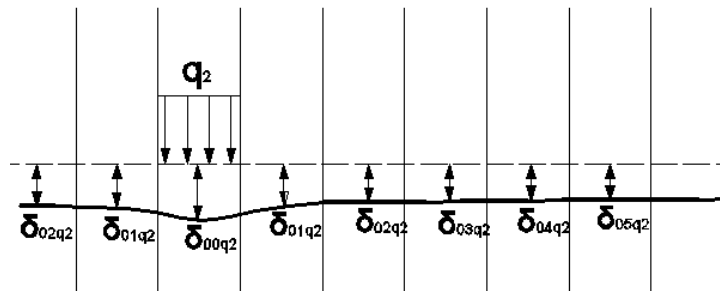
Asentamientos totales



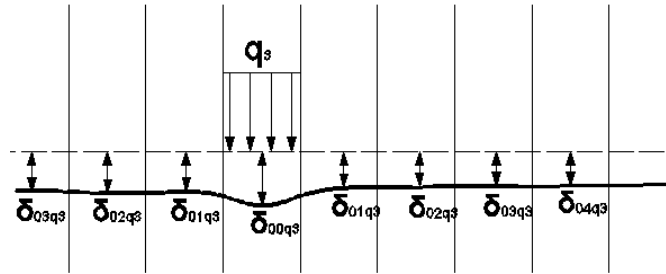
Asentamientos debidos a la carga q_1



Asentamientos debidos a la carga q_2



Asentamientos debidos a la carga q3



Fuente: Interacción suelo-estructura en edificios altos

$$\delta_1 = \delta_{00q1} + \delta_{01q2} + \delta_{02q3} + \delta_{03q4} \dots \dots$$

$$\delta_2 = \delta_{01q1} + \delta_{00q2} + \delta_{01q3} + \delta_{02q4} \dots \dots$$

$$\delta_3 = \delta_{02q1} + \delta_{01q2} + \delta_{00q3} + \delta_{01q4} \dots \dots etc.$$

Si la carga \$q_1\$ de la banda #1 actúa sola, produce asentamientos de valor \$\delta_{00q1}\$ debajo de ella, \$\delta_{01q1}\$ bajo las bandas inmediatamente adyacentes, \$\delta_{02q1}\$ bajo las bandas que siguen, etc. De igual manera, si la carga \$q_2\$ de la banda #2 actúa sola produce asentamientos \$\delta_{00q2}\$ debajo de ella, \$\delta_{01q2}\$ bajo las bandas inmediatamente adyacentes, \$\delta_{02q2}\$ bajo las bandas que siguen, etc. Este efecto se repite para cada una de las diferentes bandas de la superficie (Pérez, 1987).

A continuación se expresa matemáticamente el efecto total, el cual se logra por superposición:

$$\delta_1 = \delta_{00q1} + \delta_{01q2} + \delta_{02q3} + \delta_{03q4} \dots \dots$$

$$\delta_2 = \delta_{01q1} + \delta_{00q2} + \delta_{01q3} + \delta_{02q4} \dots \dots$$

$$\delta_3 = \delta_{02q1} + \delta_{01q2} + \delta_{00q3} + \delta_{01q4} \dots \dots$$

Etcétera

Ecuación 10

El comportamiento del suelo puede idealizarse como una serie de resortes de rigidez variable (ver Figura 7).

$$K_1 = \frac{q_1 * a}{\delta_1} = \frac{Q_1}{\delta_1}$$

$$K_2 = \frac{q_2 * a}{\delta_2} = \frac{Q_2}{\delta_2}$$

Ecuación 11

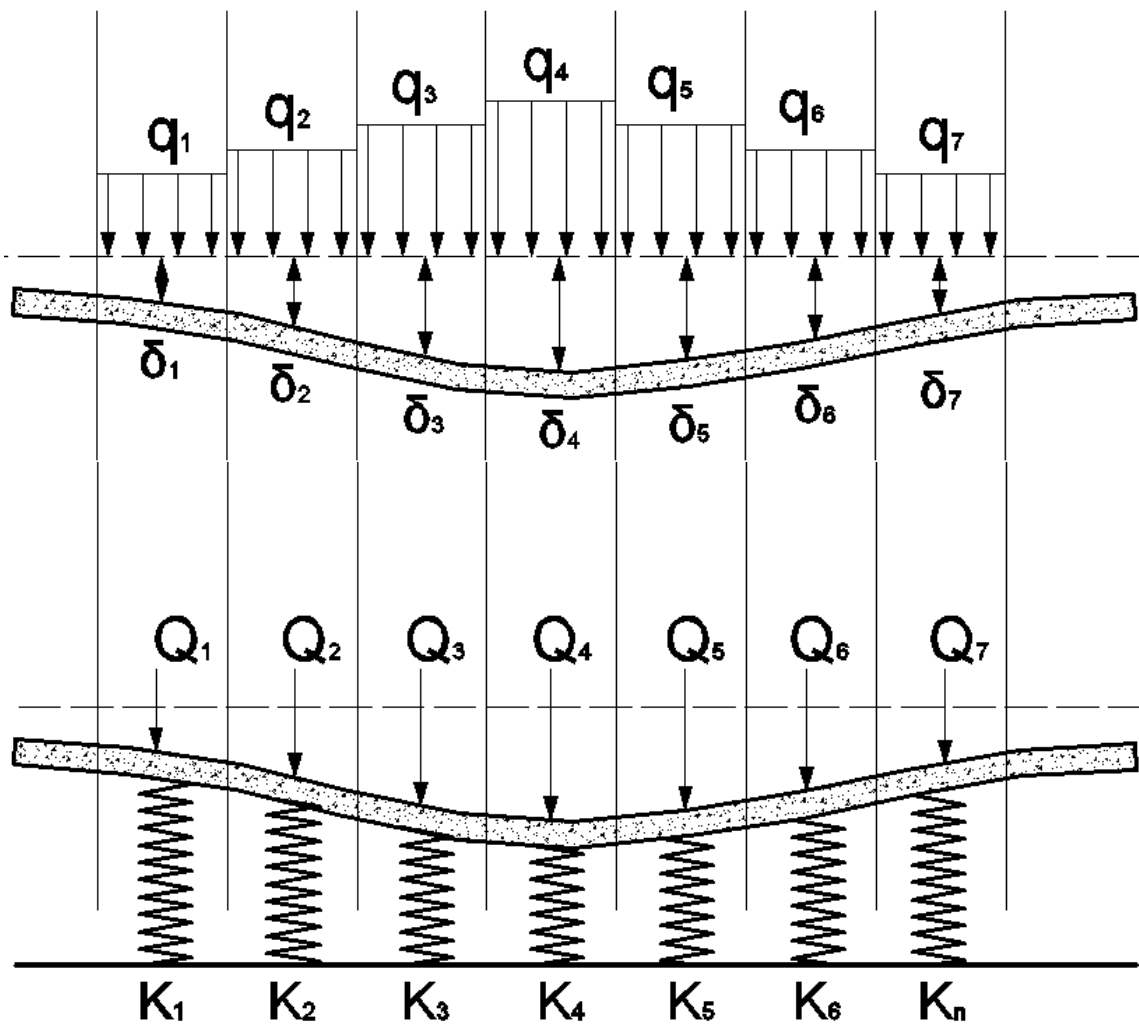
$$K_3 = \frac{q_3 * a}{\delta_3} = \frac{Q_3}{\delta_3}$$

Etcétera

Dónde:

a = Área bajo la banda

Figura 7: Modelo de Zeevaert. Constantes de resorte equivalentes



Fuente: Interacción suelo-estructura en edificios altos

$$K_1 = \frac{Q_1}{\delta_1}; K_2 = \frac{Q_2}{\delta_2}; etc.$$

Aunque no se conocen los valores de las constantes de resorte equivalentes, si se dispone de las relaciones carga-deformación, es decir, se conoce el vector de asentamientos unitarios del terreno, de manera que es posible con esta información obtener el valor de las constantes de resorte equivalente.

Al utilizar el método de Zeevaert se obtienen resultados más próximos a la realidad en comparación con el método de Winkler. La razón principal consiste en que el método de Zeevaert es más general y permite utilizar los otros 2 métodos como casos particulares.

La solución del análisis de interacción suelo estructura puede hacerse para el método de Zeevaert empleando el método de flexibilidad, el método de rigidez o el método de diferencias finitas.

2.2.1 Método de flexibilidad

Las incógnitas son las reacciones del terreno sobre la estructura de la fundación (Q_i). Se consideran cargas concentradas, aplicadas en cada centro de las bandas, correspondientes al producto del área de la banda por su presión de contacto.

Después de seleccionar la estructura primaria como una viga simplemente apoyada en los dos “resortes extremos”, se calculan las deformaciones producidas por las cargas de la superestructura Δ_{oi} y las deformaciones en la estructura primaria producto de cargas hiperestáticas unitarias $Q_i = 1$. Luego se agrupan ecuaciones simultáneas con el fin de satisfacer las condiciones de compatibilidad de las deformaciones producto de las cargas externas e hiperestáticas que actúan simultáneamente. Al solucionar este sistema de ecuaciones se obtienen las reacciones bajo cada una de las bandas y con estas reacciones es posible

calcular las presiones de contacto, asentamientos y fuerzas internas de la fundación.

2.2.2 Método de rigidez

Se seleccionan los centros o “nudos” de cada una de las bandas y como incógnitas los desplazamientos verticales y giros de cada nudo. Los nudos son fijos a desplazamiento vertical y a rotación, de manera que es posible calcular las “fuerzas de empotramiento” producidas por las cargas de la superestructura. Posteriormente, se aplican asentamientos y giros unitarios en cada nudo por separado, manteniendo fijos los nudos restantes, para calcular de esta manera las fuerzas de reacción que resultan para cada uno de los nudos. Luego, se establecen las condiciones de equilibrio para cada nudo entre las reacciones producidas por la carga de la superestructura y por las deformaciones unitarias. Al solucionar el sistema de ecuaciones resultantes se pueden calcular las deformaciones (asentamientos y giros en la estructura de la cimentación) y con estas, obtener las fuerzas internas, las reacciones, las presiones de contacto, etc.

2.2.3 Método de las diferencias finitas

La curva de deformaciones elásticas de la viga se reemplaza por un polígono con el fin de expresar de manera aproximada las primeras y segundas derivadas de la curva elástica en función de las ordenadas del polígono y a partir de la relación básica para flexión de vigas:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{EI}$$

Se plantea para cada punto ecuaciones lineales y la solución simultánea de éstas permite conocer las deformaciones y de allí las fuerzas internas de la viga (Pérez, 1987).

Es importante anotar, que este método requiere considerar un menor ancho de las bandas y resolver una mayor cantidad de ecuaciones en comparación con los métodos de flexibilidad y rigidez para lograr resultados de mayor precisión.

2.3 OTROS MODELOS DINÁMICOS APLICADOS A LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

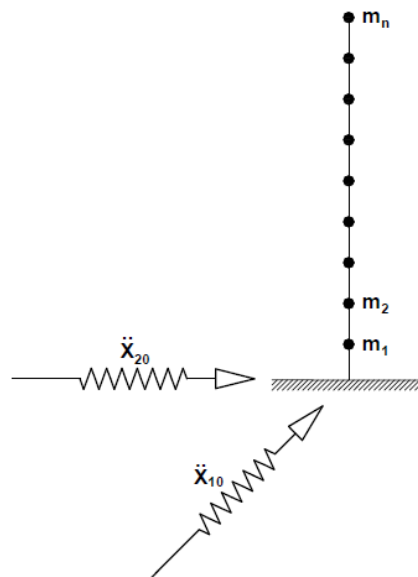
Cuando el suelo es sometido a un incremento de esfuerzos sufre deformaciones horizontales, normales y cortantes. Las cargas que transmite la cimentación dan lugar a desplazamientos totales y diferenciales en la interface de la estructura de cimentación y el suelo. La estructura de la cimentación en conjunto con las cargas que actúan sobre ella y las reacciones que ocurren en el suelo están sujetas a una configuración similar a la que el suelo adoptaría como producto de las reacciones que este aporta a la estructura de cimentación para su equilibrio. La configuración de esfuerzos y deformaciones en la superficie de contacto depende de la rigidez de la estructura, de la rigidez de la cimentación, la deformabilidad del suelo y la distribución de cargas aplicadas sobre la estructura de la cimentación.

No obstante si al realizar una recopilación de información que involucren diferentes países en el mundo, se puede observar que los modelos de cálculo considerados son muy diversos, tanto es que en el proceso de la investigación algunos los países desarrollados y aquellos en vía de desarrollo implementan diferentes técnicas para dar solución al problema de la interacción suelo-estructura.

Los trabajos presentados por diferentes autores y científicos acerca del cálculo sísmico de edificaciones, así como temas de interacción suelo-estructura, en la séptima conferencia Europea de Ingeniería Sísmica la cual fue desarrollada en Atenas Grecia en el año de 1982 se presentan como una estimación del desarrollo investigativo con el fin de dar una excelente solución al tema en estudio.

En las normas de Rusia, EEUU y de otros países se usa el modelo de péndulo invertido sin peso, con masas puntuales a nivel de entrepisos y empotrado en la base (suelo), el cual puede comunicar a la estructura la acción sísmica externa en dos direcciones mutuamente perpendiculares X_{10} , X_{20} (figura 8). Se tiene como concepto que la interacción suelo-estructura es un modelo donde se considera la base de la estructura como flexible por este motivo podemos considerar que este modelo presenta las siguientes insuficiencias: se pierde la posibilidad de descripción de diversos efectos dinámicos del trabajo real de la estructura; no se muestra el sentido físico de la interacción suelo-estructura. Debido a las deformaciones y desplazamientos del suelo que interactúa con la estructura, así como debido a la deformación de los primeros niveles de ciertas construcciones, la acción sísmica que está sometido la estructura se diferencia del movimiento sísmico del suelo.

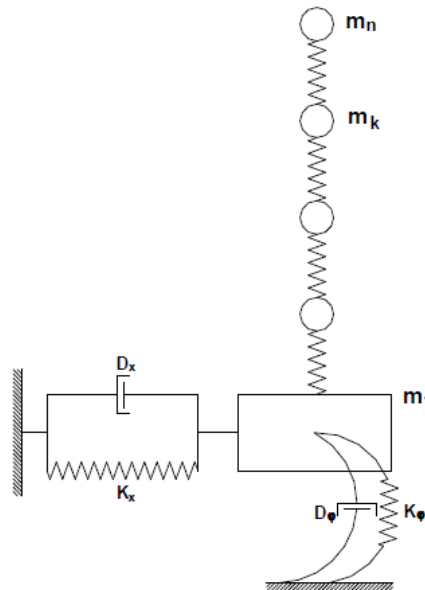
Figura 8: Modelo de péndulo invertido sin peso



Fuente: Interacción suelo-estructura en edificios altos

Rayanna B., Munirudrappa N. de India en su conferencia presentada orienta el análisis de interacción del suelo-estructura con un edificio de varios niveles ante la acción sísmica. El esquema de cálculo del edificio se eligió como una barra en voladizo con masas puntuales m_k , m_n ubicadas en los entrepisos en su centro de gravedad. Modelo la base (m_1) masa del estrato, en que se apoya la estructura pero en general se entiende que ante la acción sísmica, la base (m_1) realiza desplazamientos horizontales y giros (figura 9), se observa que los desplazamientos que pudiese ocurrir en este modelo relaciona un poco más el problema de la interacción suelo-estructura pues los desplazamientos realizados sería en conjunto “suelo y estructura” donde se movería una gran masa de suelo la cual representa la cimentación de la edificación junto con la estructura lo cual se considera como un sistema flexible. El amortiguamiento, tanto en el edificio, como en el suelo se considera por hipótesis equivalentes de resistencia viscosa. Tal tipo de modelo de cálculo es análogo al de la figura. 8, aunque en cierto modo muestra la esencia física del trabajo de la estructura con el suelo de fundación.

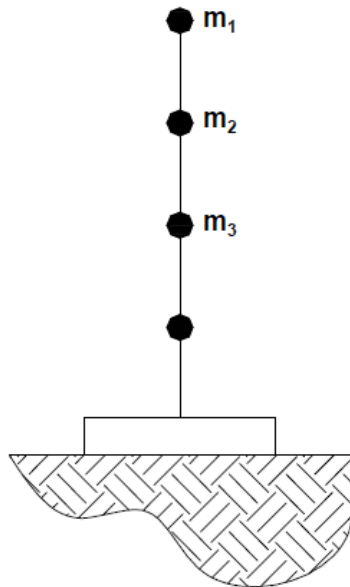
Figura 9: Modelo barra en voladizo con masas puntuales



Fuente: Interacción suelo-estructura en edificios altos

En la conferencia presentada por Kobori T. y otros (Japón), plantea un sistema en forma de losa rectangular la cual es considerada como la base de fundación de la estructura, igual que en los modelos anteriores se tiene que la estructura sería modelada en forma de empotramiento, no obstante si consideramos el modelo para el problema de la interacción suelo-estructura la losa de cimentación se desplazaría por el suelo en movimientos horizontales y gira alrededor del plano vertical, así como parcialmente se puede despegar de la superficie del terreno, no se observa en forma clara la esencia de la interacción suelo-estructura debido a que no se observa como interactúa el sistema de la estructura “edificio” con el suelo, tampoco se ve reflejado el amortiguamiento que el suelo o la base de fundación proporcionaría.

Figura 10: Modelo de losa rectangular



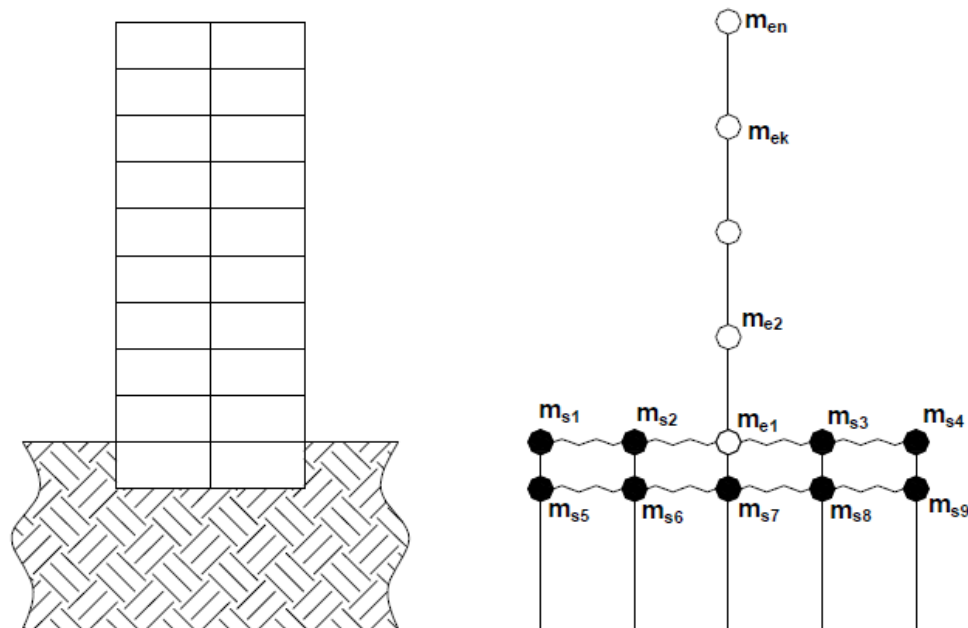
Fuente: Interacción suelo-estructura en edificios altos

Birulia D.N. de Rusia, realizó un trabajo donde considera la interacción suelo-estructura utilizando el método de elementos finitos, el cual es muy utilizado en la actualidad para resolver problemas complejos y empleados por algunos programas como SAP 2000, PLAXIS, entre otros conocidos en nuestro medio.

Las investigaciones realizadas por Birulia D. N. fueron enfocadas a las reacciones dinámicas de una edificación rígida (edificio multifamiliar de grandes paneles), considerando la interacción suelo-estructura. La edificación se modeló en forma de una placa deformable, dividida en elementos finitos, en cuyos nudos se concentraron masas puntuales (problema lineal geométrico). La base de fundación se modeló en forma análoga a una losa. Ambas estructuras se unieron elásticamente (figura 11), siendo sometidas a la acción sísmica aproximada de una parte del acelerograma S69°E del sismo Taft (California, 1952).

Como resultado de la investigación se llegó a lo siguiente: los desplazamientos del sistema se determinaron en base a los desplazamientos dinámicos del suelo (el desplazamiento de la estructura resultó en un grado menor); las vibraciones de la placa, con que se modeló la superestructura tiene la forma de planos paralelos en el plano vertical.

Figura 11: Modelo de placa deformable, dividida en elementos finitos

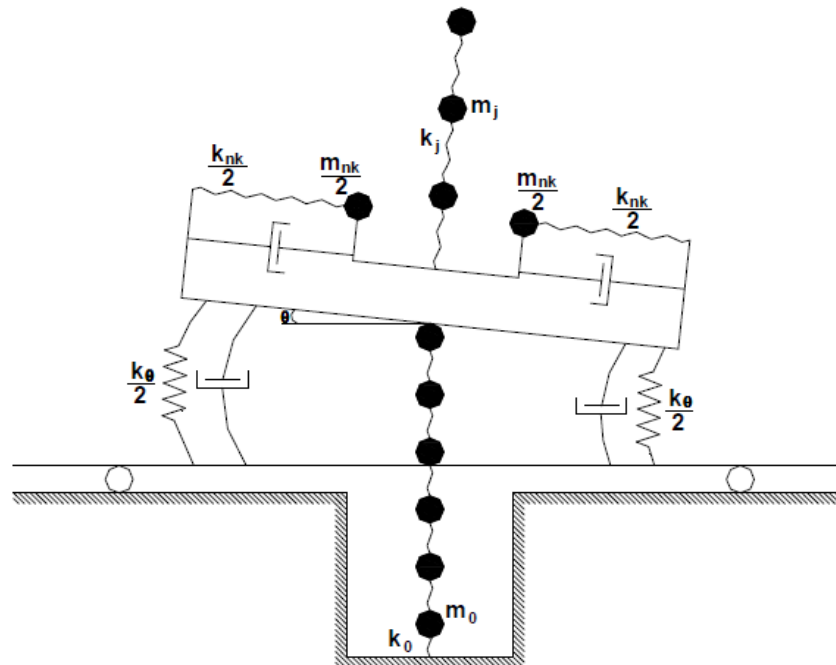


Fuente: Interacción suelo-estructura en edificios altos

En el trabajo de Ukleba D.K. (Uzbekistán) propuso un modelo de cálculo, que considera la deformación conjunta elasto-plástica de la estructura y el suelo de fundación ante la acción sísmica. Se denomina genérico a este tipo de modelos y viene a ser la prolongación del desarrollo del modelo de péndulo invertido con masas puntuales.

Este modelo en cierto modo considera los desplazamientos horizontales y rotacionales del estrato de suelo, relacionando un poco el problema de la interacción suelo-estructura igualmente se observa que considera la flexibilidad que tiene la base de fundación.

Figura 12: Prolongación del modelo de péndulo invertido

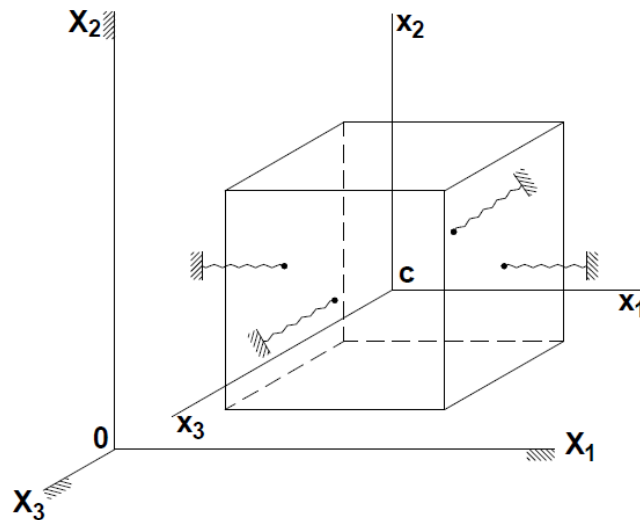


Fuente: Interacción suelo-estructura en edificios altos

Los trabajos de Nikolaenko N. A. y Nazarov Yu. P, se consideran como un nuevo paso en la creación de nuevos modelos de cálculo. Ellos propusieron como base del modelo de cálculo un cuerpo sólido con 6 grados de libertad (figura 13). Tal

propuesta describe claramente las vibraciones de desplazamiento y giro, así como los efectos dinámicos del trabajo espacial de la estructura. Por ejemplo, los desplazamientos finitos y ángulos de giro (no-linealidad geométrica) no son artificios, sino que se obtienen por el movimiento del mismo modelo. Basándonos en dicho modelo de cálculo, se puede describir en forma unificada el movimiento de la estructura, considerando o no el desplazamiento del suelo de fundación.

Figura 13: Modelo de cuerpo sólido con 6 grados de libertad



Fuente: Interacción suelo-estructura en edificios altos

El problema de la consideración de las propiedades del suelo en el cálculo de edificios ante la acción sísmica, tiene como objetivo la determinación de las perturbaciones cinemáticas sísmicas, que surgen consecuentemente en la edificación.

La interacción suelo-estructura, se resuelve, fundamentalmente introduciendo los coeficientes de rigidez del suelo en las direcciones horizontal, vertical y giros respecto a los mismos ejes. La modernización de los métodos de cálculo de

interacción suelo-estructura está dada por la consideración inercial del suelo de fundación, esto es por la masa del suelo unido a la edificación.

Las investigaciones y desarrollo de la Mecánica de Suelos significaron una etapa importante en la solución de los problemas genéricos de interacción suelo-estructura, como es conocido, los métodos de cálculo de cimentaciones, está basado en la teoría de elasticidad y teoría de medios continuos, uno de los principales problemas de la Mecánica de Suelos, estudiada por los científicos, fueron: a) Uso de la teoría de la elasticidad en el cálculo de cimentaciones; b) Investigación del trabajo conjunto de la edificación y el suelo comprimido.

3. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES CON MURO ESTRUCTURAL Y PLACAS DE CIMENTACIÓN

Las placas de cimentación se utilizan cuando las cargas son demasiado elevadas o cuando resultan excesivamente bajas. Esta consta de una losa de hormigón armado apoyada en el terreno reforzada con vigas perimetrales y vigas bajo de los muros portantes.

Los edificios al apoyarlos sobre los suelos, le transmiten todas las cargas que generan y los hacen mediante estructuras de transmisión que son las cimentaciones. Para definir las cimentaciones como parte de los edificios que deben cumplir la función estricta de soportar las cargas y distribuir las de la manera más adecuada y en la profundidad necesaria, para que el suelo pueda soportarla sin fatiga excesiva durante toda la vida de la obra.

Resulta imposible resolver los diversos problemas de la ingeniería sísmica sin la elaboración fundamentada de los modelos físicos aproximados de las estructuras, con lo cual se propone la elección del tipo de modelo de interacción y el modelo estructural, los cuales están íntegramente relacionados. La principal exigencia para estos modelos es su aproximación cercana con la realidad.

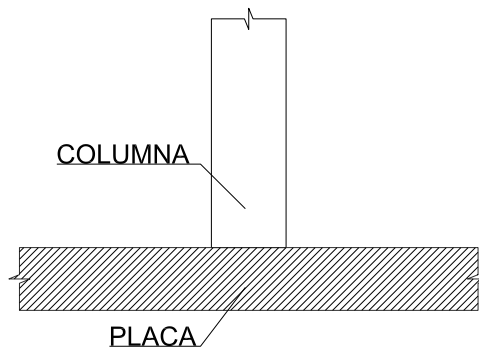
Para el desarrollo de las placas de cimentación encontramos que es un elemento estructural de concreto armado que tiene una gran área en planta con respecto a su sección transversal y que soporta cargas normales a su plano, empleando una superficie de apoyo continua tratando de transmitir presiones uniformes al terreno de apoyo que generalmente es blando.

Cuando son insuficientes otros tipos de cimentación o se prevean asentamientos diferenciales en el terreno, aplicamos la placa de cimentación. En general, cuando

la superficie de cimentación mediante zapatas aisladas o corridas es superior al 75% de la superficie total del terreno, es conveniente el estudio de una placa de cimentación. También es frecuente su utilización cuando la esfuerzo admisible del terreno es menor de 0.8 kg/cm^2 .

Existen diferentes tipos de placas de cimentación, entre las principales tenemos:
Placas de espesor constante

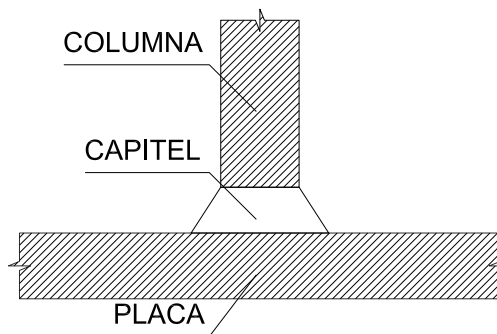
Figura 14: Placa de espesor constante



FUENTE: www.adrformacion.com

Placas con capiteles

Figura 15: Placa con capitel



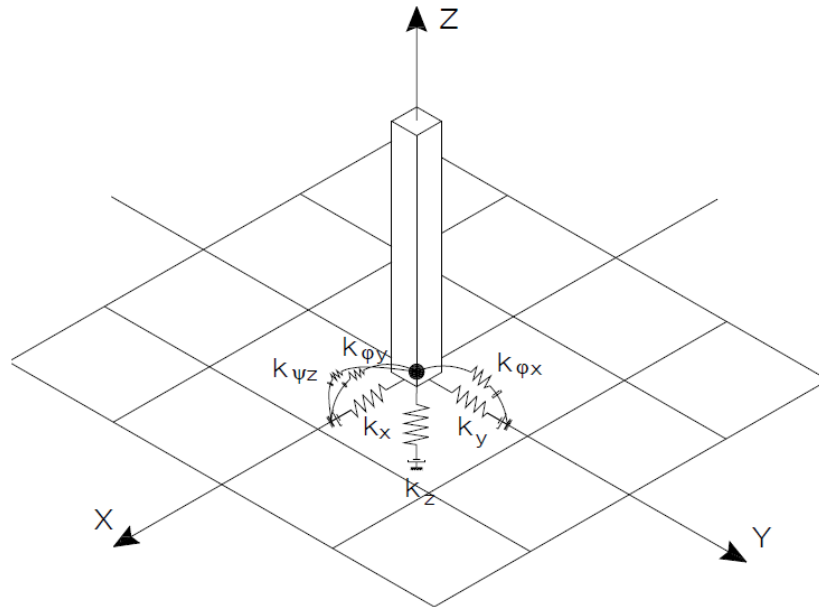
FUENTE: www.adrformacion.com

La formulación tradicional del cálculo de edificaciones, considerando el empotramiento perfecto de las columnas con las cimentaciones, nos lleva a la

necesidad de una descripción más detallada de las condiciones de fijación de los apoyos de la edificación, esto es, a una formulación correcta de las condiciones de frontera, si se habla acerca de la formulación del problema de cálculo de la edificación dentro del campo de la mecánica de cuerpo sólido, pero pasando al campo de un análisis integro de la edificación. El suelo de fundación donde está apoyada la estructura tiene una participación importante, por lo cual tendríamos que realizar un análisis considerando la interacción en forma dinámica, definiendo rigideces para los seis grados de libertad a la cual está sometida la estructura. Para ello, existen diversos modelos dinámicos aplicados para diferentes tipos de cimentación. Para el caso de placas, se tiene los modelos dinámicos de D.D. BARKAN - O.A. SAVINOV, V.A. ILICHEV, A.E. SARGSIAN y LA NORMA RUSA, los cuales son aplicados para placas de cimentación.

En la figura 16, se presenta el modelo de una zapata aislada donde en el centroide de la misma se concentran las rigideces para cada grado de libertad con su respectivo amortiguador. Estas rigideces deben estar en función del área que se está analizando y la malla, que va a ser la idealización del área de la zapata, la cual debe ser rígida, despreciando la flexión de la misma.

Figura 16: Modelo de zapata aislada



Fuente: Interacción suelo-estructura en edificaciones de albañilería confinada con placas de cimentación.

El modelo es válido ya que se tiene en cuenta las vibraciones verticales, horizontales y rotacionales. Para modelar la placa de cimentación los autores tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones:

- La placa de cimentación estará representada por una malla rígida. La división de la malla será de acuerdo a la estructuración, teniendo en cuenta que todo elemento vertical debe estar intersectándose con el enmallado.
- En el centroide de la placa de cimentación se va a concentrar las masas en todas las direcciones obtenidas del cálculo.
- En el centroide de la placa de cimentación se va a concentrar las rigideces y los amortiguamientos.

Luego de establecer las consideraciones para la placa de cimentación tomaron aportes necesarios de diferentes investigadores que pudiesen ayudar a obtener un

mejor modelo a construir, a continuación se presentan diferentes modelos dinámicos para la interacción suelo-estructura de edificios con placas de cimentación.

3.1 MODELO DINÁMICO D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV

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

Para determinar los coeficientes de rigidez de las cimentaciones, el científico D.D. Barkan propuso colocarlas en función de los coeficientes de compresión y desplazamiento elástico que operan sobre una inercia y un área respectivamente. Solo se calculan cinco coeficientes de rigidez de los seis grados de libertad existentes, debido a que en este modelo se restringe el giro en el eje “z”, según las siguientes fórmulas:

$$K_x = C_x * A$$

$$K_y = C_y * A$$

$$K_z = C_z * A$$

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

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

Dónde:

C x, y = coeficiente de desplazamiento elástico uniforme.

C z, C φ = coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme.

A = área de la base de la cimentación.

I = momento de inercia de la base de la cimentación respecto al eje principal, perpendicular al plano de vibración.

De las investigaciones obtenidos por el Dr. Genner Villareal Castro, plasmadas en una de sus publicaciones, se tienen diversos modelos, con el propósito de obtener los coeficientes de desplazamiento y de compresión elástica, teniendo como resultados para el modelo D.D. Barkan- O.A. Savinov las siguientes expresiones:

$$C_x = D_o * \left(1 + \frac{2 * (a + b)}{\Delta A} \right) * \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}}$$

$$C_y = D_o * \left(1 + \frac{2 * (a + b)}{\Delta A} \right) * \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}}$$

$$C_z = C_o * \left(1 + \frac{2 * (a + b)}{\Delta A} \right) * \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}}$$

$$C_{\varphi x} = C_o * \left(1 + \frac{2 * (a + 3b)}{\Delta A} \right) * \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}}$$

$$C_{\varphi y} = C_o * \left(1 + \frac{2 * (3a + b)}{\Delta A} \right) * \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}}$$

Dónde:

C_o, D_o = Coeficientes determinados a través de experimentos realizados para $\rho = \rho_o$

a, b = Dimensiones de la cimentación en el plano

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

ρ = presión del suelo de la base fundación

ρ_o = presión estática del suelo = 0.2 kg/cm^2

Para el coeficiente D_o , se presenta la siguiente ecuación empírica como resultados de experimentos:

$$D_o = \frac{1 - \mu}{1 - 0,5\mu} * C_o$$

Para cálculos prácticos se recomienda utilizar la siguiente fórmula:

$$C_o = 1.7 \frac{E_o}{1 - \mu^2} 10^{-3} \left(\frac{kg}{cm^3} \right)$$

$$D_o = 1.7 \frac{E_o}{(1 - \mu)(1 - 0,5\mu)} 10^{-3} \left(\frac{kg}{cm^3} \right)$$

Dónde:

E_o = Módulo de elasticidad calculado experimentalmente para presiones estáticas de suelo entre 0.1 y 0.2 kg/cm²

μ = Módulo de Poisson.

Igualmente el valor de C_o se puede determinar con la tabla 2 cuando $\rho_0 = 0.2$ kg/cm², estará en función de acuerdo al tipo de suelo de la base de fundación.

Tabla 2: Coeficiente C_o en función del tipo de suelo de la base de fundación

TIPO DE PERFIL	CARACTERISTICA DE LA BASE DE FUNDACION	SUELO	C_o [kg/cm ³]
A, B	Roca o suelos muy rigidos	Arcilla y arena arcillosa dura ($IL < 0$)	3.0
		Arena compacta ($IL < 0$)	2.2
		Cascajo, grava o canto rodado, arena densa	2.6
c	Suelos intermedios	Arcilla y arena arcillosa plastica ($0.25 < IL < 0.5$)	2.0
		Arena plastica ($0.0 < IL < 0.5$)	1.6
		Arena polvorosa medio densa y densa ($e < 0.80$)	1.4
		Arena de grano fino mediano y grueso, independientes de su densidad y humedad	1.8
D, E	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	Arcilla y arena arcillosa de baja plasticidad ($0.5 < IL < 0.75$)	0.8
		Arena plastica ($0.5 < IL < 1.0$)	1.0
		Arena polvorosa, saturada, porosa ($e > 0.80$)	1.2
F	Condiciones excepcionales	Arcilla y arena arcillosa muy blanda ($IL > 0.75$)	0.5
		Arena movediza ($IL > 1.0$)	0.5

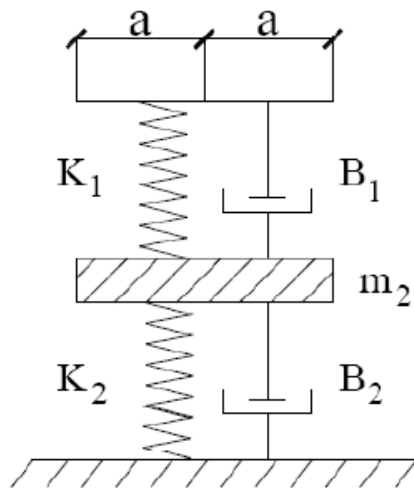
Fuente: Libro Interacción suelo-estructura en edificaciones de albañilería confinada con placas de cimentación.

3.2 MODELO DINÁMICO V.A. ILICHEV

El modelo dinámico V.A. Ilichev es estrictamente teórico, basado en la solución teórica del problema de interacción dinámica suelo-estructura y desde el punto de vista del modelo de semiespacio elástico.

El modelo dinámico fue elaborado para aplicarlo a problemas ondulatorios de interacción suelo-estructura, modelado como un semiespacio elástico donde integra en su modelo la influencia de la velocidad de propagación de las ondas transversales. Podemos ver el esquema de cálculo en la figura 17.

Figura 17: Modelo interacción suelo-estructura semi-espacio elástico



Fuente: Libro Interacción suelo-estructura en edificaciones de albañilería confinada con placas de cimentación.

La parte superior del sistema es una placa sin peso, donde el resorte con rigidez K_1 y el amortiguador B_1 modelan el efecto creado por las ondas longitudinales. Los parámetros K_1 y B_1 dependen del radio de la placa, densidad del material del semiespacio y velocidad de las ondas longitudinales; y no depende del coeficiente de Poisson y de la velocidad de ondas transversales. A la parte inferior del sistema

le corresponde el comportamiento dinámico de la placa ante las ondas transversales y de Rayleigh. Los parámetros K_2 , B_2 y m_2 , también dependen de las dimensiones de la placa y densidad del medio, pero a diferencia de los parámetros del sistema superior, dependen del módulo de Poisson “ μ ” y la velocidad de propagación de la onda transversal “ C_2 ”, más no dependen de la velocidad de las ondas longitudinales.

Así mismo, en el modelo se ha dividido la influencia de las ondas longitudinales en las transversales, así como las ondas Rayleigh en el movimiento de la placa.

El modelo dinámico descrito fue determinado como un sistema con 1,5 grados de libertad, donde un grado de libertad se determina en la parte inferior del sistema y medio grado de libertad se registra en la parte superior de la misma.

Los cinco parámetros adimensionales del modelo mecánico de la base con 1.5 grados de libertad, representan una dependencia lineal de \sqrt{A} , según las siguientes expresiones:

$$C_{X,i} = K_{0Xi} + K_{1Xi} * \tan \psi * \sqrt{\frac{A}{\alpha}}$$

$$C_{Y,i} = K_{0Yi} + K_{1Yi} * \tan \psi * \sqrt{\frac{A}{\alpha}}$$

$$C_{Z,i} = K_{0Zi} + K_{1Zi} * \tan \psi * \sqrt{\frac{A}{\alpha}}$$

$$C_{\varphi X,i} = K_{0\varphi X,i} + K_{1\varphi X,i} * \tan \psi * \sqrt{\frac{A}{\alpha}}$$

$$C_{\varphi Y,i} = K_{0\varphi Y,i} + K_{1\varphi Y,i} * \tan \psi * \sqrt{\frac{A}{\alpha}}$$

Dónde:

$i = 1$ (Coeficiente para vibraciones verticales), 2 (Coeficiente para vibraciones horizontales)

C = Representa a los parámetros con su respectiva dirección ($x, y, z, \varphi_x, \varphi_y$)

α = Radio asumido de la base de cimentación $\alpha = \sqrt{A/\pi}$

ψ = ángulo de fricción interna del suelo.

A = Área de la base de fundación

Los coeficientes K son obtenidos de las siguientes tablas en función del módulo de Poisson, tanto para vibraciones verticales como horizontales. Según las tablas del Libro del Dr. Genner Villarreal Castro “Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas”.

Tabla 3: Coeficientes K según en función del módulo de Poisson tanto para vibraciones verticales como horizontales

μ	b_{0z1}	K_{0z1}	m_{0z}	b_{0z2}	k_{0z2}
0,25	5,34	21,8	2,8	6,21	7,5
0,35	6,44	26,3	3,12	6,9	8,4
0,45	10,53	43	3,29	7,5	9,2
μ	$b_{0\varphi1}$	$K_{0\varphi1}$	$m_{0\varphi}$	$b_{0\varphi2}$	$k_{0\varphi2}$
0,25	1,36	5,6	1	1,6	7,5
0,35	1,63	6,7	1,03	1,7	7,9
0,45	2,5	10,7	0,84	1,6	7,3
μ	b_{0x1}	K_{0x1}	m_{0x}	b_{0x2}	k_{0x2}
0,25	3,1	12,4	1,8	5,2	7,6
0,35	3,1	12,4	1,9	5,7	8,3
0,45	3,1	12,4	2,1	6,4	9,2

Fuente: Libro Interacción suelo-estructura en edificaciones de albañilería confinada con placas de cimentación.

Tabla 4: Coeficientes K según en función del módulo de Poisson tanto para vibraciones verticales como horizontales

μ	b_{1z1}	K_{1z1}	m_{1z}	b_{1z2}	k_{1z2}
0,25	0,87	3,56	0,56	0,62	2,88
0,35	1,06	4,34	0,62	0,78	3,50
0,45	1,81	7,41	0,69	0,78	3,72
μ	$b_{1\phi1}$	$K_{1\phi1}$	$m_{1\phi}$	$b_{1\phi2}$	$k_{1\phi2}$
0,25	0,22	1,16	0,12	0,12	1,34
0,35	0,28	1,41	0,16	0,12	1,81
0,45	0,50	1,97	0,16	0,12	1,81
μ	b_{1x1}	K_{1x1}	m_{1x}	b_{1x2}	k_{1x2}
0,25	0,53	2,09	0,28	0,75	1,53
0,35	0,53	2,09	0,31	0,84	1,87
0,45	0,53	2,09	0,37	0,84	1,91

Fuente: Libro Interacción suelo-estructura en edificaciones de albañilería confinada con placas de cimentación.

Dónde:

b_{z1} , k_{z1} , m_z , b_{z2} , k_{z2} = Coeficientes de vibraciones verticales para la parte superior y la parte inferior.

b_{x1} , k_{x1} , m_x , b_{x2} , k_{x2} = Coeficientes de vibraciones horizontales para la parte superior y la parte inferior

$b_{\phi1}$, $k_{\phi1}$, m_{ϕ} , $b_{\phi2}$, $k_{\phi2}$ = Coeficientes de vibraciones rotacionales para la parte superior y la parte inferior.

Obteniendo los coeficientes tanto para vibraciones horizontales – verticales, como rotacionales, se determinan los coeficientes de rigidez y de amortiguamiento para la placa.

Para vibraciones horizontales y verticales:

$$K_{X(Y)(Z)} = (C_2)^2 * \rho * k_{x(z)} * \alpha^2 \qquad B_{X(Y)(Z)} = C_2 * \rho * k_{x(z)} * \alpha^2$$

Para vibraciones rotacionales

$$K_\varphi = (C_2)^2 * \rho * k_\varphi * \alpha^3 \qquad B_\varphi = (C_2)^2 * \rho * k_\varphi * \alpha^4$$

Dónde:

C_2 = Velocidad de propagación de la onda transversal

$$C_2^2 = \frac{E}{2(1 + \mu) * \rho}$$

E = Modulo de elasticidad de la base de fundación

ρ = Densidad del suelo de la base fundación.

Finalmente, calculamos las rigideces equivalentes, considerando que en el modelo analizado las rigideces horizontales son en forma paralela mientras las verticales serán en forma consecutiva, con lo cual tenemos las siguientes expresiones:

Para vibraciones horizontales:

$$K_{X(Y)} = K_{X(Y)1} + K_{X(Y)2}$$

Para vibraciones verticales:

$$K_z = \frac{K_{z1} * K_{z2}}{K_{z1} + K_{z2}}$$

Para vibraciones rotacionales:

$$K_\varphi = \frac{K_{\varphi1} * K_{\varphi2}}{K_{\varphi1} + K_{\varphi2}}$$

3.3 MODELO DINÁMICO A.E. SARGSIAN

De acuerdo a éste modelo dinámico, en su análisis se ingresan parámetros cuasi estáticos de rigidez de la base de fundación K_x , K_y , K_z , $K_{\varphi x}$, $K_{\varphi y}$, $K_{\varphi z}$, los cuales se determinan por las siguientes fórmulas:

$$K_x = K_y = \frac{28,8(1 - \mu^2) * \rho * C_2^2 * \sqrt{A}}{\pi(7 - 8\mu)}$$

$$K_z = \frac{\rho * C_1^2 * \sqrt{A}}{0.833(1 - \mu^2)}$$

$$K_{\varphi x} = \frac{8,52 * \rho * C_2^2 * I_{AX}}{\sqrt{\pi}(1 - \mu) * \sqrt{A}}$$

$$K_{\varphi y} = \frac{8,52 * \rho * C_2^2 * I_{AY}}{\sqrt{\pi}(1 - \mu) * \sqrt{A}}$$

$$K_{\varphi z} = \frac{8,52 * \rho * C_2^2 * I_{AZ}}{\sqrt{\pi}(1 - \mu) * \sqrt{A}}$$

Dónde:

ρ = Densidad del suelo de fundación

μ = Módulo de Poisson del suelo de fundación

C_1 = Velocidad de propagación de las ondas longitudinales en el suelo de fundación

C_2 = Velocidad de propagación de las ondas transversales en el suelo de fundación

I = Momento de inercia del área de la base de la cimentación respecto al eje horizontal que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración.

A = Área de la base de fundación

De acuerdo a la concepción de semiespacio elástico, las velocidades de propagación de las ondas longitudinales y transversales se determinan por las siguientes fórmulas:

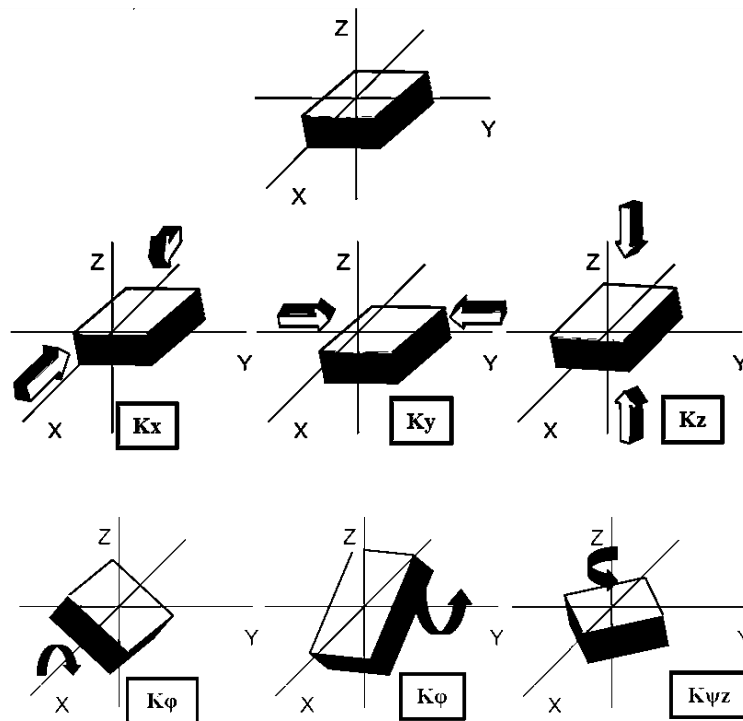
$$C_1^2 = \frac{(1 - \mu) * E}{(1 + \mu) * (1 - 2\mu) * \rho} \qquad C_2^2 = \frac{E}{2 * (1 + \mu) * \rho}$$

Dónde:

E = Módulo de elasticidad de la base de la fundación.

Cabe resaltar que los coeficientes K toman en cuenta la rigidez al giro geométrico y al de las masas inerciales del suelo de fundación que interactúa con la estructura, respecto a los planos "X", "Y" y "Z", con la finalidad de lograr un comportamiento real suelo-estructura con sus 6 grados de libertad activados.

Figura 18: Grados de libertad para el modelo de A. E. Sargsian



Fuente: Libro Interacción suelo-estructura en edificaciones de albañilería confinada con placas de cimentación.

Además éste modelo de análisis presenta coeficientes de amortiguamiento en los 6 grados de libertad del movimiento, logrando con ello disipar la energía del sismo tal y como sucede en una edificación real. Estos parámetros resultan de la aplicación de las siguientes fórmulas:

$$n_x = n_y = \frac{18,24(1 - \mu) * \rho * C_2 * A}{\pi(7 - 8\mu)}$$

$$n_z = \frac{3,4(\sqrt{1 - 2\mu}) * \rho * C_1 * A}{(1 - \mu) * \pi * \sqrt{2} * (1 - \mu)}$$

$$n_{\varphi x} = \frac{1,6(\sqrt{1 - 2\mu}) * \rho * C_1 * I_x}{(1 - \mu) * \pi * \sqrt{2} * (1 - \mu)}$$

$$n_{\varphi y} = \frac{1,6(\sqrt{1 - 2\mu}) * \rho * C_1 * I_y}{(1 - \mu) * \pi * \sqrt{2} * (1 - \mu)}$$

$$n_{\varphi z} = \frac{1,6(\sqrt{1 - 2\mu}) * \rho * C_1 * I_z}{(1 - \mu) * \pi * \sqrt{2} * (1 - \mu)}$$

Dónde:

ρ = Densidad del suelo de fundación

μ = Módulo de Poisson del suelo de fundación

C_1 = Velocidad de propagación de las ondas longitudinales en el suelo de fundación

C_2 = Velocidad de propagación de las ondas transversales en el suelo de fundación

A = Área de la base de fundación.

I_x, I_y, I_z = Momento de inercia respecto a los ejes X, Y, Z.

n_x, n_y, n_z = Coeficientes de amortiguamiento en las direcciones X, Y, Z.

La unión del coeficiente de amortiguamiento y el de rigidez, forman un elemento denominado DAMPER, el cual tiene en cuenta la rigidez de la interacción más el amortiguamiento del suelo de fundación.

3.4 MODELO DINÁMICO DE LA NORMA RUSA

En éste modelo de análisis, también se consideran los 6 grados de libertad de la interacción suelo - estructura. Los coeficientes de rigidez de compresión elástica uniforme K_z , desplazamiento elástico uniforme K_x ; compresión elástica no uniforme K_φ y desplazamiento elástico no uniforme K_ψ ; se calculan con las siguientes fórmulas:

$$K_z = C_z * A \qquad K_x = C_x * A \qquad K_\varphi = C_\varphi * I_\varphi \qquad K_\psi = C_\psi * I_\psi$$

Dónde:

A = Área de la base de fundación

C_x = Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme en X

C_y = Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme en Y

C_z = Coeficiente de compresión elástica uniforme

C_φ = Coeficiente de compresión elástica no uniforme

C_ψ = Coeficiente de desplazamiento elástico no uniforme

I_φ = Momento de inercia en m^4 del área de la base de cimentación respecto al eje horizontal que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración.

I_ψ = Momento de inercia en m^4 del área de la base de cimentación respecto al eje vertical que pasa por el centro de gravedad de la cimentación (momento polar de inercia).

La principal característica elástica de la cimentación, es decir el coeficiente de compresión elástica uniforme C_z , se determina por medio de ensayos

experimentales. En caso que no exista dicha información se puede determinar por la siguiente fórmula.

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

Dónde:

b_0 = Coeficiente (m^{-1}) asumido mediante la tabla 5

E = Módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación

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

Tabla 5: Coeficiente m^{-1}

Tipo de Suelo de Fundación	b_0
suelos arenosos	1
arenas arcillosas	1.2
arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados, arenas densas	1.5

Fuente: Libro Interacción suelo-estructura en edificaciones de albañilería confinada con placas de cimentación.

Los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme (C_x), compresión elástica no uniforme (C_ϕ) y el de desplazamiento elástico no uniforme (C_ψ), se determinan por las siguientes fórmulas.

$$C_x = C_y = 0,7 * C_z$$

$$C_\phi = 2 * C_z$$

$$C_\psi = C_z$$

En las propiedades de amortiguación de la base de la cimentación, se deben de considerar las amortiguaciones relativas (ξ), determinado por ensayos de laboratorio. En el caso que no existan datos experimentales, la amortiguación relativa para las vibraciones verticales (ξ_z) se puede determinar por las fórmulas:

Para las vibraciones establecidas (armónicas) o conocidas:

$$\xi_z = \frac{2}{\sqrt{C_z * p_m}}$$

Para las vibraciones no establecidas (impulsos) o desconocidas:

$$\xi_z = 6 * \sqrt{\frac{E}{C_z * p_m}}$$

Dónde:

ξ_z = Amortiguación relativa para las vibraciones verticales.

E = Módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación.

C_z = Coeficiente de compresión elástica uniforme.

p_m = Presión estática media en la base de la cimentación $p_m \leq \gamma_{ts} * R$

Siendo γ_{ts} , el coeficiente de la condición de trabajo del suelo de fundación asumido mediante la tabla 6. Según las tablas del Libro del Dr. Genner Villarreal Castro “Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas”.

Tabla 6: Coeficiente de la condición de trabajo del suelo de fundación

Tipo de Suelo de Fundación	γ_{ts}
Arenas saturadas de grano fino o polvorosa y arcillas de consistencia movediza	0.70
Resto de suelos	1.00

Fuente: Libro Interacción suelo-estructura en edificaciones de albañilería confinada con placas de cimentación.

El valor de R es la resistencia de cálculo del suelo de fundación determinado por la tabla 7.

Tabla 7: Resistencia de cálculo del suelo de fundación

Arenas	R kPa ó kg/cm ²	
	Densas	Medio Densas
Grandes	600(6.0)	500(5.0)
Medianas	500(5.0)	400(4.0)
Pequeñas:		
-Poco Húmedas	400(4.0)	300(3.0)
-Húmedas y saturadas con Agua	300(3.0)	200(2.0)
Polvorosas:		
-Poco Húmedas	300(3.0)	250(2.5)
-Húmedas.	200(2.0)	150(1.5)
-Saturadas con agua.	150(1.5)	100(1.0)

Fuente: Libro Interacción suelo-estructura en edificaciones de albañilería confinada con placas de cimentación.

Las amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontales y rotacionales respecto a sus ejes horizontal y vertical, se pueden determinar por las siguientes fórmulas:

$$\xi_z = 0,6 * \xi_z \quad \xi_\varphi = 0,5 * \xi_z \quad \xi_\psi = 0,3 * \xi_z$$

Los parámetros de amortiguación crítica (n_x , n_y , n_z , $n_{\varphi x}$, $n_{\varphi y}$ y $n_{\varphi z}$) para las vibraciones horizontales y rotacionales respecto a sus ejes horizontal y vertical, con las que junto a las rigideces conformarán el elemento DAMPER, se determinan por medio de las siguientes fórmulas:

$$\begin{aligned} n_x &= 2 * \xi_x * \sqrt{K_x * m_x} & n_y &= 2 * \xi_y * \sqrt{K_y * m_y} \\ n_z &= 2 * \xi_z * \sqrt{K_z * m_z} & n_{\varphi x} &= 2 * \xi_{\varphi x} * \sqrt{K_{\varphi x} * I_x} \\ n_{\varphi y} &= 2 * \xi_{\varphi y} * \sqrt{K_{\varphi y} * I_y} & n_{\varphi z} &= 2 * \xi_{\varphi z} * \sqrt{K_{\varphi z} * I_z} \end{aligned}$$

4. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES CON ZAPATAS AISLADAS

La cimentación constituye el elemento intermedio que permite transmitir las cargas que soporta una estructura al suelo subyacente, de modo que no rebase la capacidad portante del suelo, y que las deformaciones producidas en éste sean admisibles para la estructura. Por tanto, para realizar una correcta cimentación habrá que tener en cuenta las características geotécnicas del suelo y además dimensionar el propio cimiento como elemento de hormigón, de modo que sea suficientemente resistente.

Las zapatas aisladas se consideran como zapatas de cimentación superficiales para lo cual es dispendioso tener en cuenta, que el suelo adyacente tenga unas propiedades geotécnicas buenas.

La investigación del problema de interacción suelo-estructura permite un gran número de diferentes formulaciones, y consecuentemente, diferentes modificaciones del esquema de cálculo de la edificación, analizado como un trabajo ligado con la base de fundación.

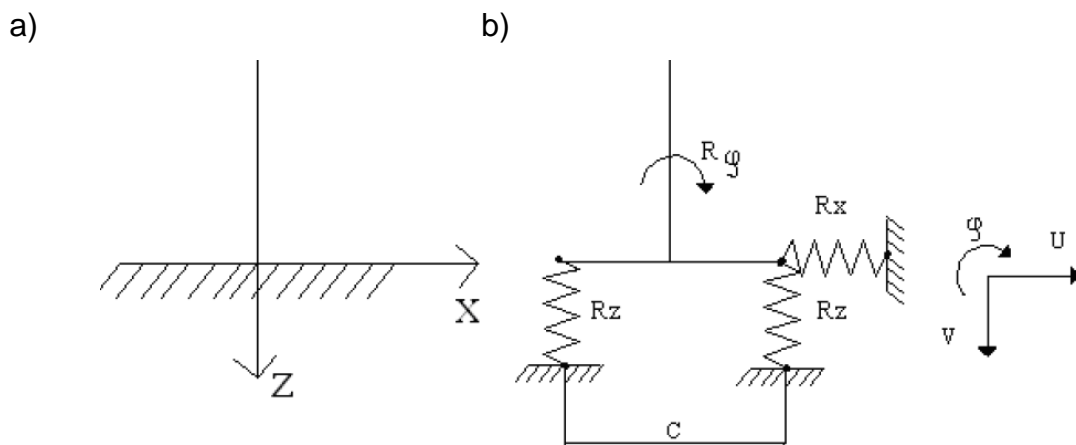
Se puede mostrar, que la formulación tradicional del cálculo de edificaciones, considerando el empotramiento perfecto de las columnas con las cimentaciones, nos lleva a la necesidad de una descripción más detallada de las condiciones de fijación de los apoyos de la edificación, esto es, a una formulación correcta de las condiciones de frontera, si se habla acerca del problema de cálculo de la edificación dentro del campo de la mecánica de cuerpo sólido.

Para aclarar las principales dificultades, que surgen en la formulación de tal problema, es necesario analizar el problema más sencillo de interacción suelo-

estructura, es decir, el de péndulo invertido con masas puntuales a nivel de entrespisos.

Para ello se inicia de la concepción de flexibilidad elástica de la base de fundación, llegando a un esquema de fijación de la base del péndulo mostrado en la siguiente figura, donde “c” es el ancho de la cimentación, se muestra el esquema de la cimentación tradicional el cual no considera la flexibilidad de la base de fundación y el siguiente muestra el concepto de interacción suelo-estructura considerando la flexibilidad de la cimentación.

Figura 19: Esquemas de cálculo de las condiciones de fijación de la estructura tipo péndulo invertido: a) esquema tradicional b) esquema considerando la flexibilidad de la base de fundación



Fuente: Libro premio nacional ANR 2006

Se puede observar que las conexiones elástico-flexibles, cumplen con las condiciones de un sistema geoméricamente invariable y surgen las tres fuerzas de reacción:

$$R_x = K_x * u$$

$$R_z = K_z * v$$

$$R_\phi = K_\phi * \phi$$

Dónde:

K_x, K_z, K_φ = Coeficiente de rigidez de las conexiones.

u, v = Desplazamientos en las direcciones x y z

φ = Angulo de giro.

De acuerdo a la teoría de cálculo dinámico de un sistema con “ n ” grados de libertad, se resuelve a través de la solución de valores propios del siguiente sistema de ecuaciones algebraicas:

$$\begin{aligned} \left(\delta_{11} + \frac{1}{\lambda^2}\right)x_{11} + \delta_{12}x_{12} + \delta_{13}x_{13} + \dots + \delta_{1n}x_{1n} &= 0 \\ \left(\delta_{21} + \frac{1}{\lambda^2}\right)x_{21} + \delta_{22}x_{22} + \delta_{23}x_{23} + \dots + \delta_{2n}x_{2n} &= 0 \\ \dots & \\ \dots & \\ \left(\delta_{n1} + \frac{1}{\lambda^2}\right)x_{n1} + \delta_{n2}x_{n2} + \delta_{n3}x_{n3} + \dots + \delta_{nn}x_{nn} &= 0 \end{aligned}$$

Dónde:

$\bar{\delta}_{ik}$ = Coeficientes del sistema de ecuaciones canónicas del método de las fuerzas, que deben de calcularse considerando la flexibilidad de la base de fundación, es decir, su desplazamiento y giro;

x_{ik} = coeficientes de amplitud de las formas libres de vibración.

Los coeficientes $\bar{\delta}_{ik}$ se determinan a través de la siguiente fórmula:

$$\bar{\delta}_{ik} = \delta^0_{ik} + \frac{1}{K_x} + \frac{H_i * H_k}{K}$$

Dónde:

δ_{ik}^0 = coeficientes del sistema de ecuaciones canónicas, determinados a partir de la condición de inexistencia de la flexibilidad de la base de fundación.

H_i, H_k = distancias hasta las masas puntuales i y k .

No es difícil observar, que lo específico de la consideración de la flexibilidad del suelo de fundación, consiste en determinar los coeficientes del sistema de ecuaciones anteriormente descritas.

Se puede demostrar, que cuando se aplica el método de desplazamientos se obtienen resultados análogos, esto es, un sistema dinámico con “ n ” grados de libertad, reemplazándose los coeficientes δ_{ik} por los coeficientes R_{ik} del sistema de ecuaciones canónicas del método de desplazamientos y los coeficientes $1/\lambda^2$ se reemplazan por los coeficientes dinámicos λ^2 .

De esta manera, la consideración de la flexibilidad de la base de fundación se reemplaza por los coeficientes de rigidez K_x, K_z, K_φ .

En el esquema plano de cálculo de edificaciones ante la componente horizontal del sismo, el coeficiente de rigidez K_z influye en el resultado, debido a que en las columnas surgen las fuerzas axiales como consecuencia de la flexibilidad de la base de fundación.

Además, dicho esquema de cálculo nos permite apreciar el efecto de las vibraciones verticales de las losas, que surgen en forma inevitable, a pesar que la acción del sismo sea horizontal.

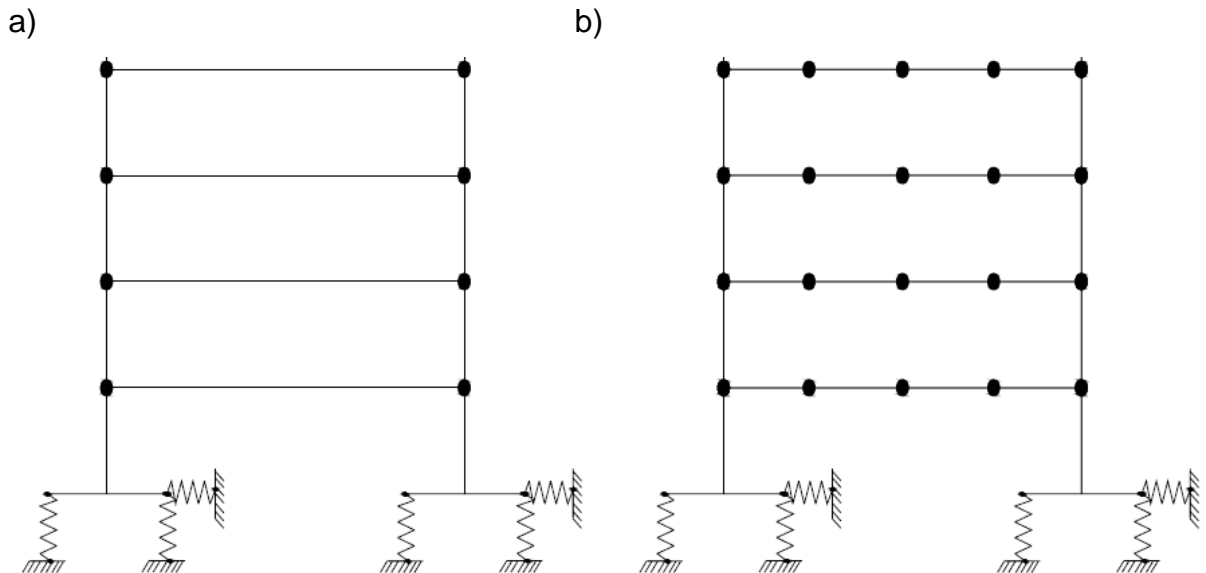
En este tipo de cálculo, lo fundamental, es la elección del esquema de cálculo de la edificación, siendo para el esquema plano el mostrado en la figura 20.

En la Norma Rusa, las masas de los entrepisos se aplican en los nudos, tal como se muestra en la figura 20 a. En tal tipo de esquema se tiene que considerar que las losas son absolutamente rígidas a la flexión.

Cuando el esquema de cálculo incluye masas puntuales distribuidas con una misma distancia de separación (figura 20 b), se puede observar el efecto de la flexibilidad de las losas en flexión.

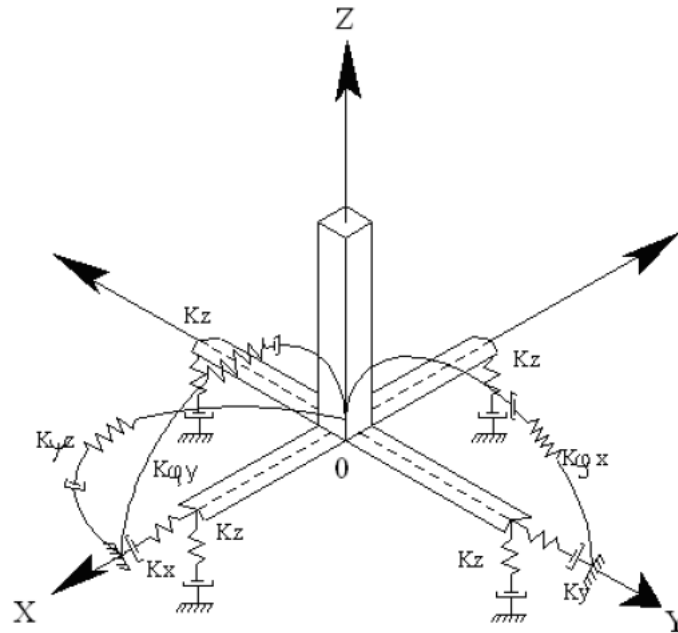
Es entendible, que debido al cambio del esquema plano al espacial, el problema de flexibilidad de la base de fundación será mucho mayor y complicado. En particular, el carácter espacial del trabajo del armazón estructural permite la posibilidad del surgimiento de vibraciones torsionales en las columnas, quedando el esquema espacial de cálculo el mostrado en la figura 21, donde "O" es el centro de rigidez de la cimentación.

Figura 20: Esquemas de cálculo dinámico para el caso de aproximación de la estructura en el plano



Fuente: Libro premio nacional ANR 2006

Figura 21: Esquema espacial de cálculo de la cimentación tipo zapata aislada



Fuente: Libro premio nacional ANR 2006

Como se indicó anteriormente, el problema principal de la consideración de la flexibilidad de la base de fundación, consiste en la determinación de los coeficientes de rigidez (figura 21):

K_z = coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme; (kN/m)

K_x, K_y = coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme; (kN/m)

$K_{\phi x}, K_{\phi y}$ = coeficientes de rigidez de compresión no uniforme; (kN/m)

$K_{\psi z}$ = coeficiente de rigidez de desplazamiento no uniforme; (kN/m)

En la figura 21 se analiza la posibilidad de considerar el amortiguamiento, dado por los parámetros de amortiguación relativa $\xi_z, \xi_x, \xi_\phi, \xi_\psi$ o por los módulos de amortiguación $\Phi_z, \Phi_x, \Phi_\phi, \Phi_\psi$.

De esta manera, las vibraciones pueden ser descritas parcialmente por:

Vibraciones verticales;

Vibraciones horizontales;
Vibraciones horizontal-rotacionales;
Vibraciones rotacionales alrededor del eje vertical.

Dicho modelo de cálculo (figura 21) debe ser corregido, para el caso de la acción sísmica, bajo los siguientes principios:

La cimentación debe ser analizada como un cuerpo absolutamente rígido. En el sistema dinámico suelo-estructura, la cimentación debe ser descrita como una masa puntual en el centro de gravedad de la zapata aislada.

En calidad de acción externa actúa el efecto sísmico. Para hacer más fácil el esquema de cálculo, puede ser descrito en forma de un vector espacial V_t , actuante en el centro de gravedad de la zapata aislada. Como esta acción es cinemática, se da en forma de un oscilograma de aceleraciones (oscilograma).

En la práctica, mayormente se dan los datos de un componente de desplazamientos o aceleraciones en el plano horizontal. Por ello, en los cálculos sísmicos el componente externo, se da en forma de vector, actuante en el plano horizontal.

4.5 MODELOS DINÁMICOS DE LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA EN ZAPATAS AISLADAS

La formulación tradicional del cálculo de edificaciones, considerando el empotramiento perfecto de las columnas con las cimentaciones, nos lleva a la necesidad de una descripción más detallada de las condiciones de fijación de los apoyos de la edificación, esto es, a una formulación correcta de las condiciones de frontera, si se habla acerca de la formulación del problema de cálculo de la edificación dentro del campo de la mecánica de cuerpo sólido, pero pasando al

campo de un análisis integro de la edificación. El suelo de fundación donde está apoyada la estructura tiene una participación importante, por lo cual tendríamos que realizar un análisis considerando la interacción en forma dinámica, definiendo rigideces para los seis grados de libertad a la cual está sometida la estructura. Para ello, existen diversos modelos dinámicos aplicados para diferentes tipos de cimentación. Para el caso de las Zapatas aisladas, se tiene los modelos dinámicos:

Modelo Dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov

Modelo Dinámico V.A. Ilichev

Modelo Dinámico A.E. Sargsian

Modelo Dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.

No obstante se tiene que dichos modelos dinámicos ya fueron descritos pues es de notar que los modelos utilizados para el análisis de las placas de cimentación se tomaron a partir de un modelos de zapata aislada por ello la gran relación que existe entre los modelos y pues el análisis y cálculo es igual.

5. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA CONSIDERANDO LA FLEXIBILIDAD DEL SUELO DE FUNDACION EN EL CALCULO SISMICO DE EDIFICIOS ALTOS.

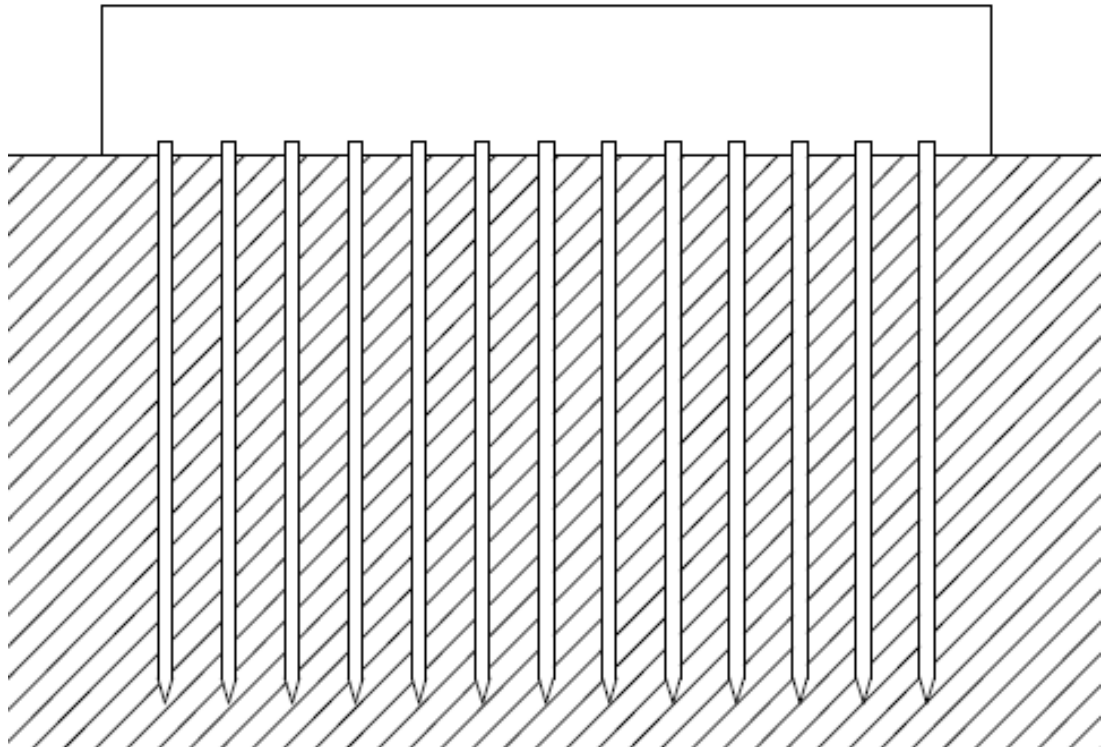
En las investigaciones realizadas por los diferentes autores sobre las consecuencias de los últimos sismos, como el de Niigata (Japón) en el año 1964, Bujar (URSS) en 1976, Spitak (Armenia) en 1988, Kobe (Japón) en 1995 y otros más, se observó un grado diferente de daños en edificios típicos con diferentes tipos de cimentación. Por ejemplo en Bujar, los mayores daños sucedieron en las edificaciones con zapatas aisladas y menor en las edificaciones con placas de cimentación. En Kobe los daños obtenidos en edificaciones con cimentaciones superficiales superaron aproximadamente en 1,5 los daños ocasionados en edificaciones con cimentación con pilotes.

En la actualidad la cimentación con pilotes se usa ampliamente en zonas sísmicas, sobre todo para edificaciones altas ubicadas en suelos blandos.

Siempre se consideró que las cimentaciones con pilotes son seguras y se usó en condiciones de suelo más desfavorables, por ello se supone, que dicha propiedad de seguridad debe ser ampliada para edificios altos en zonas sísmicas.

Para edificios altos de armazón estructural, en los casos, cuando no se cumplen las deformaciones con límites absolutos y relativos para cimentaciones superficiales tipo placa, sobre arcilla movable suavemente plástica, arena porosa, limos, terraplén de relleno, suelo blando, los cuales, generalmente son atravesados por los pilotes, es conveniente usar cimentación con grupos de pilotes.

Figura 22: Corte transversal de un grupo de pilotes



Fuente: Autor

El uso de grupos de pilotes en tal tipo de suelos, permite la disminución de la deformación de la edificación en 3 a 5 y más veces, en comparación con la cimentación superficial sobre suelo natural.

Para el caso de edificaciones rectangulares en el plano, los pilotes son necesarios ubicarlos en los extremos de mallas rectangulares, trazados sobre la base de la cimentación. Para que todos los pilotes trabajen al mismo tiempo, es necesario unirlos por un cabezal, el cual asegura la distribución de las cargas en los pilotes y la uniformidad del asentamiento o para carga anti simétrica el asentamiento con inclinación sin flexión.

El cabezal es necesario elegirlo con la menor profundidad de excavación, conforme a las exigencias técnicas del proyecto, y la unión de los pilotes con el cabezal se realiza, fijando las cabezas de los pilotes con el cabezal en 5-10 cm sin salida de las varillas de acero, así mismo la subestructura se calcula como una viga simple o en el mejor de los casos como una viga continua.

De acuerdo con estudios realizados por científicos e institutos de investigación, se llegó a la conclusión que en cabezales bajos (a nivel del suelo), las cargas de la superestructura se transmiten al suelo, no solo mediante los pilotes, sino también a través del cabezal, y por otro lado en investigaciones de campo para cimentaciones con pilotes, la carga de la superestructura transmitida a través del cabezal puede llegar al 50% del total.

Simvulidi I.A. a través de sus investigaciones teóricas llega a la conclusión, que gran parte del trabajo del cabezal depende no solamente de la calidad del suelo, sino también de la separación entre pilotes en el plano, del tipo de concreto del cabezal y su porcentaje de armadura, de las dimensiones del pilote y el cabezal, del tipo, valor y distribución de la carga en el cabezal, del desplazamiento vertical del pilote y de la rigidez general de la edificación.

5.1 MODELOS DINÁMICOS PARA CIMENTACIÓN CON PILOTES

Se desprende de los resultados de elaboración de modelos dinámicos de interacción suelo-estructura, que la idea principal de la consideración de la flexibilidad del suelo de fundación, consiste en la asignación de los coeficientes de rigidez, que determinan la condición real de interacción de la cimentación con la base:

$$R_{\alpha} = K_{\alpha} * U_{\alpha} \qquad R_{\varphi\alpha} = K_{\varphi\alpha} * \varphi_{\alpha} \qquad (\alpha = x, y, z)$$

Dónde:

$R_{\alpha}, R_{\varphi\alpha}$ = Fuerzas de reacción;

K_z = Coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme; (kN/m)
 K_x, K_y = Coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme; (kN/m)
 $K_{\varphi x}, K_{\varphi y}$, = Coeficientes de rigidez de compresión no uniforme; (kN.m)
 $K_{\varphi z}$ = Coeficiente de rigidez de desplazamiento no uniforme; (kN.m)
 U_α = Desplazamiento lineal; (m)
 φ_α = Desplazamiento angular.

Para la cimentación con pilotes, el problema de interacción sísmica suelo - estructura, resultó ser más complicado debido a las escasas investigaciones realizadas.

Durante el proceso de estudio de los fundamentos teóricos para el fundamento del modelo dinámico de cimentación con pilotes en zonas sísmicas se eligieron dos métodos.

En concordancia con la Norma Rusa, el esquema de cálculo de la cimentación se determinó de la siguiente manera.

El cimiento se modela como un cuerpo sólido con cargas externas dadas, que surgen del trabajo de instalación. El carácter de las acciones externas (carga periódica, carga de impulso, carga casual y otras) se determinan por la especificación de la instalación.

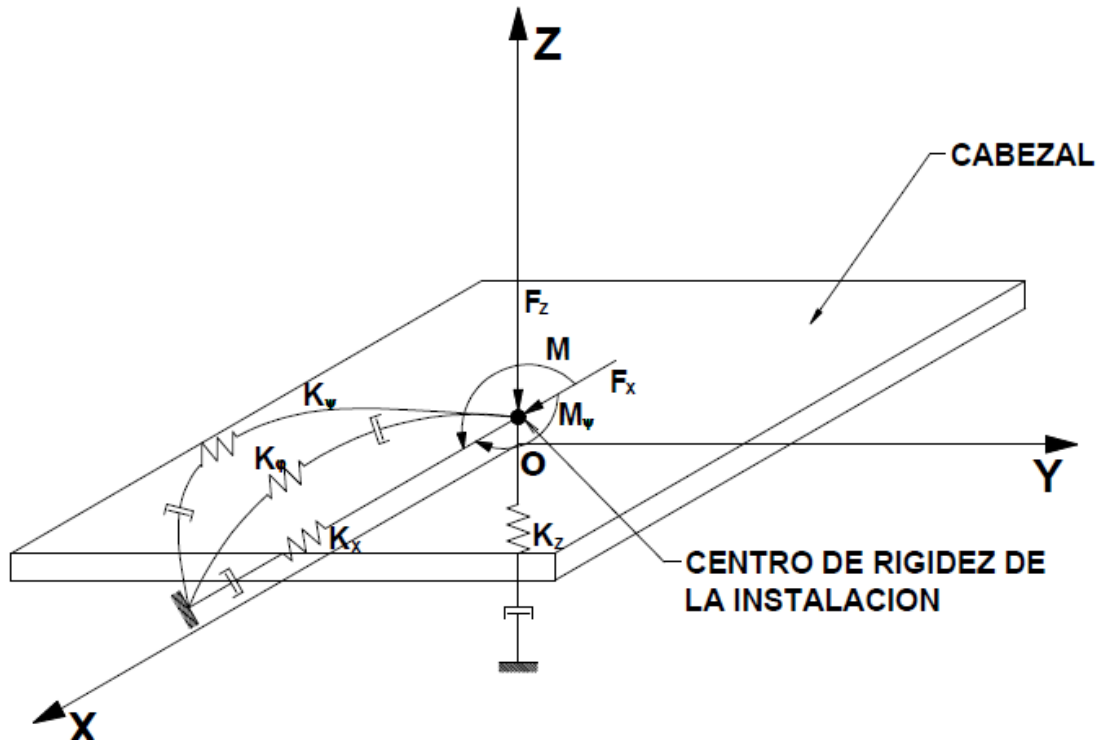
En la figura 23 se introdujeron las siguientes designaciones:

F_x, F_z = componentes horizontal y vertical de la carga dinámica externa.

M y M_ψ = componentes del momento perturbador, respecto a los ejes OY y OZ respectivamente.

K_x, K_φ, K_ψ = rigidez de la cimentación.

Figura 23: Esquema de cálculo de la cimentación para la norma rusa



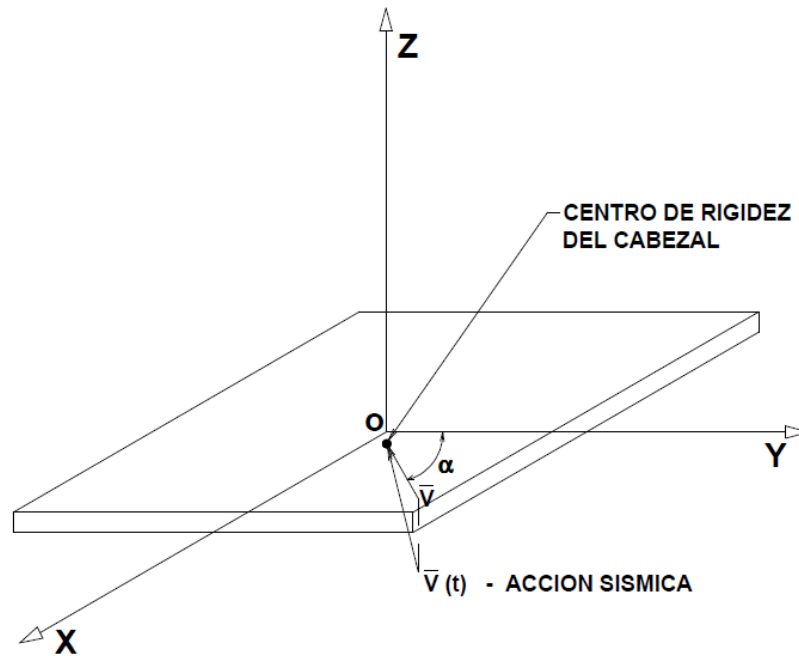
Fuente: Libro premio nacional ANR 2007

De acuerdo a la norma se analiza la posibilidad de la consideración del amortiguamiento, dado por los parámetros de amortiguación relativa $\xi_z, \xi_x, \xi_\varphi, \xi_\psi$ o por los módulos de amortiguación $\phi_z, \phi_x, \phi_\varphi, \phi_\psi$

De esta manera, las vibraciones pueden ser descritas parcialmente por:

- vibraciones verticales;
- vibraciones horizontales;
- vibraciones horizontal-rotacionales;
- vibraciones rotacionales alrededor del eje vertical.

Figura 24: Esquema de cálculo de la cimentación durante la acción sísmica



Fuente: Libro premio nacional ANR 2007

Dicho modelo de cálculo debe ser corregido, para el caso de la acción sísmica en condiciones similares, bajo los siguientes principios:

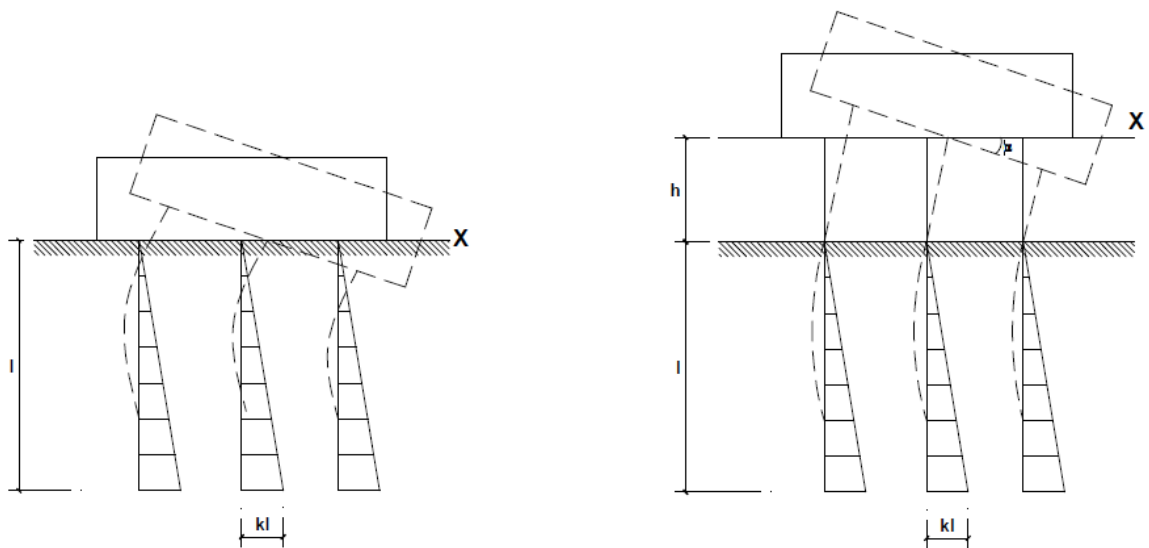
- 1) En el sistema dinámico suelo-estructura, el disco rígido de la cimentación debe ser descrito como una masa puntual en el centro de gravedad del cabezal.
- 2) En calidad de acción externa actúa el efecto sísmico. Para hacer más fácil el esquema de cálculo, en una primera aproximación, puede ser descrito en forma de un vector espacial $\vec{V}(t)$, actuante en el centro de gravedad del cabezal. Como esta acción es cinemática, se da en forma de los datos de un oscilograma de aceleraciones (oscilograma). En la práctica, mayormente se dan los datos de un componente de desplazamientos o aceleraciones en el plano horizontal. Por ello, en los cálculos sísmicos el componente externo, se da en forma de vector, actuante en el plano horizontal.

- 3) Debe ser corregido el esquema de fijación del centro de masas, mediante la introducción de las conexiones elástico-flexibles, que impiden el desplazamiento horizontal en la dirección del eje OY y el giro alrededor del eje OX.

El segundo método de elaboración de modelo dinámico para cimentación con pilotes, se basa en los resultados publicados en el texto de V.A. Ilichev, Yu.V. Mongolov, V.M. Shaevich "Cimentación con pilotes en zonas sísmicas". En lo sucesivo tal modelo dinámico de cimentación con pilotes será abreviadamente llamado modelo ILICHEV.

La idea principal de tal método, es la introducción en el esquema de cálculo de cimentación con pilotes, de los resultados obtenidos analíticamente de los coeficientes de rigidez para el desplazamiento K_x y rotación K_φ .

Figura 25: Modelos de cálculo de cimentación con pilotes para cabezales bajo y alto.



Fuente: Libro premio nacional ANR 2007

l = longitud del pilote; h = altura del cabezal; k = coeficiente de proporcionalidad, que caracteriza el aumento de la intensidad del coeficiente de Balasto.

Se supone, que el cabezal es un cuerpo sólido indeformable, apoyado en los pilotes, cada uno de los cuales trabaja en la dirección horizontal como viga sobre base elástica tipo Winkler con coeficiente de Balasto que crece linealmente por la profundidad del pilote. Para ello se distinguen los casos de cabezales bajo y alto, que se diferencian solamente por las condiciones de trabajo del pilote.

Dentro de las suposiciones de este modelo se pueden indicar las siguientes:

La resistencia del suelo en la base del cabezal se desprecia, debido a que en las vibraciones, la superficie de contacto entre la base de cimentación y el suelo se considera perturbada.

El estado esfuerzo-deformación del sistema “pilote-suelo” bajo la acción de cargas de pequeñas frecuencias en el nivel de la cabeza del pilote, característico para la acción sísmica, se puede determinar por el método estático. Aquí, se tiene que tener en cuenta, que el pilote tiene una frecuencia muy alta de vibraciones libres; sin embargo, el sistema “pilote-suelo” actúa bajo cargas de pequeña frecuencia. Por ello, las fuerzas inerciales prácticamente no influyen y por tanto, se los puede despreciar.

5.2 MODELO DINÁMICO POR LA NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87

La Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 prescribe la siguiente metodología de cálculo de determinación de las masas puntuales y coeficientes de rigidez de compresión uniforme, desplazamiento uniforme, compresión no uniforme y desplazamiento no uniforme, que determinan las correspondientes vibraciones parciales de la cimentación con pilotes.

Para el caso de vibraciones verticales del grupo de pilotes:

$$m_{z,red} = m_r + \beta_z^* \sum_{i=1}^N m_{i,p} + \sum_{i=1}^N m_{i,0}$$

$$K_{z,red} = \frac{K_{z,red}^*}{1 + \frac{K_{z,red}^* l_0}{NE_b A_p}}$$

Dónde:

$$K_{z,red}^* = NE_b A_p \bar{\beta} \frac{\bar{\beta} th(\bar{\beta} l) + \alpha}{\bar{\beta} + \alpha th(\bar{\beta} l)}$$

$$\bar{\beta} = \sqrt{\frac{C_{p,m} u}{E_b A_p}}$$

$$C_{p,m} = \frac{\sum_{k=1}^{k_l} C_{p,k} l_k}{l}$$

$$\alpha = \frac{C_z^*}{E_b}$$

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

$$\beta_z^* = k^* \frac{\sum_{k=1}^{k_l} C_{p,k} l_k}{C_0 l}$$

$m_{z,red}$ = masa asumida de la cimentación con pilotes ($T \cdot s^2/m$);

m_r = masa del cabezal ($T \cdot s^2/m$);

$m_{i,p}$ = masa de la parte i del pilote hincado en el suelo ($T \cdot s^2/m$);

$m_{i,0}$ = masa de la parte i del pilote, ubicado sobre la superficie del terreno ($T \cdot s^2/m$);

k^* = coeficiente asumido igual a 2 – para pilotes de concreto armado de alta resistencia; 2,5 – para pilotes de concreto armado de mediana resistencia; 3,5 – para pilotes de madera;

k_l y k_{l^*} = número del estrato de suelo, contabilizado a partir de la superficie del suelo hasta la profundidad igual a l o $l^* = 0,2 \left[1 + 4th \left(\frac{10}{l} \right) \right] l$

$C_{p,k}$ = resistencia elástica del suelo en la superficie lateral del pilote en el estrato k , determinado por las tablas 7 y 8.

l_k = espesor del estrato k del suelo;

C_0 = coeficiente igual a 10000 kN/m³ (1000 T/m³);

l = profundidad de hincado del pilote en el suelo, m;

l_0 = distancia de la base del cabezal hasta la superficie del suelo, m; paracabezal bajo $l_0 = 0$.

N = número de pilotes;

E_b = módulo de elasticidad del material del pilote, kPa (T/m²);

A_p = área de la sección transversal del pilote, m²;

u = perímetro de la sección transversal del pilote, m;

C_z^* = coeficiente de compresión elástica uniforme en el extremo inferior del pilote, KN/m³ (T/m³);

b_0 = coeficiente (m¹) asumido para suelos arenosos igual a 1; para arenas arcillosas 1,2; para arcillas 1,5. El valor de este coeficiente se duplica para pilotes hincados;

E = módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación, kPa (T/m²), determinadas por la Norma Rusa SNIP 2.02.01-83* (tablas 9 y 10) o en forma experimental;

A_{10} = 10 m²;

A = área de la base de la cimentación (m²), asumida como el área mayor de la parte inferior de la sección transversal del pilote.

Tabla 8: Resistencia elástica del suelo en la superficie lateral del pilote en el estrato k

índice de fluidez para un suelo arcilloso I_L	RESISTENCIA ELASTICA C_p , $KN/m^3(T/m^3)$
$0,75 < I_L \leq 1$	$1,5 \cdot 10^4 - 0,5 \cdot 10^4$ (1500 - 500)
$0,5 < I_L \leq 0,75$	$3 \cdot 10^4 - 1,5 \cdot 10^4$ (3000 - 1500)
$0,25 < I_L \leq 0,5$	$4,5 \cdot 10^4 - 3 \cdot 10^4$ (4500 - 3000)
$0 < I_L \leq 0,25$	$6 \cdot 10^4 - 4,5 \cdot 10^4$ (6000 - 4500)

Fuente: Libro premio nacional ANR 2007

Nota:

1. Para valores intermedios de I_L , el valor de C_p se determina por interpolación.
2. Para suelos porosos, el valor de C_p se determina igual que para los suelos arcillosos con I_L correspondiente a su humedad natural.

Tabla 9: Resistencia elástica del suelo en la superficie lateral del pilote en el estrato k

ARENAS	CP, $KN/m^3(T/m^3)$ PARA SUELOS CON DIFERENTE HUMEDAD		
	MUY HUMEDO	HUMEDO	POCO HUMEDO
Medianamente grandes: porosos medios densos	$1,5 \cdot 10^4$ (1500)	$2 \cdot 10^4$ (2000)	$3 \cdot 10^4$ (3000)
	$3 \cdot 10^4$ (3000)	$4 \cdot 10^4$ (4000)	$5 \cdot 10^4$ (5000)
pequeños: porosos medios densos	$1 \cdot 10^4$ (1000)	$1,5 \cdot 10^4$ (1500)	$2,5 \cdot 10^4$ (2500)
	$2 \cdot 10^4$ (2000)	$3 \cdot 10^4$ (3000)	$4 \cdot 10^4$ (4000)
Polvos: porosos medios densos	$0,5 \cdot 10^4$ (500)	$1 \cdot 10^4$ (1000)	$1,5 \cdot 10^4$ (1500)
	$1 \cdot 10^4$ (1000)	$1,5 \cdot 10^4$ (1500)	$2,5 \cdot 10^4$ (2500)

Fuente: Libro premio nacional ANR 2007

Nota: El valor de C_p para arenas compactas se toma en un 50% más que el mayor valor de la tabla.

Tabla 10: Modulo de deformación E Mpa(kgf/cm²) para greda arenosa arena arcillosa y arcilla.

ORIGEN	TIPO DE SUELO		COEFICIENTE DE POROSIDAD €										
			0.35	0.45	0.55	0.65	0.75	0.85	0.95	1.05	1.2	1.4	1.6
Aluvial, diluvial, de lago, de lago aluvial	Greda arenosa	0<= IL<=0.75	-	32	24	16	10	7	-	-	-	-	-
			-	320	240	160	100	70	-	-	-	-	-
	Arena arcillosa	0<= IL<=0.25	-	34	27	22	17	14	11	-	-	-	-
			-	340	270	220	170	140	110	-	-	-	-
		0.25<= IL<=0.5	-	32	25	19	14	11	9	-	-	-	-
		-	320	250	190	140	110	8	-	-	-	-	
		0.5<= IL<=0.75	-	-	-	17	12	8	6	5	-	-	-
			-	-	-	170	120	80	60	50	-	-	-
	Arcilla	0<= IL<=0.25	-	-	26	24	21	18	15	12	-	-	-
		-	-	260	240	210	180	150	120	-	-	-	
0.25<= IL<=0.5		-	-	-	21	18	15	12	9	-	-	-	
	-	-	-	210	180	150	120	90	90	-	-	-	
	0.5<= IL<=0.75	-	-	-	-	15	12	9	7	-	-	-	
		-	-	-	-	150	120	90	70	-	-	-	
Fluvioglacial	Greda arenosa	0.5<= IL<=0.75	-	33	24	17	11	7	-	-	-	-	
			-	330	240	170	110	70	-	-	-	-	
	Arena arcillosa	0<= IL<=0.25	-	40	33	27	21	-	-	-	-	-	
			-	400	330	270	210	-	-	-	-	-	
	0.25<= IL<=0.5	-	35	28	22	17	14	-	-	-	-		
	-	-	350	280	220	170	140	-	-	-	-		
	0.5<= IL<=0.75	-	-	-	17	13	10	7	-	-	-		
		-	-	-	170	130	100	70	-	-	-		
Maritimo	Grada arenosa, arena arcillosa	IL<=0.5	75	55	45	-	-	-	-	-	-	-	
			750	550	450	-	-	-	-	-	-	-	
Capa geologica de Oxford	Arcilla	0.25<= IL<=0	-	-	-	-	-	-	27	25	22	-	
			-	-	-	-	-	-	270	250	220	-	
		0<= IL<=0.25	-	-	-	-	-	-	24	22	19	15	
	-	-	-	-	-	-	240	220	190	150	-		
	0.25<= IL<=0.5	-	-	-	-	-	-	-	-	16	12	10	
		-	-	-	-	-	-	-	-	160	120	100	

Fuente: Libro premio nacional ANR 2007

5.3 MODELO V.A. ILICHEV-YU.V. MONGOLOV-V.M SHAEVICH

Los coeficientes de rigidez de la cimentación con pilotes para la compresión elástica uniforme K_z desplazamiento elástico uniforme K_x y la rotación elástica K_φ , se determinan por las fórmulas:

$$K_z = nC_1$$

$$K_x = nC_2 - \frac{n^2 C_3^2}{C_1 \sum_{i=1}^n y_i^2 + nC_4}$$

$$K_x = C_1 \sum_{i=1}^n y_i^2 + nC_4 - n \frac{C_3^2}{C_2}$$

Dónde:

n = número de pilotes en el cabezal simétrico;

y_i = distancia del eje de rotación del cabezal, hasta el eje i del pilote;

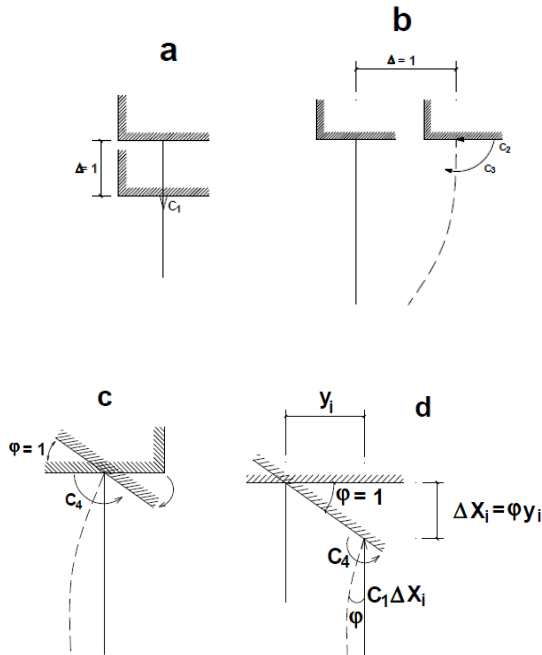
C_1 = fuerza orientada a lo largo del eje longitudinal i del pilote, que surge debido al asentamiento elástico unitario de la base del cabezal en la misma dirección del eje indicado (figura 26.a);

C_2 = fuerza orientada perpendicular al eje y que surge debido al desplazamiento elástico unitario del cabezal en la misma dirección (figura 26.b);

C_3 = momento actuante en el plano que pasa por el eje del pilote y que surge debido al desplazamiento elástico unitario de la base del cabezal en el mismo plano por la normal con el eje del pilote (figura 26.c);

C_4 = momento actuante en el plano, que pasa por el eje del pilote y que surge debido a la rotación elástica unitaria del cabezal en el mismo plano (figura 24.d).

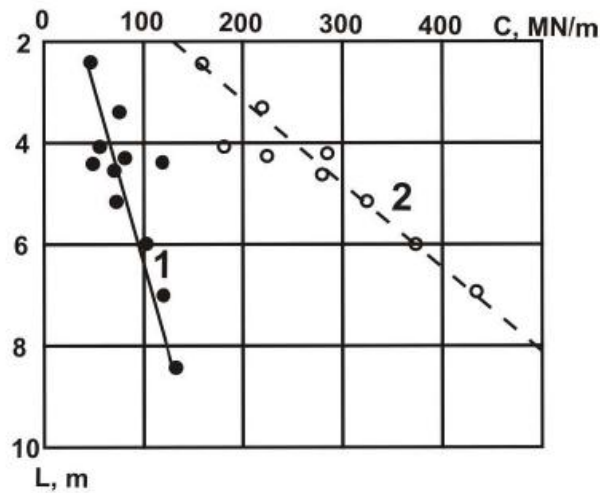
Figura 26: Fuerzas y momentos de C_1 , C_2 , C_3 , C_4



Fuente: Libro premio nacional ANR 2007

Los valores del coeficiente C_1 para pilotes de concreto armado, hincados en arenas arcillosas o arenas expandidas, se determinan de acuerdo a los resultados de ensayos ante cargas estáticas verticales mostradas en la figura 25.

Figura 27: Dependencia del coeficiente C_1 respecto a la profundidad de hincado del pilote (1 y 2 corresponden a los valores experimental y teórico)



Fuente: Libro premio nacional ANR 2007

El coeficiente C_2 para cabezales bajo y alto se determina por las fórmulas:

Cabezal bajo:

$$C_2 = \frac{\alpha^3 EL}{a_y(\xi_0)}$$

Cabezal alto:

$$C_2 = \frac{EL}{C_h^y}$$

Dónde:

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{Kb}{EI}}$$

$$\xi_1 = \alpha \cdot l$$

$$C_h^H = a_h^H - a_h^M C_h^M$$

$$a_h^H = \frac{a_y^M(0)}{\alpha^2} + \frac{a_\varphi^M(0)h}{\alpha^2} + \frac{h^2}{2}$$

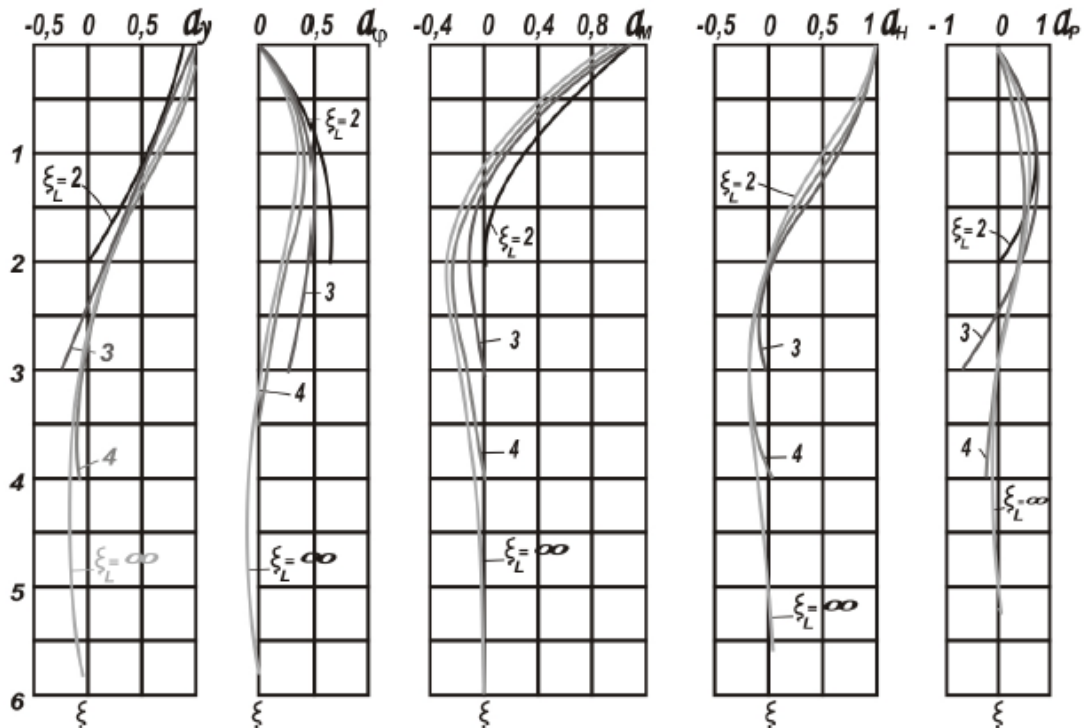
$$C_h^M = \frac{\alpha \cdot a_h^M}{a_\varphi^M(0) + \alpha \cdot h}$$

b = ancho de la sección transversal del pilote;

EI = rigidez a flexión de la sección transversal del pilote.

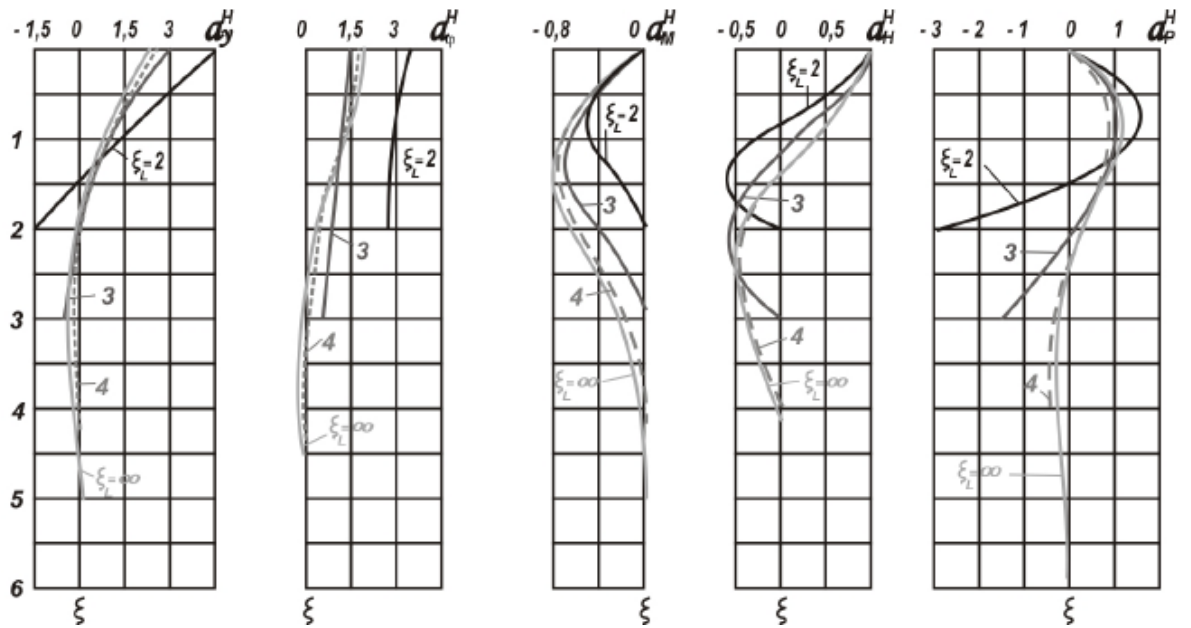
Los valores de los coeficientes $a_y(\xi)$, $a_\varphi(\xi)$, $a_M(\xi)$, $a_H(\xi)$ para pilotes con el extremo inferior libre, cuando $\xi_1 \geq 2$ están dados en las figuras.

Figura 28: Coeficientes de $a_y(\xi)$, $a_\varphi(\xi)$, $a_M(\xi)$, $a_H(\xi)$, $a_p(\xi)$ para pilotes con el extremo inferior libre.



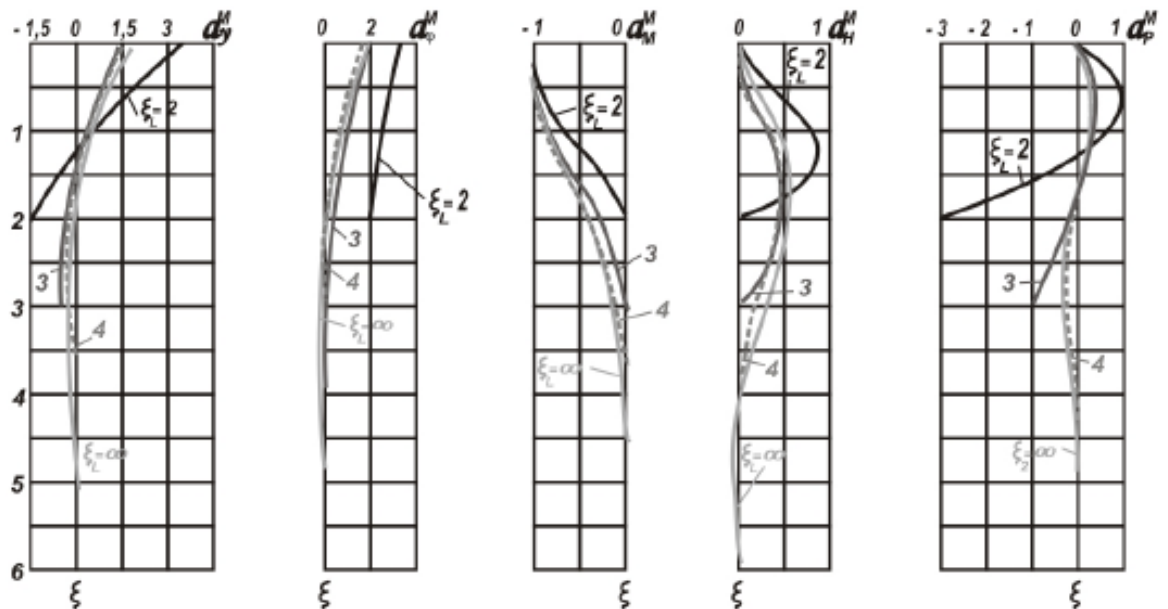
Fuente: Libro premio nacional ANR 2007

Figura 29: Coeficientes de $a_y^H(\xi)$, $a_\phi^H(\xi)$, $a_M^H(\xi)$, $a_H^H(\xi)$, $a_p^H(\xi)$ para pilotes con el extremo inferior libre.



Fuente: Libro premio nacional ANR 2007

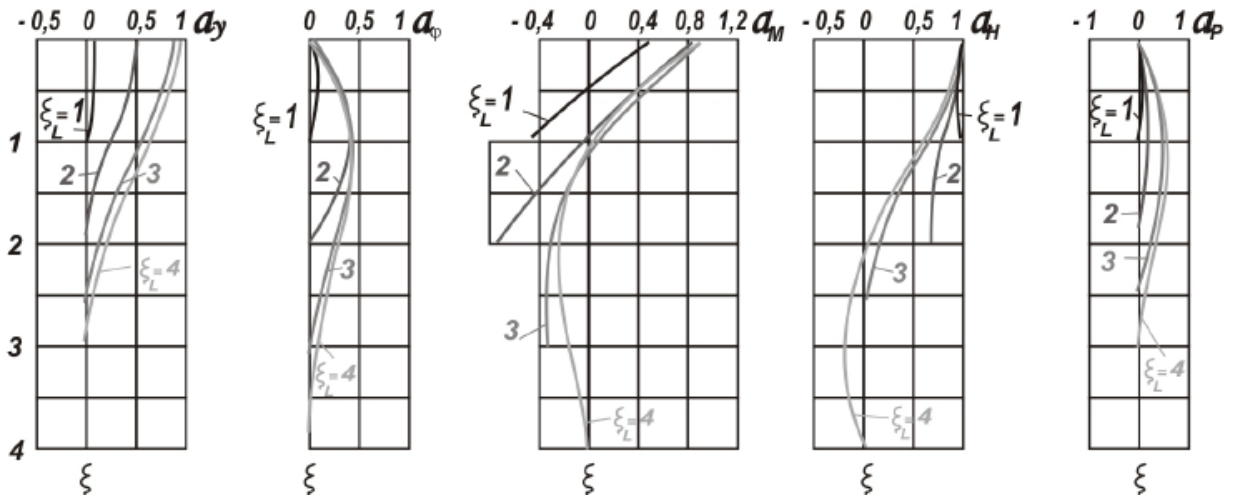
Figura 30 Coeficientes de $a_y^M(\xi)$, $a_\phi^M(\xi)$, $a_M^M(\xi)$, $a_H^M(\xi)$, $a_p^M(\xi)$ para pilotes con el extremo inferior libre.



Fuente: Libro premio nacional ANR 2007

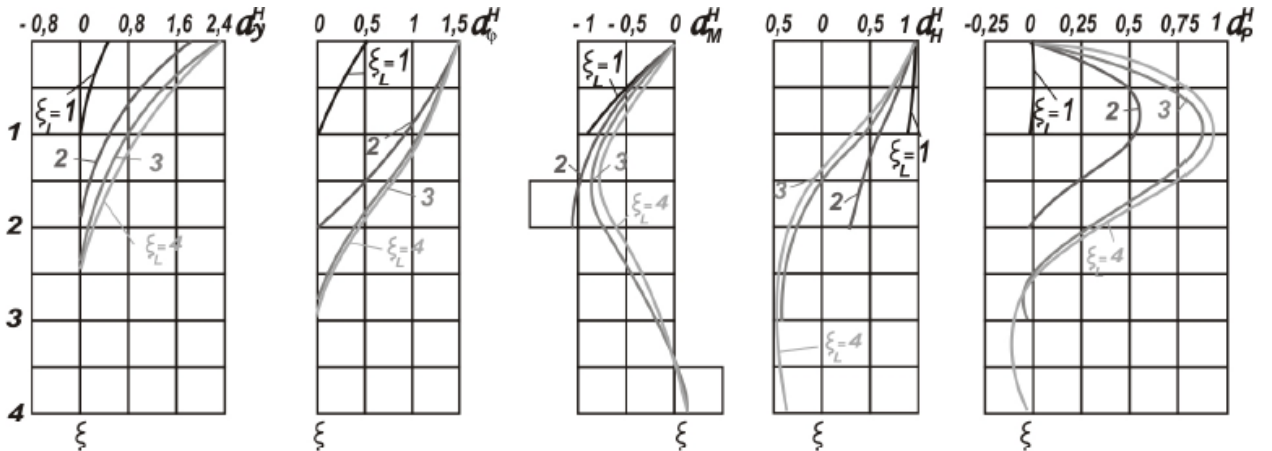
Para pilotes con el extremo inferior empotrado en roca o suelo duramente congelado, si $\xi_1 \geq 1$ está dado en las figuras.

Figura 31: Coeficientes de $a_y(\xi)$, $a_\varphi(\xi)$, $a_M(\xi)$, $a_H(\xi)$, $a_p(\xi)$ para pilotes con el extremo inferior empotrado en roca o suelo duramente congelado.



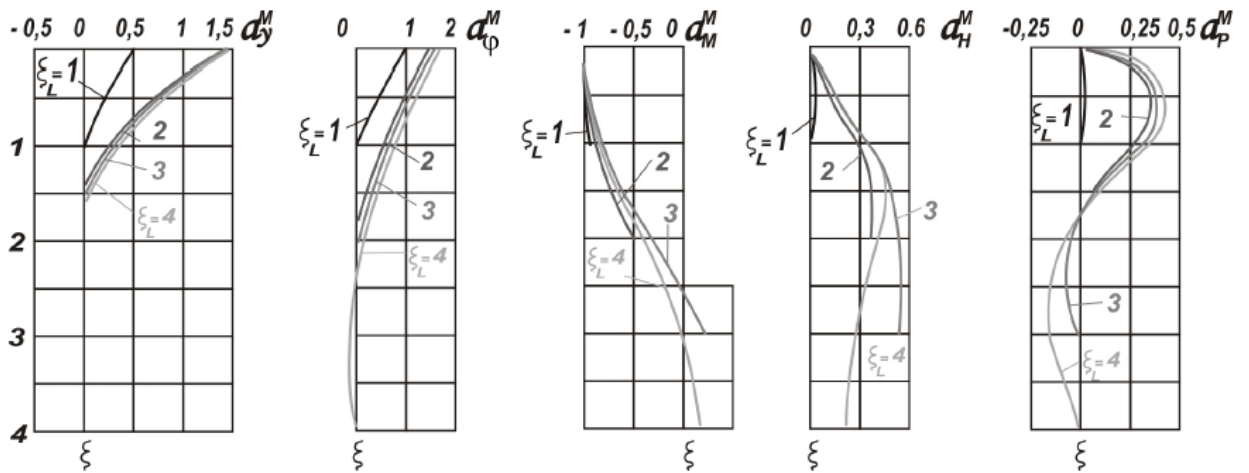
Fuente: Libro premio nacional ANR 2007

Figura 32: Coeficientes de $a_y^H(\xi)$, $a_\varphi^H(\xi)$, $a_M^H(\xi)$, $a_H^H(\xi)$, $a_p^H(\xi)$ para pilotes con el extremo inferior empotrado en roca o suelo duramente congelado.



Fuente: Libro premio nacional ANR 2007

Figura 33: Coeficientes de $a_y^M(\xi)$, $a_\varphi^M(\xi)$, $a_M^M(\xi)$, $a_H^M(\xi)$, $a_p^M(\xi)$ para pilotes con el extremo inferior empotrado en roca o suelo duramente congelado.



Fuente: Libro premio nacional ANR 2007

El coeficiente C_3 para cabezales bajo y alto se determina por las fórmulas:

Cabezal bajo:

$$C_3 = \frac{a_M(\xi_0)\alpha^2 EI}{a_y(\xi_0)}$$

Cabezal alto:

$$C_3 = \frac{C_h^M EI}{C_h^y}$$

El coeficiente C_4 para cabezales bajo y alto se determina por las fórmulas:

Cabezal bajo:

$$C_4 = \frac{a_M(\xi_0)\alpha EI}{a_\varphi(\xi_0)}$$

Cabezal alto:

$$C_4 = \frac{\alpha EI c_h^M}{c_h^M a_\varphi^M(0) - a_\varphi^M(0)h + \frac{a_\varphi^M(0)}{2\alpha} - \frac{\alpha h^2}{2} + \alpha h c_h^y}$$

Dónde:

$a_M(\xi_0)$ = Coeficientes dados en las tablas 28, 29, 30, 31, 32 y 33.

6. PROGRAMAS USUALES EN EL CÁLCULO DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.

La interacción suelo estructura es un tema un poco complejo y requiere de técnicas avanzadas de cálculo, por lo cual su desarrollo es un poco dispendioso si se hace de manera manual y en algunos casos requiere de mucho tiempo, esto hace que la investigación no tenga cierta exactitud ya que depende de la habilidad del individuo en el desarrollo matemático, lo anterior ha generado que los centros investigativos universitarios se vuelvan interdisciplinarios desarrollando nuevos softwares que complemente las diferentes ramas de la ingeniería.

Actualmente con el desarrollo tecnológico y con los avances informáticos es posible realizar dichas investigaciones en tiempos cortos y de mayor complejidad, los parámetros que se utilizan para la evaluación geotécnica permite que los modelos que se generan a través de elementos finitos se asemejen a la realidad, dando la posibilidad de analizar y estudiar un poco más a fondo los proceso en los que se vinculan las estructuras y su interacción con el suelo.

A continuación se presentan una serie de softwares especializados en la evaluación o análisis de estructuras y su interacción con el suelo.

6.1 PROGRAMA OPENSEES

OPENSEES es una plataforma informática para el desarrollo de aplicaciones de simulación del comportamiento de sistemas estructurales y geotécnicos, sometidos a eventos sísmicos, posee capacidades avanzadas para la modelación y análisis de la respuesta no lineal de sistemas estructurales, para ello dispone de un amplio rango de modelos de materiales, elementos y algoritmos de solución.

OPENSEES utiliza métodos basados en elementos finitos, por lo tanto el primer paso para la modelación es subdividir el sistema en elementos y nudos, para de esta manera definir la acción de cargas, y las restricciones nodales. La característica principal de OPENSEES es que dicha modelación y simulación se la realiza a través de una fuente abierta. Esto quiere decir que OPENSEES está bajo constante desarrollo, de tal suerte que los diseñadores y los usuarios pueden actualizar sus bases permanentemente.

El lenguaje de interpretación llamado lenguaje TCL, originado del acrónimo en inglés "Tool Command Language" o lenguaje de herramientas de comando, ha sido utilizado para soporte de los comandos de OPENSEES, los cuales son usados para la definición de la geometría del problema, estados de carga, formulación y solución. Tcl es un lenguaje script (interpretación) creado por John Ousterhout en la Universidad de Berkeley, provee útiles herramientas de programación, permite manipulación de variables, contiene estructuras básicas de control (if, while, for, foreach), evaluación de expresiones matemáticas y manipulación de archivos. Por su fácil aprendizaje, Tcl rápidamente ganó amplia aceptación, además que resulta ser muy potente en las manos adecuadas. Es usado principalmente en el desarrollo rápido de prototipos, aplicaciones "script", interfaces gráficas y pruebas. Entre las principales características del lenguaje Tcl podemos mencionar siguientes:

- ✓ Es un lenguaje interpretado, y su código puede ser creado y modificado dinámicamente.
- ✓ Todos los elementos de un programa son comandos, incluyendo las estructuras del lenguaje. Dichos comandos se escriben en notación polaca.
- ✓ Todos los comandos pueden ser redefinidos o sobrescritos de manera dinámica.

- ✓ Todos los datos son manejados como cadenas de caracteres Unicode, incluyendo el código fuente. En efecto, soporta totalmente Unicode desde su lanzamiento del año 1999.
- ✓ Permite la programación orientada a eventos sobre "sockets" y ficheros.
- ✓ También son posibles los eventos basados en tiempo y los definidos por el usuario.
- ✓ Permite escribir código fácil de mantener. Los "scripts" Tcl son a menudo más compactos y legibles que los programas funcionalmente equivalentes en otros lenguajes de programación.
- ✓ Es fácilmente "extensible" vía C, C++ y Java.
- ✓ Está fuertemente integrado con los entornos gráficos, a través de su interfaz Tk.
- ✓ Es un lenguaje multiplataforma, con intérpretes que se ejecutan sobre Windows, Linux, UNIX, MacOS y OSX e incluso microprocesadores PIC.

Es importante resaltar que una de las características más importantes de Tcl es su extensibilidad. Y justamente gracias a ello es que se ha podido incluir comandos adicionales para el uso con OpenSees.

6.2 PROGRAMA FLUSH

El programa FLUSH es un desarrollo de la compleja respuesta de elementos finitos, anteriormente conocido como LUSH (Lysmer et al 1974). El nuevo programa es mucho más rápido por lo tanto incluye un mayor número de nuevas características lo cual hace que el programa sea más eficiente y versátil, empleados para desarrollo de aplicaciones de simulación del comportamiento de sistemas estructurales y geotécnicos, y además proporciona una completa herramienta para el análisis sísmico interacción suelo-estructura por el método de respuesta compleja. El programa FLUSH incluye las siguientes características:

- ✓ Plano de deformaciones elementos cuadriláteros para el modelado de los suelos y estructuras.
- ✓ Elementos de viga para el modelado de estructuras.
- ✓ Varias propiedades de los suelos no lineales para el análisis lineal equivalente.
- ✓ Un aproximado de 3-D capacidad que hace posible llevar a cabo análisis de interacción suelo-estructura.
- ✓ Elimina la necesidad de realizar varios análisis para asegurar que los límites de elementos finitos se colocan lo suficientemente lejos de las estructuras.
- ✓ Deconvolución interna. Esta característica elimina la necesidad de realizar un análisis del sitio de respuesta independiente para la determinación de los movimientos de base rígida.
- ✓ Cómodas funciones de manejo de archivos que proporcionan la capacidad de reiniciar y un registro permanente para la recuperación posterior de los detalles de la solución.
- ✓ Impresos, trazado o almacena historias de salida de tiempo de aceleración y momentos de flexión.
- ✓ Cálculo de los máximos esfuerzos cortantes en elementos de viga.
- ✓ Impresos o almacena velocidad de aceleración de los espectros de respuesta.
- ✓ Trazado de las funciones de amplificación de Fourier.
- ✓ Corrección de línea de base opcional de entrada y salida de los movimientos.
- ✓ Algunas de las características adicionales que mejoran la eficiencia, la utilidad y la claridad del programa (opcional método RMS para los cálculos de tensión, nuevo esquema de interpolación, etc.)

6.3 PROGRAMA PLAXIS

Plaxis es un paquete de elementos finitos que ha sido desarrollado específicamente para el análisis de la deformación y la estabilidad en los proyectos de ingeniería geotécnica. Los procedimientos sencillos y gráficos de entrada permiten una rápida generación de complejos modelos de elementos

finitos, y las instalaciones de producción mejorados proporcionan una detallada presentación de los resultados computacionales. El mismo cálculo es totalmente automatizado y basado en sólidos procedimientos numéricos.

El módulo 3D Dynamics es una extensión para PLAXIS 3D. El cual contiene aplicaciones geotécnicas que requieren avanzados modelos constitutivos para la simulación del comportamiento no lineal, de suelos y / o roca. Si bien el modelado de la propia tierra es un tema importante, muchos proyectos involucran el modelado de estructuras y la interacción entre las estructuras y el suelo. El módulo Dynamics ofrece las herramientas para analizar la propagación de ondas a través del suelo y su influencia sobre las estructuras. Esto permite el análisis de la carga sísmica, así como vibraciones debidas a actividades de construcción. PLAXIS Dynamics ofrece la posibilidad de realizar cálculos dinámicos en las fases de cálculo individuales.

6.4 PROGRAMA PHASE DE ROCSCIENCE:

Software de rocscience versión 6.0 para la modelación mediante métodos de elementos finitos de la interacción suelo-estructura. Permite la modelación de la condición de esfuerzos y deformaciones mediante análisis elasto-plásticos en 2D para la condición del subsuelo o excavaciones en roca o suelo, El programa puede ser utilizado en una amplia gama de proyectos de ingeniería mostrando los resultados en múltiples etapas.

7. AVANCES DE LA NORMA SISMO RESISTENTE COLOMBIANA NSR-10

Los requisitos presentados en el Apéndice A.2 se pueden utilizar para tener en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura en la determinación de fuerzas sísmicas de diseño y las deformaciones que estas imponen a la estructura.

El uso del apéndice A.2 se permite dentro de las limitaciones del Capítulo A.7 de la NSR-98 y NSR-10 cuando el modelo matemático utilizado no incorpora directamente la flexibilidad de la cimentación (uso de modelos empotrados en la base).

La NSR-98 y NSR-10 menciona dos métodos para el análisis estructural, el primero el método de fuerza Horizontal Equivalente y el segundo Análisis Dinámico Modal Elástico presentados en los numerales A-2.2 y A-2.3 respectivamente. Para la evaluación de la interacción suelo-estructura, los métodos de análisis mencionados anteriormente deben ser usados cuando el modelo incorpore una base flexible, es decir tomen en cuenta la rigidez del suelo, donde se modela directamente el análisis de la estructura y no se idealiza como un modelo de base empotrado.

Dependiendo de las características que tengan la estructura, su cimentación y el suelo subyacente, la respuesta ante la sollicitación de cargas verticales y sísmicas varía cuando no se tiene en cuenta la interacción suelo-estructura en aspectos importantes como son el aumento de desplazamientos laterales de la estructura, variación en la distribución de las fuerzas cortantes horizontales producidas por los movimientos sísmicos, cuando se tiene en cuenta la flexibilidad que el suelo aporta, se presenta un incremento en el periodo del sistema suelo-estructura y cambios en la distribución de esfuerzos en la cimentación de la estructura con diferentes tipos de suelos.

Es muy importante resaltar que la gran importancia que tiene la exploración geotécnica, la interpretación de datos, los procedimientos de laboratorio que cuantifiquen las características del material bajo condiciones dinámicas, deformaciones esperadas durante eventos sísmicos y recomendaciones que debe contener un estudio geotécnico.

CONCLUSIONES

Los primeros estudios de la interacción suelo-estructura se dieron a mediados del año 1867 con el modelo de Winkler conocido como la teoría clásica de la viga sobre fundación elástica, y en relación a los demás modelos todos tienen en cuenta la elasticidad del suelo y su objetivo principal es encontrar el módulo de reacción del mismo.

Existen varios modelos de interacción suelo-estructura que en la mayoría de los casos se han corroborado como consecuencia de sismos ocurridos, entre ellos el de Niigata (Japón) en el año 1964, Bujar (Unión de Repúblicas Socialistas Soviéticas) en 1976, Spitak (Armenia) en 1988, Kobe (Japón) en 1995, y que de acuerdo a lo observado se encontró que los daños más notables sucedieron en los edificios que tenían zapatas aisladas, sucediendo lo contrario para los demás tipos de cimentación, en los cuales se observó una buena respuesta frente al efecto sísmico.

Los avances tecnológicos de universidades como “university of california Berkeley” y empresas privadas permitieron el desarrollado Software de modelación (Flush, Openses, Plaxis, entre otros) los cuales nos permiten realizar modelos de interacción suelo-estructura que se asemejan a la realidad y ayudan a visualizar el comportamiento de una estructura para diferentes escenarios críticos y no críticos.

Es de notar que en la actualidad Colombia siendo un país que se encuentra en constate cambio y desarrollo en infraestructura, no enfatice en su normatividad el problema de la interacción suelo-estructura, generando vacíos en su utilización, ya que no contempla metodologías suficientes que guíen de una u otra manera el análisis sísmico de estructuras.

La NSR-10 solo tiene en cuenta la interacción suelo-estructura para edificaciones esbeltas y no para cualquier otro tipo de estructura.

Cuando se tiene en cuenta la flexibilidad que el suelo aporta, la cual depende del tipo de material que lo componga, se genera cambios en la distribución de esfuerzos de la cimentación, presentándose un incremento en el periodo del sistema suelo-estructura.

Los modelos investigados para la interacción suelo-estructura aún se encuentran en investigación y desarrollo, y en el momento de modelar una estructura teniendo en cuenta la interacción suelo-estructura no hay un modelo definido a seguir, y los resultados como se observó en los anexos varia de la siguiente manera: edificios con zapatas aisladas ente 32% y 92%, edificios altos cimentados sobre pilotes entre 58% y 85% y para cimentaciones con placa de cimentación ente 98% y 99%.

Existen programas para el modelamiento de la interacción suelo-estructura pero se encuentran limitados debido a que algunos únicamente tienen en cuenta la interacción de la cimentación con el suelo (Plaxis, Phase De Rocscience) y otros la interacción de la estructura con la cimentación (Sap2000, Opensees)

BIBLIOGRAFÍA

ABASCAL GARCIA Ramón, Estudio de problemas dinámicos en interacción suelo-estructura por el método de los elementos de contorno, tesis Doctoral Universidad de Sevilla, febrero 1984.

BOTERO P., J. C. JARAMILLO F., J.D.; ROCHEL A., R. Evaluación de los efectos inerciales de interacción dinámica suelo-estructura para edificaciones ubicadas en Medellín, revista universidad EAFIT, 7 de mayo de 2004.

DELGADO Manuel. Libros editores. Estructura suelos. Colombia escuela de ingeniería consultado el 25 de octubre de 2012 disponible en: <http://www.slideshare.net/LibrosyEditores/interaccin-sueloestructura-ncluye-cdrom-manuel-delgado-vargasescuela-colombiana-de-ingenier>

GALICIA GUARNIZ William, LEON VASQUEZ Javier, Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones de albañilería confinada con plateas de cimentación, Universidad Privada Antenor Orrego, Trujillo Perú, 2007

NSR-10 “norma colombiana de diseño y construcción sismo resistente” Título A Capítulo 7 Interacción Suelo-Estructura.

OLARTE GUARÍN Juan Carlos, Espectros de diseño considerando interacción dinámica Suelo-Estructura, trabajo de grado, Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín, 2009.

SAKOMOTO I., IRANI M.A. Comparative Study Between Theory and observation on Soil-Structure Interaction Problem Proc V World Conf. Earthquake Eng.

VILLAREAL CASTRO Genner, Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas, libro premio nacional ANR 2006, Lima Perú, 2009.

VILLAREAL CASTRO Genner, Interacción suelo-estructura en edificios altos, libro premio nacional ANR 2007, Lima Perú, 2009.

ZEEVAERT W. Leonardo, interacción suelo-estructura de cimentación, Impresiones Editoriales s.a. México D.F. 1991.

ANEXOS

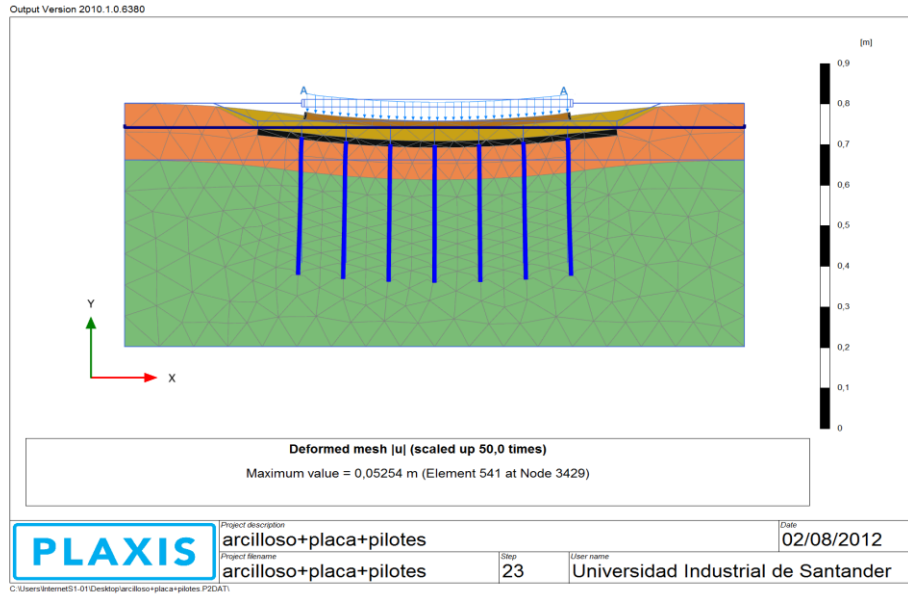
ANEXO A. ANALISIS COMPARATIVO DE INTERACCION SUELO – EXTRUCTURA PARA SEMENTACIONES PROFUNDAS DE UN TANQUE DE ALMACENAMIENTO USANDO UN PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS (PLAXIS)

El presente anexo relaciona las investigaciones realizadas en la tesis de grado *“Estudio del comportamiento de cimentaciones profundas para tanques de almacenamiento usando un programa de elementos finitos, presentado por los estudiantes de ingeniería Civil Andrés Felipe García Solórzano y Yasdeily Pérez Suárez para obtener el título de ingeniero Civil”*

En las investigaciones realizadas, utilizaron el programa de elementos finitos Plaxis 2D para modelar diferentes perfiles de suelo que soporta la carga de un tanque de almacenamiento, con el fin de observar el comportamiento de las deformaciones y esfuerzos que ocurren entre la base de cimentación de la estructura y el suelo subyacente a este. Por lo cual tomaron diferentes perfiles y tipos de cimentación, encontrando que el mejor comportamiento se da cuando la cimentación que soporta el tanque es un perfil arcilloso utilizando además una placa de confinamiento para el sistema de pilotes.

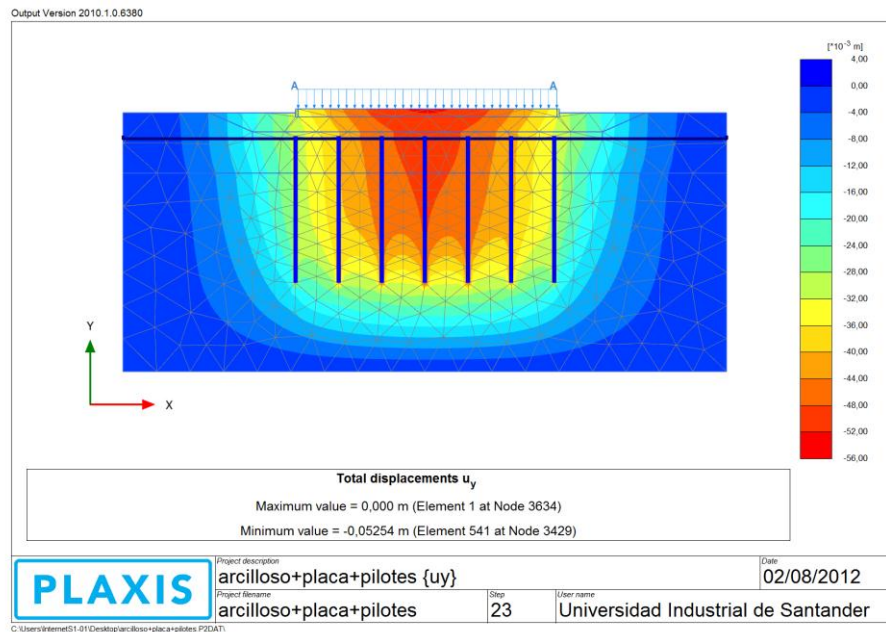
Con este sistema de cimentación se aprecia una deformación máxima de 5.2 cm y con un esfuerzo mayor en el suelos de 3915 KN/m^2 . La carga axial crítica en los pilotes es de 926.4 KN/m, desplazamiento 4.92 cm, momento cortante 1256 KN-m y flector $320.8 \text{ KN}^*\text{m/m}$, de acuerdo con las investigaciones se modelo en un escenario estático, a continuación se muestran las gráficas generadas a partir del escenario o modelo descrito anteriormente:

Figura 34 Resultados deformación máxima (perfil arcilloso).



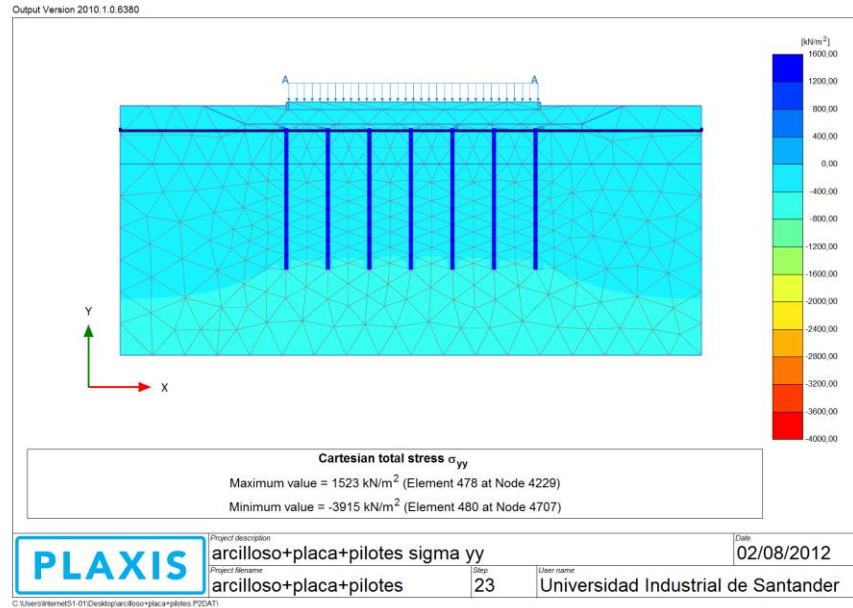
Fuente: Estudio del comportamiento de cimentaciones profundas para tanques de almacenamiento usando un programa de elementos finitos

Figura 35 Resultados deformación máxima (perfil arcilloso).



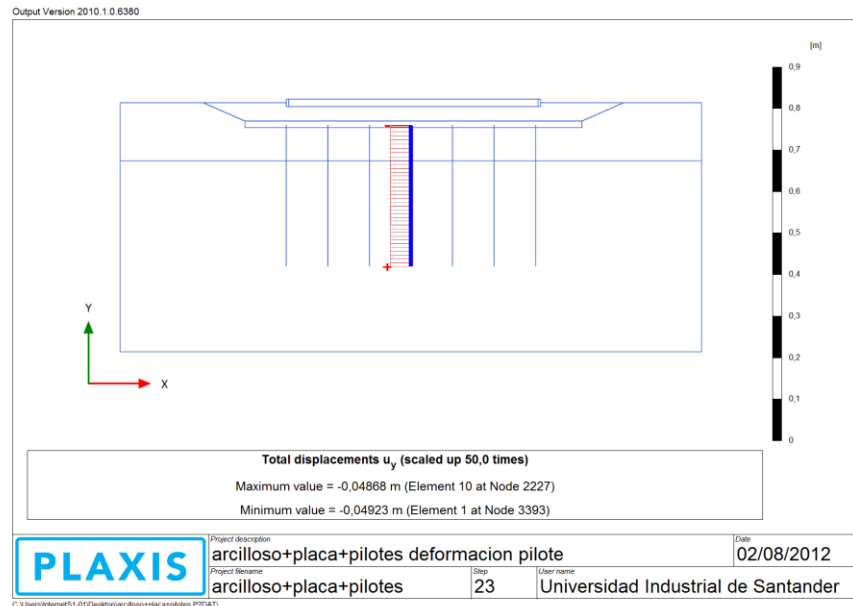
Fuente: Estudio del comportamiento de cimentaciones profundas para tanques de almacenamiento usando un programa de elementos finitos

Figura 36 Resultados esfuerzo máximo (perfil arcilloso).



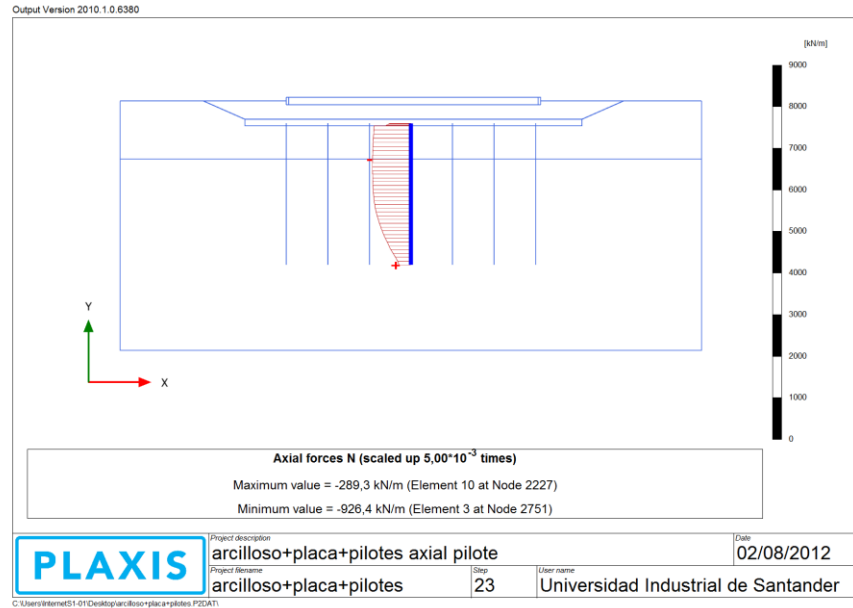
Fuente: Estudio del comportamiento de cimentaciones profundas para tanques de almacenamiento usando un programa de elementos finitos

Figura 37 Resultados desplazamiento máxima de los pilotes (perfil arcilloso).



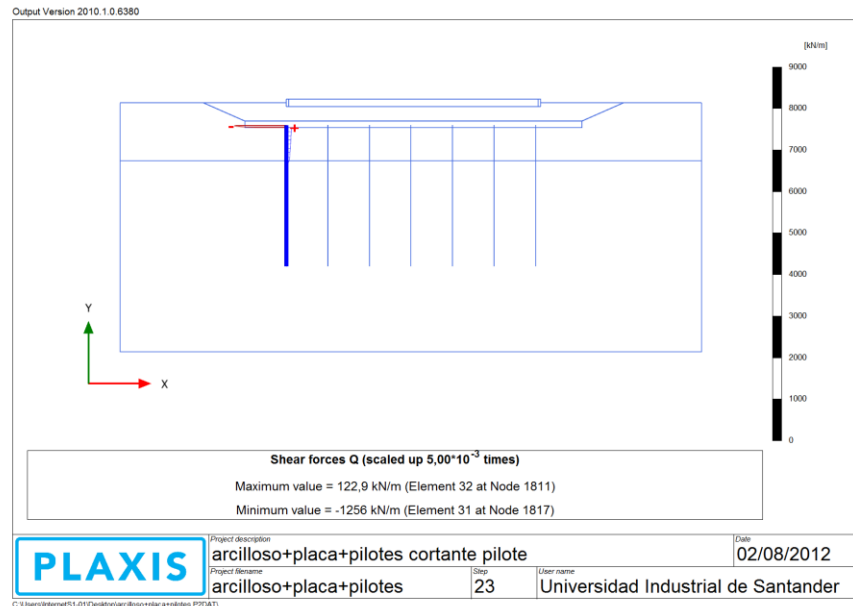
Fuente: Estudio del comportamiento de cimentaciones profundas para tanques de almacenamiento usando un programa de elementos finitos

Figura 38 Resultados fuerza axial de los pilotes (perfil arcilloso).



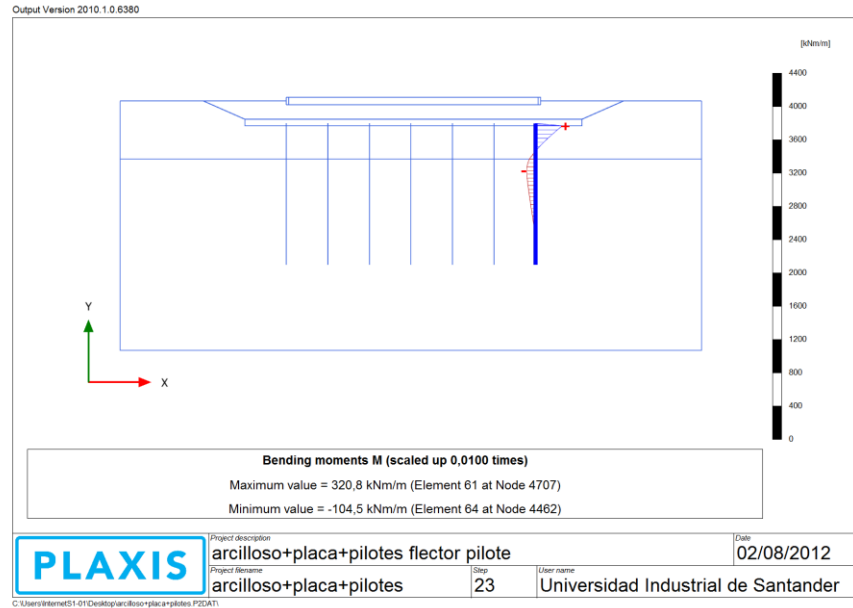
Fuente: Estudio del comportamiento de cimentaciones profundas para tanques de almacenamiento usando un programa de elementos finitos

Figura 39 Resultados fuerza cortante de los pilotes (perfil arcilloso).



Fuente: Estudio del comportamiento de cimentaciones profundas para tanques de almacenamiento usando un programa de elementos finitos

Figura 40 Resultados diagrama de momentos de los pilotes (perfil arcilloso).



Fuente: Estudio del comportamiento de cimentaciones profundas para tanques de almacenamiento usando un programa de elementos finitos

La finalidad del presente anexo es realizar una comparación del mismo perfil en un escenario estático pero teniendo en cuenta la interacción suelo-estructura para lo cual se adoptó el modelo del perfil arcilloso con pilotes y se realizó su respectiva modelación en Plaxis 2D teniendo en cuenta el coeficiente de rigidez del suelo subyacente a la placa.

Datos del tanque de almacenamiento.

Para desarrollar los modelos inicialmente se debe hablar del objetivo que estos esperan alcanzar, el cual es soportar un tanque de almacenamiento de las siguientes especificaciones:

Capacidad: 8200 ton

Diámetro: 30 m

Área: 706.86m²

Altura: 11.6 m

El modelo tendrá un soporte circular que consta de una viga anular de concreto reforzado de 30x90 cm y en su interior lleva una base granular de gran capacidad (usualmente usadas en carreteras), este soporte es el encargado de transmitir las cargas del tanque al terreno y posee las siguientes características:

Módulo de elasticidad: 70000 KN/m²

Angulo de fricción: 37°

Cohesión: 5 KN/m²

Peso específico seco: 17 KN/m³

Peso específico saturado: 20 KN/m³

En el caso de la viga anular se dispuso de las próximas propiedades a mencionar:

Módulo de elasticidad: 5100000 KN/m²

Densidad concreto reforzado: 24 KN/m³

Características del perfil “perfil arcilloso”

El perfil arcilloso, se considera poco consistente, con humedad alta y un nivel freático localizado a dos punto noventa metros (2.9 m) de la superficie del terreno, en la Tabla 1 vemos las características geomecánicas del suelo.

Tabla 11: Propiedades de los materiales (perfil arcilloso)

Profundidad (m)	Descripción del material	Peso específico seco (KN/m ³)	Peso específico saturado(KN/m ³)	Módulo de elasticidad (KN/m ²)	Relación de Poisson, μ_s	Fricción (grados)
0.00-7.00	Arcilla ligera arenosa, humedad alta, poco consistente	15	18	9000	0,15	20
7.00-30.00	Arena mal gradada con limo, de humedad alta.	15	17	24000	0,3	30

Fuente: Estudio del comportamiento de cimentaciones profundas para tanques de almacenamiento usando un programa de elementos finitos

CALCULO DEL COEFICIENTE DE RIGIDEZ

Modelo Dinámico D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV

De acuerdo a los datos de la tabla 1 podemos calcular el valor de C_o para un suelo de arcilla ligera arenosa, humedad alta y poco consistente

$$C_o = 1.7 * \frac{90}{1 - 0.15^2} * 10^{-3} = 1.57 \left[\frac{Kg}{cm^3} \right]$$

Calculamos la magnitud de la presión estática del suelo. “ ρ ” para la cimentación de la estructura.

$$\rho = \frac{8200000}{706.86 * 100^2} = 1.16 \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

Podemos calcular D_o

$$D_o = 1.7 * \frac{90}{(1 - 0.15)(1 - 0.5 * 0.15)} 10^{-3} = 1.95 \left[\frac{Kg}{cm^3} \right]$$

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

$$C_x = 1.95 * \left(1 + \frac{2 * (30 + 30)}{1 * 706.86} \right) * \sqrt{\frac{1.16}{0.2}} = 5.49 \left[\frac{Kg}{cm^3} \right] = 5493.48 \left[\frac{Ton}{m^3} \right]$$

$$C_z = 1.57 * \left(1 + \frac{2 * (30 + 30)}{1 * 706.86} \right) * \sqrt{\frac{1.16}{0.2}} = 4.42 \left[\frac{Kg}{cm^3} \right] = 4422.95 \left[\frac{Ton}{m^3} \right]$$

$$C_{\phi x} = 1.57 * \left(1 + \frac{2 * (30 + 3 * 30)}{1 * 706.86} \right) * \sqrt{\frac{1.16}{0.2}} = 5.06 \left[\frac{Kg}{cm^3} \right] = 5064.84 \left[\frac{Ton}{m^3} \right]$$

Determinamos los coeficientes de rigidez K_z , K_x y $K_{\phi x}$

$$K_x = 5493.48 * 706.86 = 3883121.3 \left[\frac{Ton}{m} \right]$$

$$K_z = 4422.95 * 706.86 = 3126406.4 \left[\frac{Ton}{m} \right]$$

$$K_{\phi, x} = 5064.84 * \frac{1}{4} * \pi * 15^4 = 201381999.2 [Ton. m]$$

Modelo Dinámico A.E. SARGSIAN

Determinamos las velocidades de propagación de las ondas longitudinales y transversales:

$$C_1 = \sqrt{\frac{(1 - 0.15) * 9000}{(1 + 0.15) * (1 - 2 * 0.15) * 1.53}} = 79 \frac{m}{s}$$

$$C_2 = \sqrt{\frac{9000}{2 * (1 + 0.15) * 1.53}} = 51 \frac{m}{s}$$

$$K_x = \frac{28,8(1 - 0.15^2) * 0.153 * 51^2 * \sqrt{706.86}}{\pi(7 - 8 * 0.15)} = 16346.7 \left[\frac{Ton}{m} \right]$$

$$K_z = \frac{0.153 * 79^2 * \sqrt{706.86}}{0.833(1 - 0.15^2)} = 31178.2 \left[\frac{Ton}{m} \right]$$

$$K_{\varphi x} = \frac{8.52 * 0.153 * 51^2 * \frac{1}{4} * \pi * 15^4}{\sqrt{\pi}(1 - 0.15) * \sqrt{706.86}} = 3365625.03 [Ton.m]$$

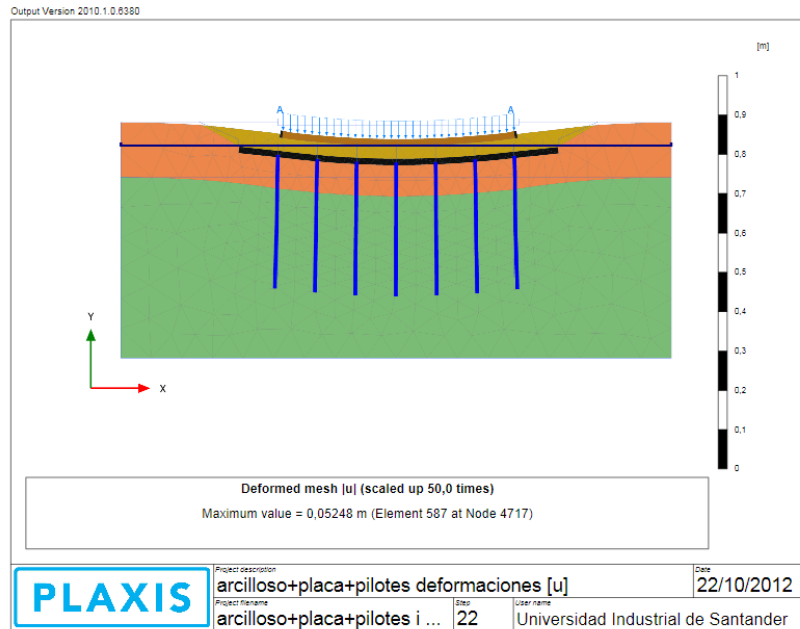
Tabla 12: Comparación de los resultados de los diferentes modelos dinámicos.

MODELO DINAMICO	Kx [Ton/m]	Ky [Ton/m]	Kz [Ton/m]	K φ x [Ton/m]	K φ y [Ton/m]	K φ z [Ton/m]
BARKAN	3883121	3883121	3126406	201381999	201381999	-
SARGSIAN	16347	16347	31178	3365625	3365625	-

Fuente: Autores

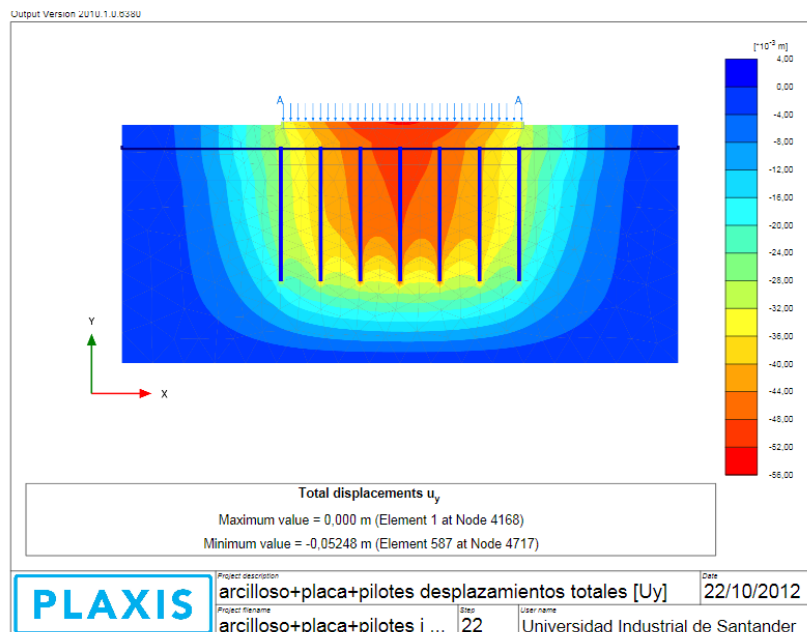
A continuación se presentan los resultados encontrados en el análisis del modelo interacción suelo-estructura en un medio estático.

Figura 41 Resultados deformación máxima (perfil arcilloso).



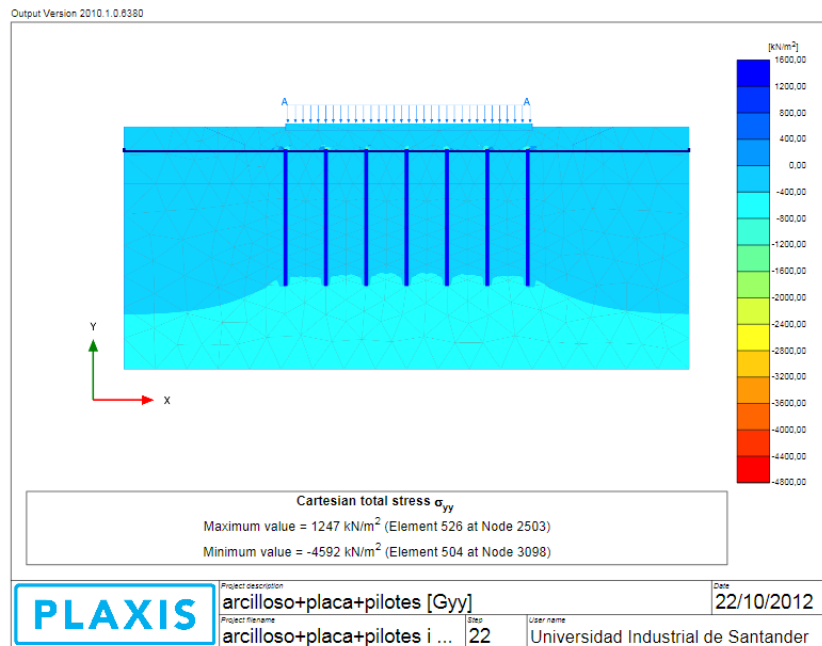
Fuente: Autores

Figura 42 Resultados deformación máxima (perfil arcilloso).



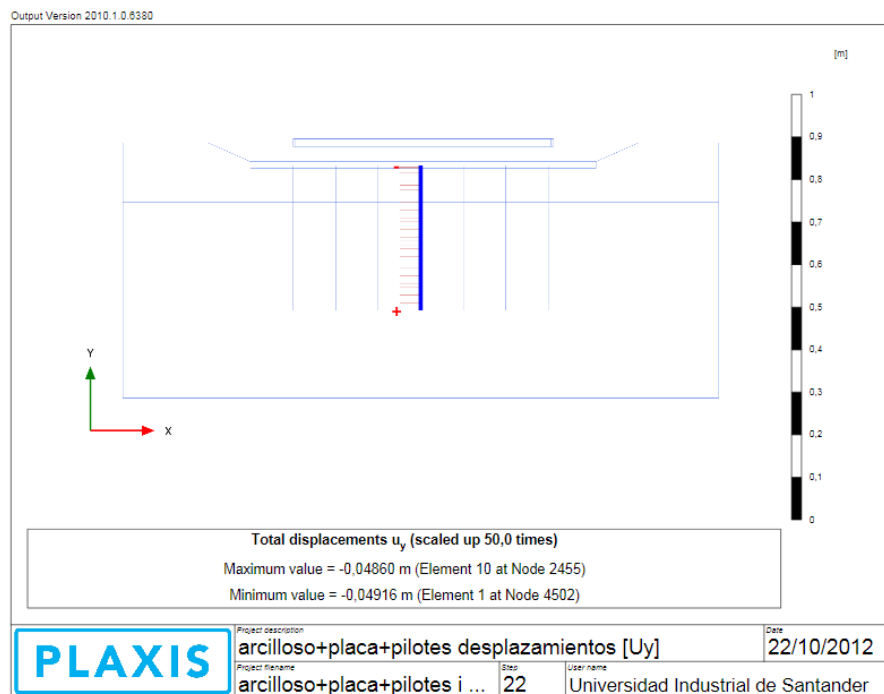
Fuente: Autores

Figura 43 Resultados esfuerzo máximo (perfil arcilloso).



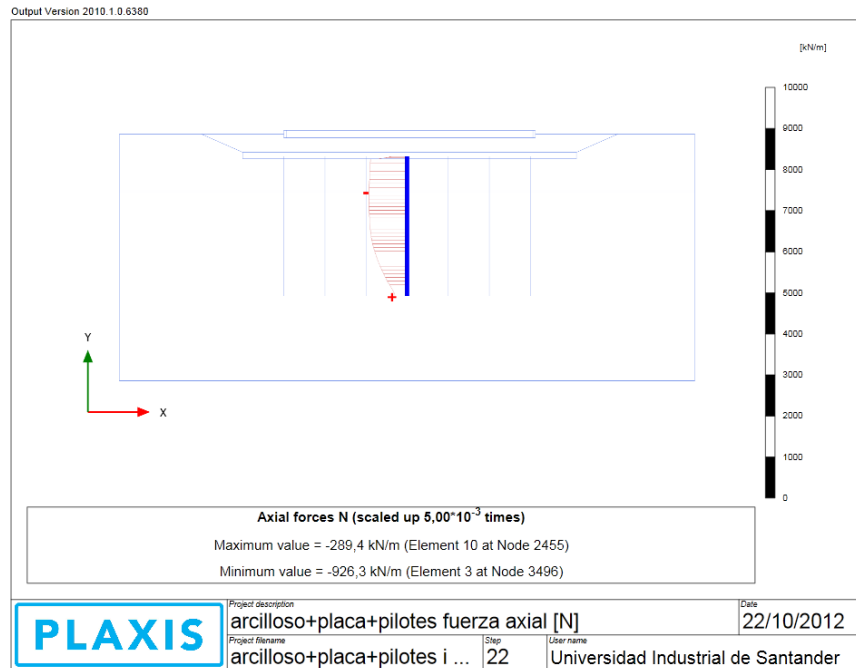
Fuente: Autores

Figura 44 Resultados desplazamiento máxima de los pilotes (perfil arcilloso).



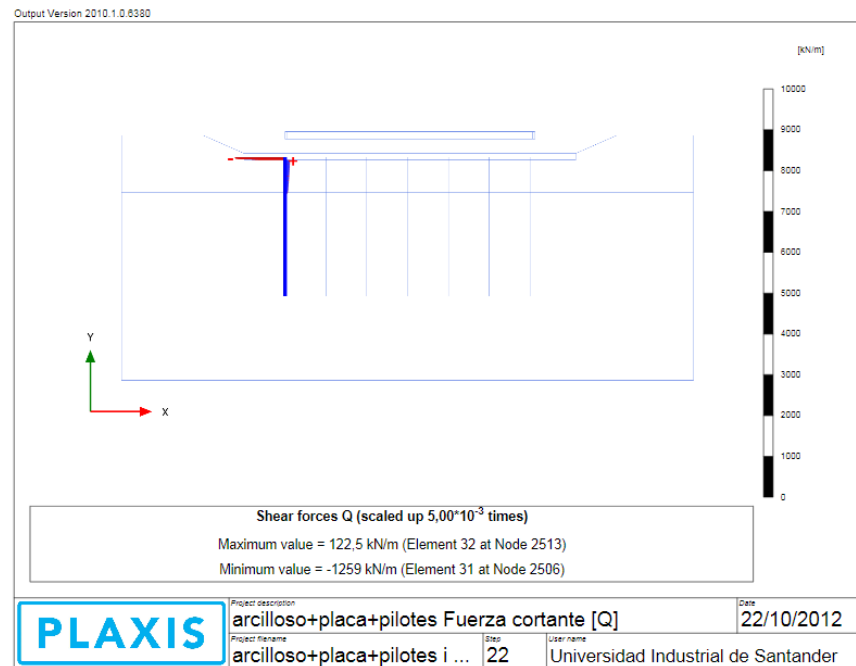
Fuente: Autores

Figura 45 Resultados fuerza axial de los pilotes (perfil arcilloso).



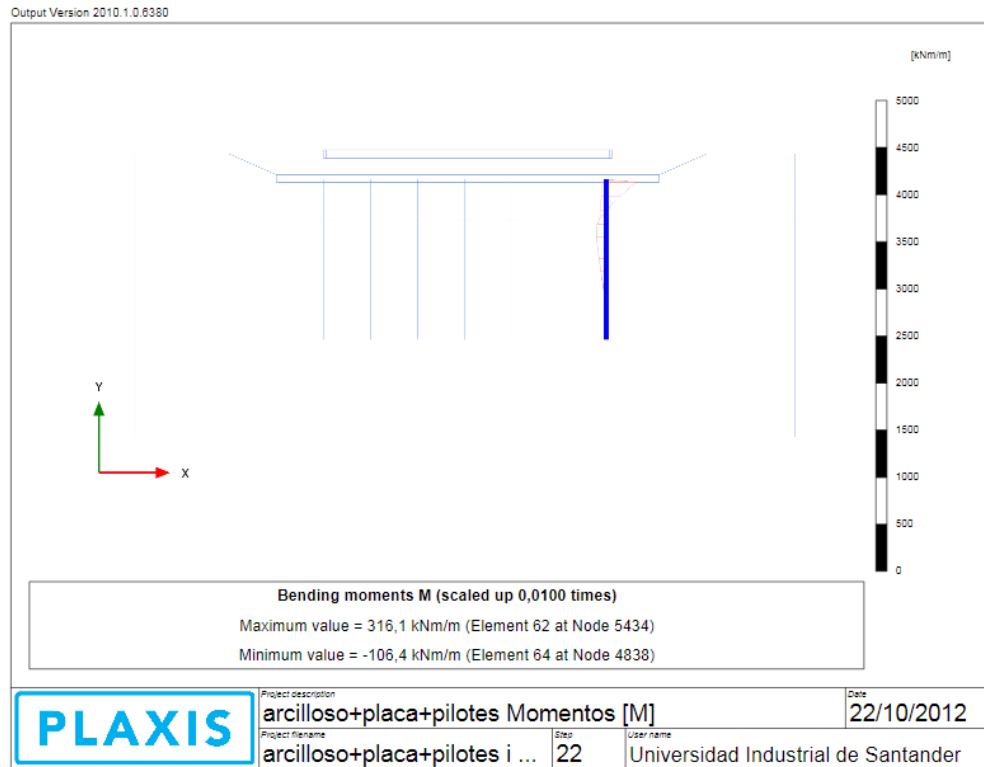
Fuente: Autores

Figura 46 Resultados fuerza cortante de los pilotes (perfil arcilloso).



Fuente: Autores

Figura 47 Resultados diagrama de momentos de los pilotes (perfil arcilloso).



Fuente: Autores

Tabla 13: Comparación de los resultados de la modelación en Plaxis 2D.

MODELO	Suelo		Pilotes			
	Deformación [m]	Gyy [KN/m ²]	Desplazamiento [m]	Fuerza Axial [KN/m ²]	Cortante [KN/m ²]	Momento [KN/m ²]
Estático *	0.05254	1523 -3915	-0.04868	-289.3 -926.4	122.9 -1256	320.8 -104.5
Estático Interacción Suelo-Estructura **	0.05248	1247 -4592	-0.04860	-289.4 -926.3	122.5 -1259	316.1 -106.4

Fuente: Autores

* Estudio del comportamiento de cimentaciones profundas para tanques de almacenamiento usando un programa de elementos finitos

** Estado del arte de la interacción suelo-estructura en cualquier tipo de edificación.

Como se puede observar en la tabla 3 del presente anexo y teniendo en cuenta que el modelo estático y comparándolo con el modelo de interacción suelo-estructura las variaciones de los resultados no presentan grandes diferencias como son: desplazamiento del suelo, fuerza axial, cortante y momento; pero se puede observar una variación en los esfuerzos efectivos del suelo, disminución en los esfuerzos a compresión y aumento en los esfuerzos a fricción del mismo.

ANEXO B. CALCULO DE LOS COEFICIENTES DE RIGIDEZ PARA CONSIDERAR LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES CON ZAPATAS AISLADAS.

Como ejemplo se da a conocer el análisis de cálculo para determinar los coeficientes de rigidez para una estructura cimentada con zapata aislada, el ejemplo es sacado del libro interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas (Libro Premio Nacional ANR 2006) escrito por el Doctor Genner Villareal Castro páginas 41, 42, 43, 46, 47, 48, 49, 50 y 51.

A continuación se presenta el análisis de una edificación típica. Este es un edificio de 5 pisos de armazón estructural de dos vanos de sistema aporticado, de dimensiones en el plano de 12m x 20m, con una altura de entrepiso de 3,5m. Las características constructivas del edificio se muestran en las figura 1, figura 2 y figura 3.

Características del edificio:

Módulo de elasticidad del concreto	$E_c = 23000\text{MPa}$
Peso específico del concreto	$\gamma_c = 2400\text{kg/m}^3 = 24\text{kN/m}^3$
Coefficiente de Poisson del concreto	$\mu = 0,20$
Carga viva	$L = 200\text{kg/m}^2 = 2\text{kN/m}^2$

Características del suelo de fundación:

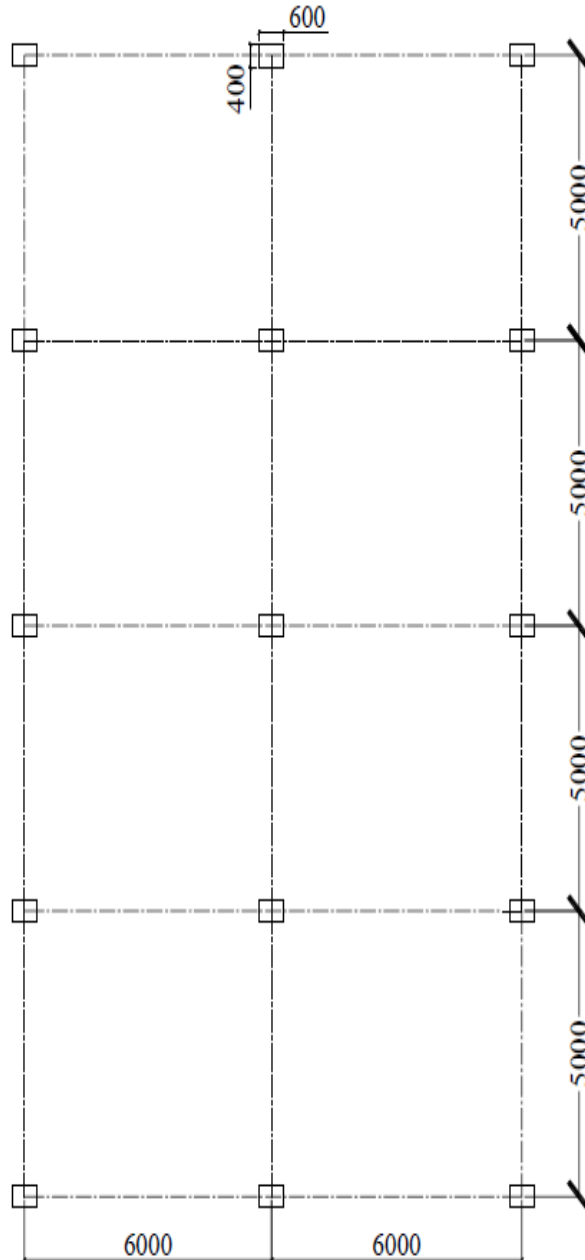
Tipo de suelo	Arena densa
Módulo de elasticidad del suelo	$E_s = 70\text{MPa}$
Densidad del suelo	$\rho_s = 0,18\text{T}\cdot\text{s}^2/\text{m}^4 = 1,8\text{kN}\cdot\text{s}^2/\text{m}^4$
Coefficiente de Poisson del suelo	$\mu_s = 0,35$
Angulo de fricción interna del suelo	$\psi_s = 240$

Se efectuó el metrado de cargas, calculándose el peso del piso superior a nivel de techo y los pesos de los pisos típicos a nivel de entrepiso, obteniéndose:

Peso del piso superior (piso 5) $W_{p5} = 135$ [Ton]

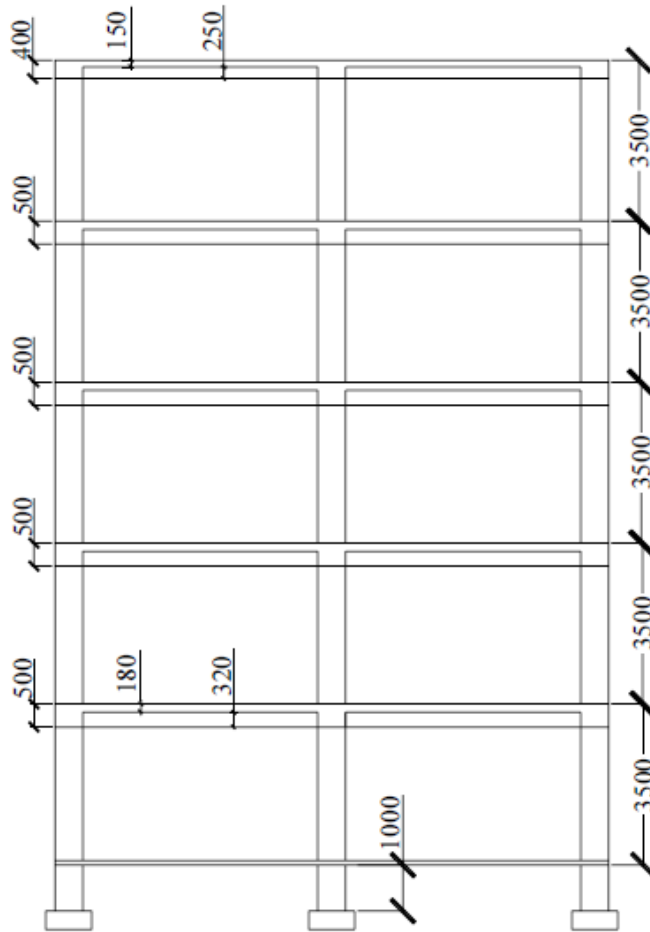
Peso del piso típico (pisos 1-4) $W_{p1-4} = 197$ [Ton]

Figura 48: Plano en planta de la distribución de zapatas (unidades en [mm]).



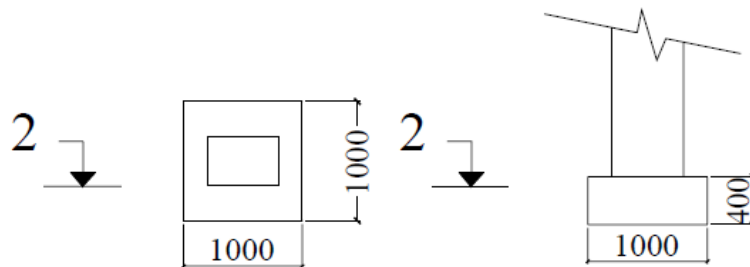
Fuente: Libro interacción sísmica en edificaciones con zapatas aisladas.

Figura 49: Plano en Perfil distribución de zapatas (unidades en [mm]).



Fuente: Libro interacción sísmica en edificaciones con zapatas aisladas.

Figura 50: Plano de cimentación y corte 2-2 (unidades en [mm]).



Fuente: Libro interacción sísmica en edificaciones con zapatas aisladas.

Modelo Dinámico D.D. BARKAN – O.A. SAVINOV

De acuerdo a la tabla 2 “Coeficiente C_0 en función del tipo de suelo de la base de fundación descrita en el presente libro” el autor, asumió $C_0 = 2,6 \text{ kg/cm}^3$ (arena densa). Y procedió a calcular la magnitud de la presión estática del suelo “ ρ ” para cada zapata:

$$\rho = \frac{135000 + 4,197000}{15,100^2} = 6,153 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$D_0 = \frac{1 - 0,35}{1 - 0,5 * 0,35} * 2,6 = 2,048 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right)$$

$$C_z = 2,6 \left(1 + \frac{2(1 + 1)}{1 * 1} \right) * \sqrt{\frac{6,153}{0,2}} = 72,106 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right) = 72106 \left(\frac{\text{T}}{\text{m}^3} \right)$$

$$C_z = 2,048 \left(1 + \frac{2(1 + 1)}{1 * 1} \right) * \sqrt{\frac{6,153}{0,2}} = 56,797 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right) = 56797 \left(\frac{\text{T}}{\text{m}^3} \right)$$

$$C_z = 2,6 \left(1 + \frac{2(1 + 3 * 1)}{1 * 1} \right) * \sqrt{\frac{6,153}{0,2}} = 56,797 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \right) = 56797 \left(\frac{\text{T}}{\text{m}^3} \right)$$

$$K_z = 72106 * 1 * 1 = 72106 \left(\frac{\text{T}}{\text{m}^3} \right)$$

$$K_x = 56797 * 1 * 1 = 56797 \left(\frac{\text{T}}{\text{m}^3} \right)$$

$$K_\varphi = 129791 * \frac{1 * 1^3}{12} = 10816 (\text{T} * \text{m})$$

Modelo Dinámico V.A. ILICHEV

Determinando las velocidades de propagación de las ondas longitudinal y transversal:

$$C_1 = \sqrt{\frac{(1 - 0,35) * 70000}{(1 + 0,35) * (1 - 2 * 0,35) * 1,8}} = 250 \left(\frac{m}{s}\right)$$

$$C_2 = \sqrt{\frac{70000}{2 * (1 + 0,35) * 1,8}} = 120 \left(\frac{m}{s}\right)$$

Por la tabla 3 “Coeficientes K según en función del módulo de Poisson tanto para vibraciones verticales como horizontales en del modelo dinámico de V.A. ILICHEV descrita en el presente libro” se encuentra que si $\mu = 0,35$, entonces $k_{0z1} = 26,30$; $k_{0x1} = 12,40$; $k_{0\rho1} = 6,70$; $k_{0z2} = 8,40$; $k_{0x2} = 8,30$; $k_{0\rho2} = 7,90$

Por la tabla 4 “Coeficientes K según en función del módulo de Poisson tanto para vibraciones verticales como horizontales en del modelo dinámico de V.A. ILICHEV descrita en el presente libro” se encuentra que si $\mu = 0,35$, entonces $k_{1z1} = 4,34$; $k_{1x1} = 2,09$; $k_{1\rho1} = 1,41$; $k_{1z2} = 3,50$; $k_{1x2} = 1,87$; $k_{1\rho2} = 1,81$

Si $\psi = 24^\circ$

$$k_{z1} = 26,30 + 4,34 * \tan(24^\circ) * \sqrt{\frac{1 * 1}{1}} = 28,23$$

$$k_{z2} = 8,40 + 3,50 * \tan(24^\circ) * \sqrt{\frac{1 * 1}{1}} = 9,96$$

$$k_z = \frac{28,23 * 9,96}{28,23 + 9,96} = 7,36$$

Ahora se determina el valor del coeficiente de rigidez de compresion elastica uniforme:

$$k_z = 1,20^2 * 0,18 * 7,36 * \sqrt{\frac{1 * 1}{\pi}} = 10763 \left(\frac{T}{m}\right)$$

Analógicamente se calculan los coeficientes k_{x1} y k_{x2} :

$$k_{x1} = 12,40 + 2,09 * \tan(24^\circ) * \sqrt{\frac{1 * 1}{1}} = 13,33$$

$$k_{x2} = 8,30 + 1,87 * \tan(24^\circ) * \sqrt{\frac{1 * 1}{1}} = 9,13$$

En este caso el coeficiente equivalente k_x será igual a la suma de los coeficientes calculados anteriormente:

$$k_x = 13,33 + 9,13 = 22,46$$

Ahora se calcula el coeficiente de rigidez de desplazamiento elástico uniforme:

$$k_x = 1,20^2 * 0,18 * 22,46 * \sqrt{\frac{1 * 1}{\pi}} = 32845 \left(\frac{T}{m}\right)$$

Determinando $k_{\varphi 1}$ y $k_{\varphi 2}$

$$k_{\varphi 1} = 6,70 + 1,41 * \tan(24^\circ) * \sqrt{\frac{1 * 1}{1}} = 7,33$$

$$k_{\varphi 2} = 7,90 + 1,81 * \tan(24^\circ) * \sqrt{\frac{1 * 1}{1}} = 8,71$$

Luego, el coeficiente equivalente k_φ será:

$$k_\varphi = \frac{7,33 * 8,71}{7,33 + 8,71} = 3,98$$

En consecuencia, el coeficiente de rigidez de compresión elástica no uniforme será:

$$k_{\varphi} = 1,20^2 * 0,18 * 3,98 * \left(\sqrt{\frac{1 * 1}{\pi}} \right)^3 = 1853(T.m)$$

Analógicamente se calculan las características del amortiguamiento es decir B_z, B_x, B_{φ}

Por la tabla 3 “Coeficientes K según en función del módulo de Poisson tanto para vibraciones verticales como horizontales en del modelo dinámico de V.A. ILICHEV descrita en el presente libro” se tiene $b_{0z1} = 6,44$; $b_{0x1} = 3,10$; $b_{0\varphi1} = 1,63$; $b_{0z2} = 6,90$; $b_{0x2} = 5,70$; $b_{0\varphi2} = 8,30$;

Así mismo Por la tabla 4 “Coeficientes K según en función del módulo de Poisson tanto para vibraciones verticales como horizontales en del modelo dinámico de V.A. ILICHEV descrita en el presente libro” se tiene $b_{1z1} = 1,06$; $b_{1x1} = 0,53$; $b_{1\varphi1} = 0,28$; $b_{1z2} = 0,78$; $b_{1x2} = 0,84$; $b_{1\varphi2} = 0,12$;

Entonces:

$$b_{z1} = 6,44 + 1,06 * \tan(24^{\circ}) * \sqrt{\frac{1 * 1}{1}} = 6,91$$

$$b_{z2} = 6,90 + 0,78 * \tan(24^{\circ}) * \sqrt{\frac{1 * 1}{1}} = 7,25$$

En consecuencia:

$$b_z = \frac{6,91 * 7,25}{6,91 + 7,25} = 3,54$$

Calculando B_z :

$$B_z = 120 * 0,18 * 3,54 * \left(\sqrt{\frac{1 * 1}{\pi}} \right)^2 = 24,34 \left(\frac{T * s}{m} \right)$$

Analógicamente se tiene:

$$b_{x1} = 3,10 + 0,53 * \tan(24^\circ) * \sqrt{\frac{1 * 1}{1}} = 3,34$$

$$b_{x2} = 5,70 + 0,84 * \tan(24^\circ) * \sqrt{\frac{1 * 1}{1}} = 6,07$$

Entonces:

$$b_x = 3,34 + 6,07 = 9,41$$

Luego determinando B_x :

$$B_x = 120 * 0,18 * 9,41 * \left(\sqrt{\frac{1 * 1}{\pi}} \right)^2 = 64,70 \left(\frac{T * s}{m} \right)$$

Así mismo:

$$b_{\varphi 1} = 1,63 + 0,28 * \tan(24^\circ) * \sqrt{\frac{1 * 1}{1}} = 1,75$$

$$b_{\varphi 2} = 1,70 + 0,12 * \tan(24^\circ) * \sqrt{\frac{1 * 1}{1}} = 1,75$$

En consecuencia:

$$b_\varphi = \frac{1,75 * 1,75}{1,75 + 1,75} = 0,88$$

Ahora se determina B_φ :

$$B_\varphi = 120 * 0,18 * 0,88 * \left(\sqrt{\frac{1 * 1}{\pi}} \right)^4 = 1,93 (T * s * m)$$

En forma analógica se calcula M_z, M_x, M_φ :

Por la tabla 1 “*parámetros de N_i en función del ángulo de fricción del suelo descrita en el presente libro*”) se tiene $m_{0z} = 3,12$; $m_{0x} = 1,90$; $m_{0\varphi} = 1,03$

Así mismo por la tabla 2 “*Coefficiente C_0 en función del tipo de suelo de la base de fundación descrita en el presente libro*” se tiene $m_{1z} = 0,62$; $m_{1x} = 0,31$;
 $m_{1\varphi} = 0,16$

Luego:

$$m_z = 3,12 + 0,62 * \tan(24^\circ) * \sqrt{\frac{1 * 1}{1}} = 3,40$$

$$m_x = 1,90 + 0,31 * \tan(24^\circ) * \sqrt{\frac{1 * 1}{1}} = 2,04$$

$$m_\varphi = 1,03 + 0,16 * \tan(24^\circ) * \sqrt{\frac{1 * 1}{1}} = 1,10$$

Entonces calculando M_z, M_x, M_φ :

$$M_z = 0,18 * \left(\sqrt{\frac{1 * 1}{\pi}} \right)^3 * 3,40 = 0,11 \left(\frac{Ts^2}{m} \right)$$

$$M_x = 0,18 * \left(\sqrt{\frac{1 * 1}{\pi}} \right)^3 * 2,04 = 0,07 \left(\frac{Ts^2}{m} \right)$$

$$M_\varphi = 0,18 * \left(\sqrt{\frac{1 * 1}{\pi}} \right)^3 * 1,10 = 0,01 \left(\frac{Ts^2}{m} \right)$$

Modelo Dinámico A.E. SARGSIAN

Determinando los coeficientes de rigidez K_z, K_x, K_φ :

$$K_z = \frac{0,18 * 250^2 * \sqrt{1 * 1}}{0,833 * (1 - 0,35^2)} = 15391 \left(\frac{T}{m}\right)$$

$$K_z = \frac{28,8 * (1 - 0,35^2) * 0,18 * 120^2 * \sqrt{1 * 1}}{\pi * (7 - 8 * 0,35)} = 4965 \left(\frac{T}{m}\right)$$

$$K_z = \frac{8,52 * 0,18 * 120^2 * \left(\frac{1 * 1^3}{12}\right)}{\sqrt{\pi} * (1 - 0,35) * \sqrt{1 * 1}} = 1597(T * m)$$

Modelo Dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

Calculando el coeficiente de compresión elástica uniforme:

$$C_z = 1,5 * 7000 * \left(1 + \sqrt{\frac{10}{1}}\right) = 43704 \left(\frac{T}{m^3}\right)$$

Luego determinando los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme, compresión elástica no uniforme y desplazamiento elástico no uniforme:

$$C_x = 0,7 * 43704 = 30593 \left(\frac{T}{m^3}\right)$$

$$C_x = 2 * 43704 = 87408 \left(\frac{T}{m^3}\right)$$

$$C_\psi = 43704 = 43704 \left(\frac{T}{m^3}\right)$$

Calculando los coeficientes de rigidez $K_z, K_x, K_\varphi, K_\psi$:

$$K_z = 1 * 1 * 43704 = 43704 \left(\frac{T}{m}\right)$$

$$K_x = 1 * 1 * 30593 = 30593 \left(\frac{T}{m}\right)$$

$$K_\varphi = 87408 * \frac{1 * 1^3}{12} = 7284(Tm)$$

$$K_\psi = C_\psi * I_\psi = C_\psi(I_{\varphi x} + I_{\varphi y}) = 43704 * \left(\frac{1 * 1^3}{12} + \frac{1 * 1^3}{12}\right) = 7284(Tm)$$

Tabla 14: Comparación de los resultados de los diferentes modelos dinámicos.

MODELO DINAMICO	Kx [Ton/m]	Ky [Ton/m]	Kz [Ton/m]	Kφx [Ton/m]	Kφy [Ton/m]	Kφz [Ton/m]
BARKAN	56797	56797	72106	10816	10816	-
ILICHEV	32845	32845	10763	1853	1853	-
SARGSIAN	4965	4965	15391	1597	1597	-
NORMA RUSA	30593	30593	43704	7284	7284	7284

Fuente: Libro interacción sísmica en edificaciones con zapatas aisladas.

ANEXO C. CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES DE RIGIDEZ PARA LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICIOS ALTOS.

Como ejemplo se da a conocer el análisis de cálculo para determinar los coeficientes de rigidez para una estructura cimentada con pilotes, el ejemplo es sacado del libro interacción suelo-estructura en edificios altos (Libro Premio Nacional ANR 2007) escrito por el Doctor Genner Villareal Castro páginas 48, 51, 53, 54, 55 y 56.

En el presente anexo se presenta el análisis y cálculo de los coeficientes de rigidez de una edificación típica. Este es un edificio de 16 pisos de armazón estructural de dos vanos de sistema aporticado con diafragmas verticales rígidos, de dimensiones en el plano de 16m x 30m, con una altura de piso de 3,5m. Las características constructivas de la cimentación del edificio se muestran en la figura 1.

CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO:

Módulo de elasticidad del concreto	E = 23000MPa
Peso específico del concreto	$\gamma = 2400\text{kgf/m}^3 = 24\text{kN/m}^3$
Coeficiente de Poisson del concreto	$\nu = 0,20$

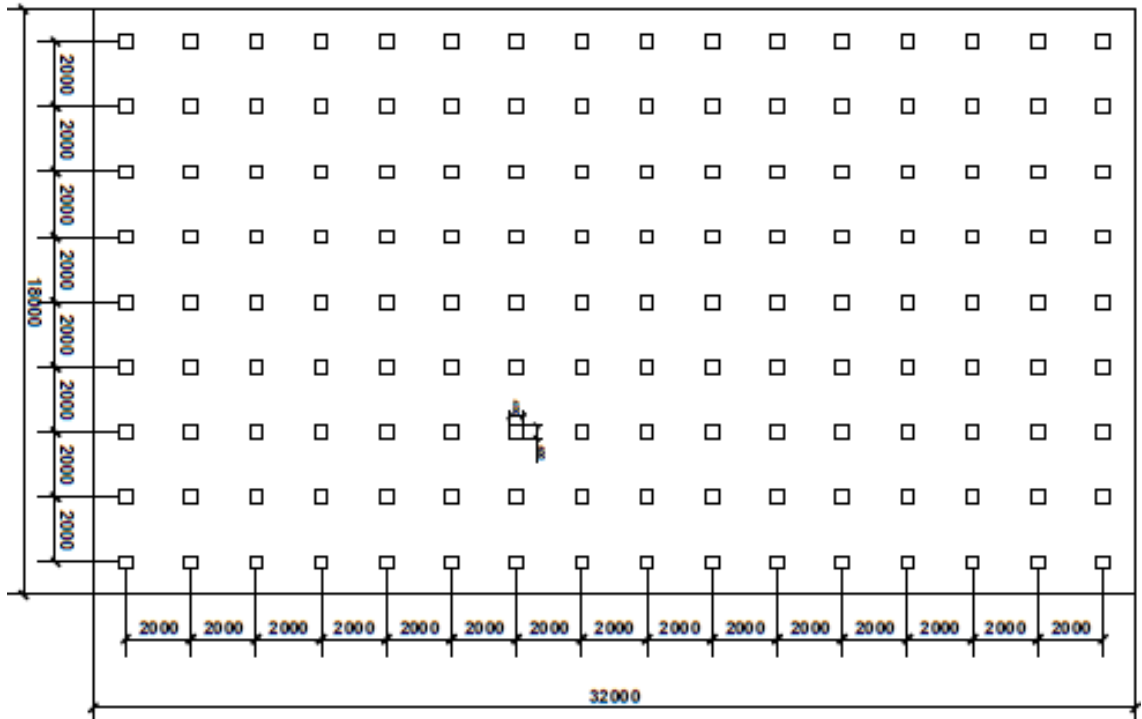
Tabla 15: Características físico mecánicas del suelo

N	SUELOS	ESPESOR DEL ESTRATO [m]	γ [KN/m ³]	ϕ [grad]	C [kPa]	e	IL	μ	E [MPa]
2	Arena arcillosa poco plástica	5	18	14	16	1	1	0	10
3	Arcilla muy plástica	6	19	22	57	1	0	0	21
4	Arena grande	9	20	31	2	1	-	0	40

Fuente: Libro interacción suelo-estructura en edificios altos

Carga viva = $150\text{kgf/m}^2 = 1,5\text{kN/m}^2$

Figura 51: Distribución de los pilotes en plata (unidades en [mm]).



Fuente: Libro interacción suelo-estructura en edificios altos

Se tiene el análisis de las cargas de la edificación, calculándose el peso del piso superior a nivel de techo y los pesos de los pisos típicos a nivel de entrepiso, obteniéndose:

Peso del piso superior (piso 16) = 300 [Ton].

Peso del piso típico (pisos 1-15) = 400 [Ton].

Modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

Se determina los coeficientes β_z^* y β_x^*

$$\beta_z^* = \frac{2 * 2,7 * 10^7 * 5 + 4,2 * 10^7 * 6}{10000 * 10^3 * 15} = 5,16$$

$$\beta_x^* = 0,25 * 5,15 = 1,26$$

Se calculan las masas asumidas de la cimentación con pilotes.

$$m_{x,red} = m_{y,red} = \frac{2,4 * 18 * 32 * 1,2}{9,81} + 1,29 * 144 \frac{2,4 * 0,4 * 0,4 * 15}{9,81} = 278,17 \left[\frac{T s^2}{m} \right]$$

$$m_{z,red} = 160,10 + 5,16 * 84,55 = 605,38 \left[\frac{T s^2}{m} \right]$$

Luego se calculan los coeficientes de deformación elástica del sistema “pilote-Suelo”

$$\alpha = 2 * \sqrt{\frac{8000 * 10^3 * (1,5 * 0,4 + 0,5)}{3 * 23000 * 10^6 * \left(\frac{0,4 * 0,4^3}{12} \right)}} = 1,14 [m^{-1}]$$

Se determinan los coeficientes A_0 , B_0 y C_0 por medio de tablas.

$$A_0=2,441$$

$$B_0=1,621$$

$$C_0=1,751$$

Para los pilotes empotrados en el cabezal se determina el coeficiente p .

$$p = 2,441 + \frac{1}{1,751} * (1,621 * (-1,621)) = 0,94$$

Ahora se calculó el coeficiente de rigidez $K_{x,red}$

$$K_{x,red} = K_{y,red} = \frac{144 * 23000 * 10^6 * \left(\frac{0,4 * 0,4^3}{12} \right) * 1,14^3}{0,94} = 11136167326 \left[\frac{N}{m} \right]$$

$$K_{x,red} = K_{y,red} = 1113617 \left[\frac{Ton}{m} \right]$$

Calculo del coeficiente de compresión elástica uniforme del suelo en el nivel del extremo inferior del pilote

$$C^*_z = 2 * 1 * 10 * 10^6 \left(1 + \sqrt{\frac{10}{0,4 * 0,4}} \right) = 178113883 \left(\frac{N}{m^3} \right)$$

Se calcula α , $C_{p,m}$ y β

$$\alpha = \frac{178113883}{23000 * 10^6} = 0,0077 \text{ m}^{-1}$$

$$C_{p,m} = \frac{2,7 * 10^7 * 5 + 4,2 * 10^7 * 6 + 6 * 10^7 * 9}{15} = 61,8 * 10^6 \left[\frac{N}{m^3} \right]$$

$$\beta = \sqrt{\frac{61,8 * 10^6 * 1.6}{23000 * 10^6 * 0,4^2}} = 0,1639 \text{ m}^{-1}$$

Se procede al cálculo del coeficiente de rigidez $K^*_{z,red}$

$$K^*_{z,red} = 144 * 23000 * 10^6 * 0,4^2 * 0,1639 * \frac{0,1639th(0,1639 * 15) + 0,0077}{0,1639 + 0,0077th(0,1639 * 15)}$$

$$K^*_{z,red} = 85703954730 \left(\frac{N}{m} \right)$$

$$K_{z,red} = K^*_{z,red} = 8570395 \left(\frac{Ton}{m} \right)$$

Para las vibraciones horizontal-rotacionales, los momentos de inercia de la masa de la cimentación con pilotes se calculan de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \theta_{\varphi x,red} &= \frac{169,10 * 32^2}{12} + 5,16 \\ &\quad * 0,587(9 * (1^2 + 3^2 + 5^2 + 7^2 + 9^2 + 11^2 + 13^2 + 15^2) * 2) \\ \theta_{\varphi x,red} &= 51503,85 \text{ (Ton. s}^2 \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\theta_{\varphi x^0,red} = 51503,85 + 0,6^2 * 169,10 = 51564,73 \text{ (Ton. s}^2 \cdot \text{m)}$$

$$\begin{aligned} \theta_{\varphi y,red} &= \frac{169,10 * 18^2}{12} + 5,16 * 0,587(16 * (2^2 + 4^2 + 6^2 + 8^2) * 2) \\ &= 16196,75 \text{ (Ton. s}^2 \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

$$\theta_{\varphi y^0.red} = 16196,75 + 0,6^2 * 169,10 = 16257,63(Ton. s^2. m)$$

Se procede al cálculo del coeficiente de rigidez $K_{\varphi x,red}$ y $K_{\varphi y,red}$

$$K_{\varphi x,red} = \frac{8570395}{144} (9 * (1^2 + 3^2 + 5^2 + 7^2 + 9^2 + 11^2 + 13^2 + 15^2) * 2) \\ = 728483575 (Ton. m)$$

$$\theta_{\varphi y,red} = \frac{8570395}{144} (16 * (2^2 + 4^2 + 6^2 + 8^2) * 2) = 228543867 (Ton. m)$$

El momento de inercia de la masa de la cimentación con pilotes, para vibraciones rotatorias alrededor del eje vertical se determina a continuación.

$$\sum_{i=1}^N r_{v,i}^2 = 2 * (1^2 + 3^2 + 5^2 + 7^2 + 9^2 + 11^2 + 13^2 + 15^2) \\ + 4(5 + 17 + 65 + 13 + 25 + 45 + 73 + 29 + 41 + 61 + 89 + 53 + 65 \\ + 85 + 113 + 85 + 97 + 117 + 145 + 125 + 137 + 157 + 185 + 173 \\ + 185 + 205 + 233 + 229 + 241 + 261 + 289) = 16080 (m^2)$$

$$\theta_{\psi z,red} = \frac{169,10(18^2 + 32^2)}{12} + 1,29 * 0,587 * 16080 = 31171,83(Ton. s^2. m)$$

Se procede al cálculo del coeficiente de rigidez $K_{\psi z,red}$

$$K_{\psi z,red} = \frac{1113617}{144} (16080) = 124353898(Ton. m)$$

Modelo Dinámico V.A. ILICHEV–Yu.V. MONGOLOV-V.M. SHAEVICH

El coeficiente de deformación elástica (α) se puede calcular:

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{8000 * 10^3 * 0,4}{23000 * 10^6 * \left(\frac{0,4 * 0,4^3}{12}\right)}} = 0,58 \left(\frac{1}{m}\right)$$

Los coeficientes $a_y(\xi_0)$, $a_\varphi(\xi_0)$, $a_M(\xi_0)$ se determinan por la figura 29 “Coeficientes de $a_y^H(\xi)$, $a_\varphi^H(\xi)$, $a_M^H(\xi)$, $a_H^H(\xi)$, $a_p^H(\xi)$ para pilotes con el extremo inferior libre, descrita en el presente libro”.

$$a_y(\xi_0) = 0,8 \qquad a_\varphi(\xi_0) = 0,1 \qquad a_M(\xi_0) = 0,9$$

El coeficiente C_1 se determina por la figura 27 “Dependencia del coeficiente C_1 respecto a la profundidad de hincado del pilote, descrita en el presente libro”.

$$C_1 = 240 \left(\frac{MN}{m}\right)$$

Ahora se calculan los coeficientes C_2 , C_3 y C_4 :

$$C_2 = \frac{0,58^3 * 23000 * 10^6 * \left(\frac{0,4 * 0,4^3}{12}\right)}{0,8} = 11966896 \left(\frac{N}{m}\right)$$

$$C_3 = \frac{0,9 * 0,58^2 * 23000 * 10^6 * \left(\frac{0,4 * 0,4^3}{12}\right)}{0,8} = 18569280 \left(\frac{N}{m}\right)$$

$$C_4 = \frac{0,9 * 0,58 * 23000 * 10^6 * \left(\frac{0,4 * 0,4^3}{12}\right)}{0,8} = 256128000(Nm)$$

Ahora calculando $\sum_{i=1}^n x_i^2$ y $\sum_{i=1}^n y_i^2$

$$\sum_{i=1}^n x_i^2 = (1^2 + 3^2 + 5^2 + 7^2 + 9^2 + 11^2 + 13^2 + 15^2) * 9 * 2 = 12249 \text{ m}^2$$

$$\sum_{i=1}^n y_i^2 = (1^2 + 3^2 + 5^2 + 7^2 + 9^2 + 11^2 + 13^2 + 15^2) * 16 * 2 = 3840 \text{ m}^2$$

Se calculan los coeficientes de rigidez $K_z, K_x, K_y, K_{\phi x}, K_{\phi y}$:

$$K_x = 144 * 11966869 - \frac{144^2 * 18569280^2}{240 * 10^6 * 12240 + 144 * 256128000}$$

$$K_x = 1720825306 \left(\frac{N}{m}\right) = 172983 \left(\frac{T}{m}\right)$$

$$K_y = 144 * 11966869 - \frac{144^2 * 18569280^2}{240 * 10^6 * 3840 + 144 * 256128000}$$

$$K_y = 1715769271 \left(\frac{N}{m}\right) = 171577 \left(\frac{T}{m}\right)$$

$$K_z = 144 * 240 * 10^6 = 3,456 * 10^{10} \left(\frac{N}{m}\right) = 3456000 \left(\frac{T}{m}\right)$$

$$K_{\phi x} = 240 * 10^6 * 12240 + 144 * 256128000 - 144 * \frac{18569280^2}{11966869}$$

$$K_{\phi x} = 2970333158284 \text{ (Nm)} = 297033316 \text{ (Tm)}$$

$$K_{\phi y} = 240 * 10^6 * 3840 + 144 * 256128000 - 144 * \frac{18569280^2}{11966869}$$

$$K_{\phi y} = 954333158284 \text{ (Nm)} = 95433316 \text{ (Tm)}$$

Tabla 16: Comparación de los resultados de los diferentes modelos dinámicos.

MODELO DINAMICO	Kx [Ton/m]	Ky [Ton/m]	Kz [Ton/m]	K ϕ x [Ton/m]	K ϕ y [Ton/m]	K ϕ z [Ton/m]
ILICHEV	1113617	1113617	8570395	728483575	228543867	124353898
NORMA RUSA	172083	171577	3456000	297033316	95433316	-

Fuente: Libro interacción suelo-estructura en edificios altos